

COLEÇÃO
DESAFIOS
DAS
ENGENHARIAS:

ENGENHARIA CIVIL



CARLOS AUGUSTO ZILLI
(ORGANIZADOR)

Atena
Editora
Ano 2021

COLEÇÃO
DESAFIOS
DAS
ENGENHARIAS:

ENGENHARIA CIVIL



CARLOS AUGUSTO ZILLI
(ORGANIZADOR)

Atena
Editora
Ano 2021

Editora Chefe

Profª Drª Antonella Carvalho de Oliveira

Assistentes Editoriais

Natalia Oliveira

Bruno Oliveira

Flávia Roberta Barão

Bibliotecária

Janaina Ramos

Projeto Gráfico e Diagramação

Natália Sandrini de Azevedo

Camila Alves de Cremona

Luiza Alves Batista

Maria Alice Pinheiro

Imagens da Capa

iStock

Edição de Arte

Luiza Alves Batista

Revisão

Os autores

2021 by Atena Editora

Copyright © Atena Editora

Copyright do Texto © 2021 Os autores

Copyright da Edição © 2021 Atena Editora

Direitos para esta edição cedidos à Atena Editora pelos autores.

Open access publication by Atena Editora



Todo o conteúdo deste livro está licenciado sob uma Licença de Atribuição Creative Commons. Atribuição-Não-Comercial-NãoDerivativos 4.0 Internacional (CC BY-NC-ND 4.0).

O conteúdo dos artigos e seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos autores, inclusive não representam necessariamente a posição oficial da Atena Editora. Permitido o *download* da obra e o compartilhamento desde que sejam atribuídos créditos aos autores, mas sem a possibilidade de alterá-la de nenhuma forma ou utilizá-la para fins comerciais.

Todos os manuscritos foram previamente submetidos à avaliação cega pelos pares, membros do Conselho Editorial desta Editora, tendo sido aprovados para a publicação com base em critérios de neutralidade e imparcialidade acadêmica.

A Atena Editora é comprometida em garantir a integridade editorial em todas as etapas do processo de publicação, evitando plágio, dados ou resultados fraudulentos e impedindo que interesses financeiros comprometam os padrões éticos da publicação. Situações suspeitas de má conduta científica serão investigadas sob o mais alto padrão de rigor acadêmico e ético.

Conselho Editorial

Ciências Humanas e Sociais Aplicadas

Prof. Dr. Alexandre Jose Schumacher – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Paraná

Prof. Dr. Américo Junior Nunes da Silva – Universidade do Estado da Bahia

Profª Drª Andréa Cristina Marques de Araújo – Universidade Fernando Pessoa

Prof. Dr. Antonio Carlos Frasson – Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Prof. Dr. Antonio Gasparetto Júnior – Instituto Federal do Sudeste de Minas Gerais

Prof. Dr. Antonio Isidro-Filho – Universidade de Brasília
Prof. Dr. Arnaldo Oliveira Souza Júnior – Universidade Federal do Piauí
Prof. Dr. Carlos Antonio de Souza Moraes – Universidade Federal Fluminense
Prof. Dr. Crisóstomo Lima do Nascimento – Universidade Federal Fluminense
Prof^a Dr^a Cristina Gaio – Universidade de Lisboa
Prof. Dr. Daniel Richard Sant’Ana – Universidade de Brasília
Prof. Dr. Deyvison de Lima Oliveira – Universidade Federal de Rondônia
Prof^a Dr^a Dilma Antunes Silva – Universidade Federal de São Paulo
Prof. Dr. Edvaldo Antunes de Farias – Universidade Estácio de Sá
Prof. Dr. Elson Ferreira Costa – Universidade do Estado do Pará
Prof. Dr. Eloi Martins Senhora – Universidade Federal de Roraima
Prof. Dr. Gustavo Henrique Cepolini Ferreira – Universidade Estadual de Montes Claros
Prof. Dr. Humberto Costa – Universidade Federal do Paraná
Prof^a Dr^a Ivone Goulart Lopes – Istituto Internazionele delle Figlie de Maria Ausiliatrice
Prof. Dr. Jadson Correia de Oliveira – Universidade Católica do Salvador
Prof. Dr. José Luis Montesillo-Cedillo – Universidad Autónoma del Estado de México
Prof. Dr. Julio Candido de Meirelles Junior – Universidade Federal Fluminense
Prof^a Dr^a Lina Maria Gonçalves – Universidade Federal do Tocantins
Prof. Dr. Luis Ricardo Fernandes da Costa – Universidade Estadual de Montes Claros
Prof^a Dr^a Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Marcelo Pereira da Silva – Pontifícia Universidade Católica de Campinas
Prof^a Dr^a Maria Luzia da Silva Santana – Universidade Federal de Mato Grosso do Sul
Prof. Dr. Miguel Rodrigues Netto – Universidade do Estado de Mato Grosso
Prof. Dr. Pablo Ricardo de Lima Falcão – Universidade de Pernambuco
Prof^a Dr^a Paola Andressa Scortegagna – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Prof^a Dr^a Rita de Cássia da Silva Oliveira – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Prof. Dr. Rui Maia Diamantino – Universidade Salvador
Prof. Dr. Saulo Cerqueira de Aguiar Soares – Universidade Federal do Piauí
Prof. Dr. Urandi João Rodrigues Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará
Prof^a Dr^a Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande
Prof^a Dr^a Vanessa Ribeiro Simon Cavalcanti – Universidade Católica do Salvador
Prof. Dr. William Cleber Domingues Silva – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Willian Douglas Guilherme – Universidade Federal do Tocantins

Ciências Agrárias e Multidisciplinar

Prof. Dr. Alexandre Igor Azevedo Pereira – Instituto Federal Goiano
Prof. Dr. Arinaldo Pereira da Silva – Universidade Federal do Sul e Sudeste do Pará
Prof. Dr. Antonio Pasqualetto – Pontifícia Universidade Católica de Goiás
Prof^a Dr^a Carla Cristina Bauermann Brasil – Universidade Federal de Santa Maria
Prof. Dr. Cleberton Correia Santos – Universidade Federal da Grande Dourados
Prof^a Dr^a Diocléa Almeida Seabra Silva – Universidade Federal Rural da Amazônia
Prof. Dr. Écio Souza Diniz – Universidade Federal de Viçosa
Prof. Dr. Fábio Steiner – Universidade Estadual de Mato Grosso do Sul
Prof. Dr. Fágner Cavalcante Patrocínio dos Santos – Universidade Federal do Ceará
Prof^a Dr^a Girlene Santos de Souza – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Prof. Dr. Jael Soares Batista – Universidade Federal do Semi-Árido
Prof. Dr. Jayme Augusto Peres – Universidade Estadual do Centro-Oeste
Prof. Dr. Júlio César Ribeiro – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof^a Dr^a Lina Raquel Santos Araújo – Universidade Estadual do Ceará
Prof. Dr. Pedro Manuel Villa – Universidade Federal de Viçosa
Prof^a Dr^a Raissa Rachel Salustriano da Silva Matos – Universidade Federal do Maranhão
Prof. Dr. Ronilson Freitas de Souza – Universidade do Estado do Pará
Prof^a Dr^a Talita de Santos Matos – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro

Prof. Dr. Tiago da Silva Teófilo – Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Prof. Dr. Valdemar Antonio Paffaro Junior – Universidade Federal de Alfenas

Ciências Biológicas e da Saúde

Prof. Dr. André Ribeiro da Silva – Universidade de Brasília
Profª Drª Anelise Levay Murari – Universidade Federal de Pelotas
Prof. Dr. Benedito Rodrigues da Silva Neto – Universidade Federal de Goiás
Profª Drª Daniela Reis Joaquim de Freitas – Universidade Federal do Piauí
Profª Drª Débora Luana Ribeiro Pessoa – Universidade Federal do Maranhão
Prof. Dr. Douglas Siqueira de Almeida Chaves – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Edson da Silva – Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri
Profª Drª Elizabeth Cordeiro Fernandes – Faculdade Integrada Medicina
Profª Drª Eleuza Rodrigues Machado – Faculdade Anhanguera de Brasília
Profª Drª Elane Schwinden Prudêncio – Universidade Federal de Santa Catarina
Profª Drª Eysler Gonçalves Maia Brasil – Universidade da Integração Internacional da Lusofonia Afro-Brasileira
Prof. Dr. Ferlando Lima Santos – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Profª Drª Fernanda Miguel de Andrade – Universidade Federal de Pernambuco
Prof. Dr. Fernando Mendes – Instituto Politécnico de Coimbra – Escola Superior de Saúde de Coimbra
Profª Drª Gabriela Vieira do Amaral – Universidade de Vassouras
Prof. Dr. Gianfábio Pimentel Franco – Universidade Federal de Santa Maria
Prof. Dr. Helio Franklin Rodrigues de Almeida – Universidade Federal de Rondônia
Profª Drª Iara Lúcia Tescarollo – Universidade São Francisco
Prof. Dr. Igor Luiz Vieira de Lima Santos – Universidade Federal de Campina Grande
Prof. Dr. Jefferson Thiago Souza – Universidade Estadual do Ceará
Prof. Dr. Jesus Rodrigues Lemos – Universidade Federal do Piauí
Prof. Dr. Jônatas de França Barros – Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. José Max Barbosa de Oliveira Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará
Prof. Dr. Luís Paulo Souza e Souza – Universidade Federal do Amazonas
Profª Drª Magnólia de Araújo Campos – Universidade Federal de Campina Grande
Prof. Dr. Marcus Fernando da Silva Praxedes – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Profª Drª Maria Tatiane Gonçalves Sá – Universidade do Estado do Pará
Profª Drª Mylena Andréa Oliveira Torres – Universidade Ceuma
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federaci do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Paulo Inada – Universidade Estadual de Maringá
Prof. Dr. Rafael Henrique Silva – Hospital Universitário da Universidade Federal da Grande Dourados
Profª Drª Regiane Luz Carvalho – Centro Universitário das Faculdades Associadas de Ensino
Profª Drª Renata Mendes de Freitas – Universidade Federal de Juiz de Fora
Profª Drª Vanessa da Fontoura Custódio Monteiro – Universidade do Vale do Sapucaí
Profª Drª Vanessa Lima Gonçalves – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande
Profª Drª Welma Emidio da Silva – Universidade Federal Rural de Pernambuco

Ciências Exatas e da Terra e Engenharias

Prof. Dr. Adélio Alcino Sampaio Castro Machado – Universidade do Porto
Profª Drª Ana Grasielle Dionísio Corrêa – Universidade Presbiteriana Mackenzie
Prof. Dr. Carlos Eduardo Sanches de Andrade – Universidade Federal de Goiás
Profª Drª Carmen Lúcia Voigt – Universidade Norte do Paraná
Prof. Dr. Cleiseano Emanuel da Silva Paniagua – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás
Prof. Dr. Douglas Gonçalves da Silva – Universidade Estadual do Sudoeste da Bahia
Prof. Dr. Eloi Rufato Junior – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Profª Drª Érica de Melo Azevedo – Instituto Federal do Rio de Janeiro

Prof. Dr. Fabrício Menezes Ramos – Instituto Federal do Pará
Profª Dra. Jéssica Verger Nardeli – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho
Prof. Dr. Juliano Carlo Rufino de Freitas – Universidade Federal de Campina Grande
Profª Drª Luciana do Nascimento Mendes – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Marcelo Marques – Universidade Estadual de Maringá
Prof. Dr. Marco Aurélio Kistemann Junior – Universidade Federal de Juiz de Fora
Profª Drª Neiva Maria de Almeida – Universidade Federal da Paraíba
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Profª Drª Priscila Tessmer Scaglioni – Universidade Federal de Pelotas
Prof. Dr. Sidney Gonçalo de Lima – Universidade Federal do Piauí
Prof. Dr. Takeshy Tachizawa – Faculdade de Campo Limpo Paulista

Linguística, Letras e Artes

Profª Drª Adriana Demite Stephani – Universidade Federal do Tocantins
Profª Drª Angeli Rose do Nascimento – Universidade Federal do Estado do Rio de Janeiro
Profª Drª Carolina Fernandes da Silva Mandaji – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Profª Drª Denise Rocha – Universidade Federal do Ceará
Profª Drª Edna Alencar da Silva Rivera – Instituto Federal de São Paulo
Profª Drª Fernanda Tonelli – Instituto Federal de São Paulo,
Prof. Dr. Fabiano Tadeu Grazioli – Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões
Prof. Dr. Gilmei Fleck – Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Profª Drª Keyla Christina Almeida Portela – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Paraná
Profª Drª Miranilde Oliveira Neves – Instituto de Educação, Ciência e Tecnologia do Pará
Profª Drª Sandra Regina Gardacho Pietrobon – Universidade Estadual do Centro-Oeste
Profª Drª Sheila Marta Carregosa Rocha – Universidade do Estado da Bahia

Conselho Técnico científico

Prof. Me. Abrãao Carvalho Nogueira – Universidade Federal do Espírito Santo
Prof. Me. Adalberto Zorzo – Centro Estadual de Educação Tecnológica Paula Souza
Prof. Dr. Adaylson Wagner Sousa de Vasconcelos – Ordem dos Advogados do Brasil/Seccional Paraíba
Prof. Dr. Adilson Tadeu Basquerote Silva – Universidade para o Desenvolvimento do Alto Vale do Itajaí
Profª Ma. Adriana Regina Vettorazzi Schmitt – Instituto Federal de Santa Catarina
Prof. Dr. Alex Luis dos Santos – Universidade Federal de Minas Gerais
Prof. Me. Alexsandro Teixeira Ribeiro – Centro Universitário Internacional
Profª Ma. Aline Ferreira Antunes – Universidade Federal de Goiás
Profª Drª Amanda Vasconcelos Guimarães – Universidade Federal de Lavras
Prof. Me. André Flávio Gonçalves Silva – Universidade Federal do Maranhão
Profª Drª Andrezza Lopes – Instituto de Pesquisa e Desenvolvimento Acadêmico
Profª Drª Andrezza Miguel da Silva – Faculdade da Amazônia
Profª Ma. Anelisa Mota Gregoleti – Universidade Estadual de Maringá
Profª Ma. Anne Karynne da Silva Barbosa – Universidade Federal do Maranhão
Prof. Dr. Antonio Hot Pereira de Faria – Polícia Militar de Minas Gerais
Prof. Me. Armando Dias Duarte – Universidade Federal de Pernambuco
Profª Ma. Bianca Camargo Martins – UniCesumar
Profª Ma. Carolina Shimomura Nanya – Universidade Federal de São Carlos
Prof. Me. Carlos Antônio dos Santos – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Me. Carlos Augusto Zilli – Instituto Federal de Santa Catarina
Prof. Me. Christopher Smith Bignardi Neves – Universidade Federal do Paraná
Profª Drª Cláudia de Araújo Marques – Faculdade de Música do Espírito Santo
Profª Drª Cláudia Taís Siqueira Cagliari – Centro Universitário Dinâmica das Cataratas
Prof. Me. Clécio Danilo Dias da Silva – Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Me. Daniel da Silva Miranda – Universidade Federal do Pará

Profª Ma. Daniela da Silva Rodrigues – Universidade de Brasília
Profª Ma. Daniela Remião de Macedo – Universidade de Lisboa
Profª Ma. Dayane de Melo Barros – Universidade Federal de Pernambuco
Prof. Me. Douglas Santos Mezacas – Universidade Estadual de Goiás
Prof. Me. Edevaldo de Castro Monteiro – Embrapa Agrobiologia
Prof. Me. Edson Ribeiro de Brito de Almeida Junior – Universidade Estadual de Maringá
Prof. Me. Eduardo Gomes de Oliveira – Faculdades Unificadas Doctum de Cataguases
Prof. Me. Eduardo Henrique Ferreira – Faculdade Pitágoras de Londrina
Prof. Dr. Edwaldo Costa – Marinha do Brasil
Prof. Me. Eliel Constantino da Silva – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita
Prof. Me. Ernane Rosa Martins – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás
Prof. Me. Euvaldo de Sousa Costa Junior – Prefeitura Municipal de São João do Piauí
Prof. Dr. Everaldo dos Santos Mendes – Instituto Edith Theresa Hedwing Stein
Prof. Me. Ezequiel Martins Ferreira – Universidade Federal de Goiás
Profª Ma. Fabiana Coelho Couto Rocha Corrêa – Centro Universitário Estácio Juiz de Fora
Prof. Me. Fabiano Eloy Atílio Batista – Universidade Federal de Viçosa
Prof. Me. Felipe da Costa Negrão – Universidade Federal do Amazonas
Prof. Me. Francisco Odécio Sales – Instituto Federal do Ceará
Prof. Me. Francisco Sérgio Lopes Vasconcelos Filho – Universidade Federal do Cariri
Profª Drª Germana Ponce de Leon Ramirez – Centro Universitário Adventista de São Paulo
Prof. Me. Gevair Campos – Instituto Mineiro de Agropecuária
Prof. Me. Givanildo de Oliveira Santos – Secretaria da Educação de Goiás
Prof. Dr. Guilherme Renato Gomes – Universidade Norte do Paraná
Prof. Me. Gustavo Krahl – Universidade do Oeste de Santa Catarina
Prof. Me. Helton Rangel Coutinho Junior – Tribunal de Justiça do Estado do Rio de Janeiro
Profª Ma. Isabelle Cerqueira Sousa – Universidade de Fortaleza
Profª Ma. Jaqueline Oliveira Rezende – Universidade Federal de Uberlândia
Prof. Me. Javier Antonio Albornoz – University of Miami and Miami Dade College
Prof. Me. Jhonatan da Silva Lima – Universidade Federal do Pará
Prof. Dr. José Carlos da Silva Mendes – Instituto de Psicologia Cognitiva, Desenvolvimento Humano e Social
Prof. Me. Jose Elyton Batista dos Santos – Universidade Federal de Sergipe
Prof. Me. José Luiz Leonardo de Araujo Pimenta – Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria Uruguay
Prof. Me. José Messias Ribeiro Júnior – Instituto Federal de Educação Tecnológica de Pernambuco
Profª Drª Juliana Santana de Curcio – Universidade Federal de Goiás
Profª Ma. Juliana Thaisa Rodrigues Pacheco – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Kamilly Souza do Vale – Núcleo de Pesquisas Fenomenológicas/UFGA
Prof. Dr. Kárpio Márcio de Siqueira – Universidade do Estado da Bahia
Profª Drª Karina de Araújo Dias – Prefeitura Municipal de Florianópolis
Prof. Dr. Lázaro Castro Silva Nascimento – Laboratório de Fenomenologia & Subjetividade/UFPR
Prof. Me. Leonardo Tullio – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Ma. Lillian Coelho de Freitas – Instituto Federal do Pará
Profª Ma. Lillian de Souza – Faculdade de Tecnologia de Itu
Profª Ma. Liliani Aparecida Sereno Fontes de Medeiros – Consórcio CEDERJ
Profª Drª Livia do Carmo Silva – Universidade Federal de Goiás
Prof. Dr. Lucio Marques Vieira Souza – Secretaria de Estado da Educação, do Esporte e da Cultura de Sergipe
Prof. Dr. Luan Vinicius Bernardelli – Universidade Estadual do Paraná
Profª Ma. Luana Ferreira dos Santos – Universidade Estadual de Santa Cruz
Profª Ma. Luana Vieira Toledo – Universidade Federal de Viçosa
Prof. Me. Luis Henrique Almeida Castro – Universidade Federal da Grande Dourados
Prof. Me. Luiz Renato da Silva Rocha – Faculdade de Música do Espírito Santo
Profª Ma. Luma Sarai de Oliveira – Universidade Estadual de Campinas
Prof. Dr. Michel da Costa – Universidade Metropolitana de Santos

Prof. Me. Marcelo da Fonseca Ferreira da Silva – Governo do Estado do Espírito Santo
Prof. Dr. Marcelo Máximo Purificação – Fundação Integrada Municipal de Ensino Superior
Prof. Me. Marcos Aurelio Alves e Silva – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo
Prof. Me. Marcos Roberto Gregolin – Agência de Desenvolvimento Regional do Extremo Oeste do Paraná
Profª Ma. Maria Elanny Damasceno Silva – Universidade Federal do Ceará
Profª Ma. Marileila Marques Toledo – Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri
Prof. Dr. Pedro Henrique Abreu Moura – Empresa de Pesquisa Agropecuária de Minas Gerais
Prof. Me. Pedro Panhoca da Silva – Universidade Presbiteriana Mackenzie
Profª Drª Poliana Arruda Fajardo – Universidade Federal de São Carlos
Prof. Me. Rafael Cunha Ferro – Universidade Anhembi Morumbi
Prof. Me. Ricardo Sérgio da Silva – Universidade Federal de Pernambuco
Prof. Me. Renan Monteiro do Nascimento – Universidade de Brasília
Prof. Me. Renato Faria da Gama – Instituto Gama – Medicina Personalizada e Integrativa
Profª Ma. Renata Luciane Polsaque Young Blood – UniSecal
Prof. Me. Robson Lucas Soares da Silva – Universidade Federal da Paraíba
Prof. Me. Sebastião André Barbosa Junior – Universidade Federal Rural de Pernambuco
Profª Ma. Silene Ribeiro Miranda Barbosa – Consultoria Brasileira de Ensino, Pesquisa e Extensão
Profª Ma. Solange Aparecida de Souza Monteiro – Instituto Federal de São Paulo
Prof. Dr. Sullivan Pereira Dantas – Prefeitura Municipal de Fortaleza
Profª Ma. Taiane Aparecida Ribeiro Nepomoceno – Universidade Estadual do Oeste do Paraná
Prof. Me. Tallys Newton Fernandes de Matos – Universidade Estadual do Ceará
Profª Ma. Thatianny Jasmine Castro Martins de Carvalho – Universidade Federal do Piauí
Prof. Me. Tiago Silvio Dedoné – Colégio ECEL Positivo
Prof. Dr. Welleson Feitosa Gazel – Universidade Paulista

Coleção desafios das engenharias: engenharia civil

Bibliotecária: Janaina Ramos
Diagramação: Camila Alves de Cremo
Correção: Flávia Roberta Barão
Edição de Arte: Luiza Alves Batista
Revisão: Os autores
Organizador: Carlos Augusto Zilli

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

C691 Coleção desafios das engenharias: engenharia civil /
Organizador Carlos Augusto Zilli. – Ponta Grossa - PR:
Atena, 2021.

Formato: PDF

Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader

Modo de acesso: World Wide Web

Inclui bibliografia

ISBN 978-65-5983-302-3

DOI: <https://doi.org/10.22533/at.ed.023211407>

1. Engenharia civil. I. Zilli, Carlos Augusto (Organizador).
II. Título.

CDD 624

Elaborado por Bibliotecária Janaina Ramos – CRB-8/9166

Atena Editora
Ponta Grossa – Paraná – Brasil
Telefone: +55 (42) 3323-5493
www.arenaeditora.com.br
contato@arenaeditora.com.br

DECLARAÇÃO DOS AUTORES

Os autores desta obra: 1. Atestam não possuir qualquer interesse comercial que constitua um conflito de interesses em relação ao artigo científico publicado; 2. Declaram que participaram ativamente da construção dos respectivos manuscritos, preferencialmente na: a) Concepção do estudo, e/ou aquisição de dados, e/ou análise e interpretação de dados; b) Elaboração do artigo ou revisão com vistas a tornar o material intelectualmente relevante; c) Aprovação final do manuscrito para submissão.; 3. Certificam que os artigos científicos publicados estão completamente isentos de dados e/ou resultados fraudulentos; 4. Confirmam a citação e a referência correta de todos os dados e de interpretações de dados de outras pesquisas; 5. Reconhecem terem informado todas as fontes de financiamento recebidas para a consecução da pesquisa; 6. Autorizam a edição da obra, que incluem os registros de ficha catalográfica, ISBN, DOI e demais indexadores, projeto visual e criação de capa, diagramação de miolo, assim como lançamento e divulgação da mesma conforme critérios da Atena Editora.

DECLARAÇÃO DA EDITORA

A Atena Editora declara, para os devidos fins de direito, que: 1. A presente publicação constitui apenas transferência temporária dos direitos autorais, direito sobre a publicação, inclusive não constitui responsabilidade solidária na criação dos manuscritos publicados, nos termos previstos na Lei sobre direitos autorais (Lei 9610/98), no art. 184 do Código penal e no art. 927 do Código Civil; 2. Autoriza e incentiva os autores a assinarem contratos com repositórios institucionais, com fins exclusivos de divulgação da obra, desde que com o devido reconhecimento de autoria e edição e sem qualquer finalidade comercial; 3. Todos os e-book são *open access*, desta forma não os comercializa em seu site, sites parceiros, plataformas de *e-commerce*, ou qualquer outro meio virtual ou físico, portanto, está isenta de repasses de direitos autorais aos autores; 4. Todos os membros do conselho editorial são doutores e vinculados a instituições de ensino superior públicas, conforme recomendação da CAPES para obtenção do Qualis livro; 5. Não cede, comercializa ou autoriza a utilização dos nomes e e-mails dos autores, bem como nenhum outro dado dos mesmos, para qualquer finalidade que não o escopo da divulgação desta obra.

APRESENTAÇÃO

Esta obra, intitulada “Coleção Desafios das Engenharias: Engenharia Civil”, em seu primeiro volume, apresenta 18 capítulos que abordam pesquisas relevantes sobre os desafios enfrentados pela engenharia civil mundo afora, tais como: Otimização e Dimensionamento de Peças Estruturais, Concreto em Situações de Incêndio, Confiabilidade Estrutural, Prevenção de Danos em Estruturas, Estudos de Materiais Alternativos para Construção Civil, Concreto Ecológico e Descarte de Resíduos.

Desta forma, esta obra se mostra potencialmente disponível para contribuir com discussões e análises aprofundadas acerca de assuntos atuais e relevantes, servindo como base referencial para futuras investigações relacionadas à estruturas de concreto armado e materiais de construção civil.

Deixo, aos autores dos capítulos, um agradecimento especial, e aos futuros leitores, anseio que esta obra sirva como fonte inspiradora e reflexiva.

Esta obra é indicada para os mais diversos leitores, tendo em vista que foi produzida por meio de linguagem fluída e abordagem prática, o que favorece a compreensão dos conceitos apresentados pelos mais diversos públicos, sendo indicada, em especial, aos amantes da área de engenharia.

Carlos Augusto Zilli

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1..... 1

DIMENSIONAMENTO OTIMIZADO DE LAJES NERVURADAS, UTILIZANDO ALGORITMO GENÉTICO

Jessyca Priscylla de Almeida Nunes

Giuliana Furtado Franca Bono

Gustavo Bono


 <https://doi.org/10.22533/at.ed.0232114071>

CAPÍTULO 2..... 16

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONFORME MÉTODO TABULAR E PRINCÍPIO DE CÁLCULO DAS ZONAS

Diogo Raniere Ramos e Silva

Maria de Lourdes Teixeira Moreira

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.0232114072>

CAPÍTULO 3..... 28

CONSIDERAÇÕES SOBRE PUNÇÃO EM LAJES PLANAS DE CONCRETO ARMADO

Ailton Queiroz Junior

Aurélio de Almeida Abdoral Neto

Eduardo Emilio Martins Pinheiro Câmara

Elsimar Souza Santos

Felipe Vieira Ladislau

Janiele Moreira Roland


Kevin de Matos Costa

Luiz Alfredo Franco Pinheiro

Paola de Kácia de Souza Pinto Silva

Pedro Ignácio Lima Gadêlha Jardim

Raíssa Coelho Almeida

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.0232114073>


CAPÍTULO 4..... 43

CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE PÓRTICOS PLANOS DE AÇO

Danilo Luiz Santana Mapa

Marcílio Sousa da Rocha Freitas

Ricardo Azoubel da Mota Silveira

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.0232114074>


CAPÍTULO 5..... 64

PROJETO ÓTIMO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM SEÇÃO T UTILIZANDO OTIMIZAÇÃO POR ENXAME DE PARTÍCULAS

Rubens Silva Correia

Giuliana Furtado Franca Bono

Gustavo Bono


 <https://doi.org/10.22533/at.ed.0232114075>

CAPÍTULO 6..... 79

A SIMULAÇÃO NUMÉRICA NA RESOLUÇÃO DE DESAFIOS DA ENGENHARIA ESTRUTURAL

Tainá Mascarenhas Borghi


Ana Lucia Homce de Cresce El Debs

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.0232114076>

CAPÍTULO 7..... 93

EXPERIÊNCIAS PARA A PREVENÇÃO DE DANOS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO PÓS-TENSIONADO

Sergio Gavilán

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.0232114077>

CAPÍTULO 8..... 108

EMPREGO DE ENSAIOS DE DURABILIDADE EM CONCRETOS COM SINTOMAS DE EXPANSÃO EM FUNDAÇÕES DE SUBESTAÇÕES E LINHAS DE TRANSMISSÃO EM MINAS GERAIS


Marina Munaretto Copetti

Cristiane Carine dos Santos

Ana Paula Maran

Silvane Santos da Silva

Régis Luís Wagner Mallmann

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.0232114078>

CAPÍTULO 9..... 125

ANÁLISE DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS, FÍSICAS E DE DURABILIDADE DO CONCRETO POLÍMERO DESENVOLVIDO A PARTIR DA UTILIZAÇÃO DE RESINA POLIURETANA VEGETAL


Alexandre Rodriguez Murari

Giovanna Jacomelli

Victor José dos Santos Baldan

Eduvaldo Paulo Sichieri

Javier Mazariegos Pablos

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.0232114079>

CAPÍTULO 10..... 138


AVALIAÇÃO DA SUBSTITUIÇÃO PARCIAL DO CIMENTO PORTLAND POR CINZAS DE OLARIAS NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CONCRETO ESTRUTURAL

Larissa Barbosa de Lima

Jozilene de Souza

Júlio César Damasceno

José Edivandro de Sousa Júnior


 <https://doi.org/10.22533/at.ed.02321140710>

CAPÍTULO 11..... 151

ESTUDO DO USO DE MATERIAIS ALTERNATIVOS NA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO

CIVIL BRASILEIRA


Marcos David dos Santos
Marco Antônio Assis de Oliveira
Danylo de Andrade Lima
Marcelo Laédson Morato Ferreira
Hosana dos Santos Lima
Jaciera Isabelle Medeiros de Oliveira

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.02321140711>

CAPÍTULO 12..... 162

ARTEFATOS DE CONCRETO LEVE E PERMEÁVEL COM A UTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS SÓLIDOS DA CONSTRUÇÃO CIVIL E POLIESTIRENO EXPANSÍVEL


Mariana Venturini
Gabriel Salvador
Carlos Henrique Costa

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.02321140712>

CAPÍTULO 13..... 169

ANÁLISE COMPARATIVA DE MITIGAÇÃO UTILIZANDO OS CIMENTOS CPII – F 32, CPII E-40, CPIV E CPV COM METACAULIM EM AGREGADOS POTENCIALMENTE REATIVOS


Marina Munaretto Copetti
Cristiane Carine dos Santos
Ana Paula Maran
Silvane Santos da Silva
Régis Luís Wagner Mallmann

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.02321140713>

CAPÍTULO 14..... 189

ANÁLISE PRELIMINAR DO COMPORTAMENTO DE PASTAS E ARGAMASSAS DE CIMENTO PORTLAND INCORPORADAS COM PÓ À BASE DE CACTO


Gabriella Cavalcante Souza
João Victor de Paiva Rodrigues
Yasmim Medeiros Rocha
Heber Sivini Ferreira




 <https://doi.org/10.22533/at.ed.02321140714>

CAPÍTULO 15..... 201

UTILIZAÇÃO DE MATERIAIS COMPÓSITOS (POLÍMEROS REFORÇADOS POR FIBRAS) NAS PESQUISAS EXPERIMENTAIS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS AO CISALHAMENTO

Maicon de Freitas Arcine
Nara Villanova Menon

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.02321140715>

CAPÍTULO 16	223
CONCRETO ECOLÓGICO: SUBSTITUIÇÃO PARCIAL DA AREIA PELO PÓ DE VIDRO	
Rafael Dantas Ribeiro	
 https://doi.org/10.22533/at.ed.02321140716	
CAPÍTULO 17	237
RESÍDUO DESCARTADO PELA SIDERÚRGICA DE CORUMBÁ-MS COMO POTENCIAL PARA REAPROVEITAMENTO NA CONSTRUÇÃO CIVIL	
Manoela da Silva Carvalho	
Fábio Kroll de Lima	
Felipe Fernandes de Oliveira	
Robson Fleming Ribeiro	
 https://doi.org/10.22533/at.ed.02321140717	
CAPÍTULO 18	253
REDES NEURAIS ARTIFICIAIS APLICADAS NA MODELAGEM DA DIFUSÃO DE CO ₂ NO CONCRETO	
Emerson Felipe Felix	
Renan do Vale Leonel de Assis	
 https://doi.org/10.22533/at.ed.02321140718	
SOBRE O ORGANIZADOR	272
ÍNDICE REMISSIVO	273

DIMENSIONAMENTO OTIMIZADO DE LAJES NERVURADAS, UTILIZANDO ALGORITMO GENÉTICO

Data de aceite: 01/07/2021

Data de submissão: 31/05/2021

Jessyca Priscylla de Almeida Nunes

Professora Efetiva, Autarquia do Ensino Superior de Garanhuns-AESGA Garanhuns/PE, Brasil

Giuliana Furtado Franca Bono

Professora Adjunto, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental - PPGECAM, UFPE, Centro Acadêmico do Agreste - CAA Caruaru/PE, Brazil

Gustavo Bono

Professor Adjunto, Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental - PPGECAM, UFPE, Centro Acadêmico do Agreste - CAA Caruaru/PE, Brazil

RESUMO: Diante do desenvolvimento da construção civil e do aumento da concorrência entre as empresas deste setor, faz-se necessário oferecer alternativas estruturais e construtivas que permitam maior eficiência e redução de custos. De modo geral, o dimensionamento convencional das estruturas de concreto armado é um processo iterativo e baseia-se em regras práticas, fundamentado na experiência e intuição do projetista, tornando esse processo exaustivo e apenas eventualmente pode levar à melhor solução estrutural. Nesse contexto, este trabalho teve como objetivo principal desenvolver e

implementar um programa computacional para o dimensionamento otimizado de lajes nervuradas, que atenda à máxima funcionalidade e segurança com o mínimo custo, seguindo as prescrições normativas da ABNT NBR 6118 (2014). O algoritmo de otimização foi implementado, utilizando o toolbox de Algoritmos Genéticos do MATLAB. Para validar o programa de otimização foram comparados os resultados do dimensionamento feito no programa com os resultados de lajes nervuradas existentes na literatura e com um exemplo dimensionado no programa CYPECAD. Com base em todos os resultados obtidos, pode-se concluir que a utilização de ferramentas de otimização permite a obtenção de soluções mais econômicas. O método dos Algoritmos Genéticos apresentou um bom desempenho na otimização e pode-se destacar como pontos positivos: a facilidade de implementação e a flexibilidade em tratar problemas com diversas restrições, funcionando como uma ferramenta que auxilia o engenheiro em sua tomada de decisões.

PALAVRAS-CHAVE: Lajes Nervuradas. Concreto Armado. Otimização Estrutural. Algoritmo Genético.

OPTIMIZED SIZING OF RIBBED SLAB, USING GENETIC ALGORITHM

ABSTRACT: On the development of civil construction and increased competition between companies in this sector, it is necessary to offer structural and constructive alternatives that allows greater efficiency and cost reduction. In general, the conventional structure sizing of reinforced concrete is an iterative process and it's

based on practical rules, based on experience and designer intuition, making this process exhaustive and only eventually lead to the best structural solution. In this context, this work had as main objective to develop and implement a computational program for the optimized sizing of ribbed slab, that meets the maximum functionality and security with minimum cost, in accordance with normative prescriptions of ABNT NBR 6118 (2014). The optimization algorithm was implemented, using genetic algorithms toolbox of MATLAB. In order to validate the optimization program were compared to the results of the sizing done in the program with the results of ribbed slab existing in literature and with the example sizing in the program CYPECAD. Based on all the results obtained, it can conclude that the use of optimization tools allows obtaining more economic solutions. The method of Genetics Algorithms presented a good performance in the optimization and it can highlight as positives points: ease of implementation and flexibility in dealing with problems with various contrasts serving as a tool that assists the engineer in making a decision.

KEYWORDS: Ribbed slab. Reinforced concrete. Structural optimized. Genetic algorithm.

1 | INTRODUÇÃO

Frente ao crescente desenvolvimento tecnológico e com um mercado cada vez mais exigente e competitivo, torna-se necessário buscar métodos construtivos mais econômicos e eficientes. A evolução de métodos construtivos, com a utilização de sistemas industrializados e equipamentos modernos, a qualificação de pessoal, a necessidade de obras econômicas e de mínimo impacto ambiental são alguns fatores que demonstram a necessidade de emprego de técnicas de otimização.

Com a utilização de técnicas de otimização, torna-se possível projetar estruturas ou elementos estruturais mais racionalizados, através da redução do material empregado para produção e conseqüentemente do seu custo final. Estas ações possibilitam o aumento da produção, fator importante devido à alta competitividade do mercado.

Projetos com soluções otimizadas têm sempre atraído pesquisadores da área de Engenharia Estrutural. Uma das técnicas de otimização, que vem ganhando grande destaque, é a técnica dos Algoritmos Genéticos (AG), que foi apresentada na década de 70 pelo pesquisador John Holland, da Universidade de Michigan. Holland desenvolveu uma técnica altamente eficiente e robusta, inspirada nos processos de seleção natural e evolução das espécies. Sua aplicação é extremamente vasta, sendo utilizada em problema de diversas áreas como economia, medicina, biologia, engenharia, entre outras.

Entre os primeiros trabalhos que utilizaram métodos de otimização na engenharia civil destacam-se: o trabalho de Heyman (1951), que utilizou programação linear para minimizar o consumo de material no projeto de vigas e pórticos no regime plástico; o trabalho de Schimit (1960) empregou a programação não linear para minimizar o peso total de projetos estruturais. Desde então, houve um considerável avanço, observado pela quantidade de livros e artigos publicados relacionados ao tema.

Nos edifícios de múltiplos pavimentos, as lajes respondem por elevada parcela do

consumo de concreto. Por esta razão, torna-se oportuno o estudo aprofundado dos critérios de escolha dos tipos de lajes a serem empregadas, tendo em vista a obtenção de soluções técnicas e economicamente otimizadas.

Atualmente, existem diversos sistemas estruturais que empregam lajes de concreto armado, tais como lajes maciças, nervuradas, protendidas, entre outras. Cada sistema possui suas especificidades de aplicação com vantagens e desvantagens.

Inicialmente, as lajes mais empregadas na construção civil foram as lajes maciças. Posteriormente, surgiram as lajes nervuradas como uma evolução natural da maciça, resultantes da eliminação de parte do concreto tracionado que está localizado abaixo da linha neutra. No Brasil, as lajes nervuradas são muito empregadas na construção civil, uma vez que sua fabricação é simples e não envolve equipamentos caros ou de difícil manutenção. Entre as principais vantagens na sua utilização, destacam-se a facilidade de manuseio e economia de materiais.

2 | LAJES NERVURADAS

As lajes são consideradas como elementos estruturais planos bidimensionais, onde duas das dimensões são da mesma ordem de grandeza e muito maiores que a terceira dimensão (espessura). Segundo o item 14.4.2.1 da ABNT NBR 6118 (2014), as lajes são elementos de superfície plana (placas), sujeitos principalmente a ações normais ao seu plano.

A ABNT NBR 6118 (2014) (item 14.7.7) define laje nervurada como “lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos está localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”.

As lajes maciças geralmente apresentam uma pequena região de concreto comprimido e, portanto, uma grande quantidade de concreto, localizado abaixo da linha neutra, está tracionado. Desta maneira, o concreto dessa região não colabora para a resistência à flexão. Sendo assim, as lajes nervuradas constituíram-se uma evolução natural da laje maciça, resultantes da eliminação de parte do concreto tracionado que está localizado abaixo da linha neutra. Este tipo de laje proporciona economia de materiais, mão-de-obra e fôrmas, aumentando assim a produtividade e viabilidade do sistema construtivo, além de reduzir cargas.

2.1 Dimensionamento à flexão de Seções Transversais T: Armadura Simples

Uma vez atendidas as prescrições da ABNT NBR 6118 (2014) para lajes nervuradas, o cálculo das armaduras longitudinais deve obedecer às prescrições de cálculo, para vigas com seção transversal em forma geométrica de T. Levando em consideração as hipóteses básicas do item 17.2.2 da ABNT NBR 6118 (2014).

Para o dimensionamento das armaduras longitudinais de seções transversais T,

deve-se verificar a necessidade de consideração de armadura simples ou dupla.

O dimensionamento com armadura simples é realizado quando a seção transversal da laje necessita apenas de armaduras resistentes tracionadas, ou seja, as tensões de compressão são resistidas unicamente pelo concreto. Já o dimensionamento com armadura dupla, além da armadura resistente tracionada, contém também armadura longitudinal resistente na região comprimida, colocada para auxiliar o concreto na resistência às tensões de compressão.

Esta verificação é feita comparando o momento fletor solicitante de cálculo (M_d) com o momento resistente limite ($M_{d,lim}$) para utilização de armadura simples. Se o momento fletor limite ($M_{d,lim}$) for maior que o momento fletor solicitante de cálculo (M_d), a seção transversal consegue resistir ao momento solicitante de cálculo, considerando armadura apenas na região tracionada (armadura simples). Caso o momento fletor limite ($M_{d,lim}$) seja menor que o momento fletor solicitante de cálculo (M_d), serão consideradas armaduras longitudinais tracionadas e comprimidas (armadura dupla).

Obtido o momento fletor limite por nervura, o cálculo da armadura necessária deve analisar duas hipóteses. Na primeira hipótese a linha neutra está localizada na mesa, a seção comporta-se como retangular com seção resistente igual a $B_r \cdot h$. Na segunda hipótese, a linha neutra está contida na alma da seção T, caso de dimensionamento de seções T, o dimensionamento segue a rotina de dimensionamento de vigas de seção T.

3 | OTIMIZAÇÃO

Segundo Haftka e Gürdal (1991) a otimização está interessada em encontrar o melhor resultado de uma determinada operação, ao mesmo tempo em que satisfaz determinadas restrições. Sua estrutura é composta por uma função objetivo que contém uma ou mais variáveis de projeto, e pode, ou não, estar sujeito a restrições de igualdade e/ou desigualdade limitando o espaço de busca (região viável). Matematicamente, um problema de otimização pode ser definido como:

Seja $f: \mathbb{R}, g: \mathbb{R}^m \rightarrow \mathbb{R}^q, h: \mathbb{R}^m \rightarrow \mathbb{R}^p$

Minimizar / Maximizar: $f(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$

Sujeito a:

$$h_k(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) = 0 \quad k \in \{1, \dots, p\}$$

$$g_j(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) \leq 0 \quad j \in \{1, \dots, q\}$$

Sendo, $x = [x_1, x_2, x_3, \dots, x_n]$ o vetor de variáveis de projeto, $f(x)$ representa a função objetivo, podendo ser linear ou não linear, as funções $h_k(x)$ e $g_j(x)$ representam as funções de restrição de igualdade e de desigualdade, respectivamente, que definem o espaço de soluções viáveis do problema.

De acordo com Bendsøe e Sigmund (2003), há várias maneiras de classificar a

otimização estrutural, porém a mais geral se divide em três tipos: paramétrica, de forma e topológica.

A otimização paramétrica corresponde à otimização de parâmetros do elemento analisado. Ela visa determinar as características geométricas ótimas da estrutura: área da seção transversal de barras, momento de inércia de vigas, espessura de placas ou cascas, etc.

A otimização de forma tem como objetivo determinar a forma ótima do contorno externo e/ou interno (furo) de uma estrutura. Os contornos da estrutura são parametrizados (por exemplo curvas splines) e os parâmetros dessas curvas constituem as variáveis de projeto. Trata-se de uma abordagem mais genérica que a otimização paramétrica.

Já a otimização topológica determina a distribuição ótima de material no domínio de projeto. O objetivo é retirar o material de maneira iterativa e sistemática. A distribuição ótima está relacionada com um objetivo, que pode ser, por exemplo, a minimização do volume final da estrutura, a maximização da rigidez, visando economia de material.

4 | ALGORITMOS GENÉTICOS

Os métodos de AG fazem analogia à teoria da evolução de Charles Darwin, na qual os indivíduos menos aptos à sobrevivência perecem e os mais aptos sobrevivem e geram descendentes. Os indivíduos carregam informações que são possíveis soluções do problema. Na Figura 1, mostra-se o fluxograma de funcionamento do algoritmo genético.

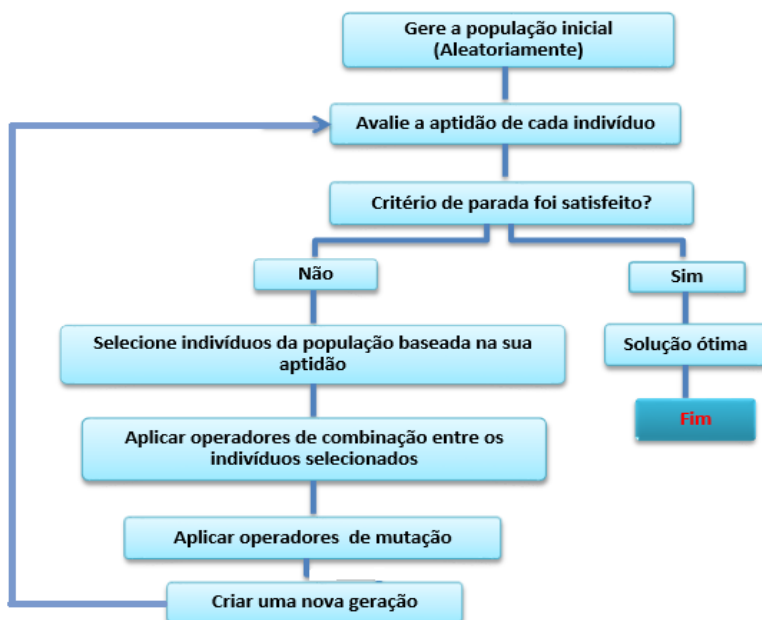


Figura 1– Fluxograma de um algoritmo genético (NUNES (2018)).

Resumidamente, o funcionamento do método dos AG pode ser dado pelos seguintes passos: cada indivíduo representa uma possível solução de um problema. Um grupo de indivíduos forma uma população. A cada indivíduo é atribuído um valor de aptidão que corresponde ao seu grau de proximidade com a solução ótima. Os Indivíduos que possuem um maior valor de aptidão, ou seja, estão mais próximos da solução ótima (mais adaptados) possuem mais chances de se reproduzir, quando comparados a indivíduos com valor de aptidão menores. Para selecionar os indivíduos que irão se reproduzir, o algoritmo utiliza-se de métodos que privilegiam os indivíduos mais bem adaptados.

Após a seleção, é feita então uma recombinação genética, em que indivíduos pais irão se combinar para dar origem a uma nova geração, teoricamente melhor adaptada que a anterior. O algoritmo segue em um processo iterativo até que algum critério de parada seja satisfeito.

5 | METODOLOGIA

Neste trabalho foi implementado no MATLAB um programa de otimização de lajes nervuradas de concreto armado moldadas no local, utilizando o método dos Algoritmos Genéticos (AG). Visou-se desenvolver um programa que auxiliasse o projeto de lajes nervuradas, atendendo às restrições normativas impostas pela ABNT NBR 6118 (2014) descritas no capítulo 2, a fim de minimizar o custo com materiais (concreto e aço). No ambiente de programação do MATLAB, já existem rotinas implementadas para resolver problemas de otimização usando AG, na caixa de ferramenta chamada de toolboxes.

As primeiras implementações estão associadas a entrada dos dados necessários para a execução do programa. No programa são considerados o peso próprio da laje, sobrecarga (a carga permanente adicional) e carga variável, cujos valores devem ser inseridos no arquivo de entrada (.txt). O programa utiliza valores de resistências características à compressão do concreto (f_{ck}) menores ou iguais a 50 MPa. O tipo do aço utilizado é o CA-50. Em todas as análises são consideradas lajes simplesmente apoiadas.

Na segunda parte das implementações são definidas as variáveis de projeto utilizadas na otimização ($b_w, h_f, h, A_{sx}, A_{sy}, e_x, e_y$), como também são realizadas as chamadas da função objetivo e da função restrição.

$$f = \text{Custo}_{\text{concreto}} + \text{Custo}_{\text{armadura}} \quad (\text{Equação 1})$$

$$\text{Custo}_{\text{concreto}} = (b_{fx} \cdot h_f + b_w \cdot h_w) \cdot l_{efx} \cdot C_c + (b_{fy} \cdot h_f + b_w \cdot h_w) \cdot l_{efy} \cdot C_c \quad (\text{Equação 2})$$

$$\text{Custo}_{\text{armadura}} = (l_{efx} \cdot A_{sx} \cdot \gamma_s \cdot C_{s50}) + (l_{efy} \cdot A_{sy} \cdot \gamma_s \cdot C_{s50}) \quad (\text{Equação 3})$$

onde:

f: Função objetivo (custo linear);

C_c : preço do concreto por metro cúbico (R\$/cm³);

C_{s50} : preço do aço CA 50 por quilograma (R\$/Kg);

l_{ef} : valor do comprimento efetivo da laje nervurada;

Y_s : peso específico do aço (kg/cm³);

A_s : área total da seção transversal das barras de aço;

b_w : espessura da nervura da seção transversal da laje nervurada;

b_f : largura da mesa da seção transversal da laje nervurada;

h_f : Altura da mesa da seção transversal da laje nervurada;

h_w : Altura da nervura da seção transversal da laje nervurada;

Com a função objetivo (@FunObjetivo) implementada neste algoritmo, minimiza-se o custo linear de duas nervuras. Os valores dos custos de aço e concreto foram definidos através da tabela SINAPI para insumos e composições não desonerado em Pernambuco no mês de maio de 2017, já incluindo custo da mão de obra. No processo de minimização da função custo, deve-se respeitar o conjunto de restrições impostas ao problema de acordo com a NBR 6118 (2014) para o dimensionamento das lajes nervuradas de concreto armado.

NBR 6118 (2014)		Catálogos da Atex
$C(1) = 8 - b_w$		$C(2) = b_w - 12$
$C(3) = 5 - h_f$		$C(4) = h_f - 10$
$C(7) = V_d - V_{Rd1}$	Verificação do esforço cortante	$C(5) = 20 - h$
$C(8) = a_i - \frac{1}{350}$	Verificação do Estado Limite de Deformações Excessivas	$C(6) = h - 40$
$C(9) = a_i - \frac{1}{250}$		$C(11) = 30 - e_x$
$C(10) = a_{cn} - \frac{1}{350}$	Limita o valor máximo adotado para a contraflecha	$C(13) = 30 - e_y$
$C(12) = e_x - 65$	Valor máximo do espaçamento entre eixos	
$C(14) = e_y - 65$		
$C(15) = A_{s,minX} - A_{sx}$	Valor mínimo para as áreas de aço A_{sx}	

Tabela 1 - Restrições utilizadas na otimização.

5.1 Validação

Para validação do programa implementado, foi realizado um estudo comparativo entre os resultados do dimensionamento obtidos pelo programa de otimização e os resultados obtidos na literatura para o dimensionamento convencional de lajes nervuradas de concreto armado. Para isso, foram utilizados dois exemplos numéricos, a fim de avaliar a eficiência e a calibração do programa. Para validar as implementações realizadas para o dimensionamento de lajes nervuradas unidirecionais, foi utilizado o exemplo numérico 1.1 de Carvalho e Pinheiro (2009). O exemplo utilizado para validação das implementações para dimensionamento de lajes nervuradas bidirecionais foi obtido de Bocchi e Giongo (2007). A terceira análise feita para validação do programa foi um estudo comparativo entre o dimensionamento de lajes nervuradas realizado com o programa de otimização e o dimensionamento realizado no programa comercial de cálculo estrutural CYPECAD.

6 | RESULTADOS

Para validar o programa desenvolvido nesta pesquisa, consideraram-se exemplos existentes na literatura. Torna-se necessário validar o programa implementado, a fim de garantir a sua funcionalidade e a confiabilidade dos resultados gerados.

6.1 Exemplo de Laje Nervura Unidirecional

Este exemplo (Figuras 2) foi extraído do livro de Carvalho e Pinheiro (2009). Como a relação entre os vãos é maior que dois, esta laje nervurada foi dimensionada como armada em uma direção.

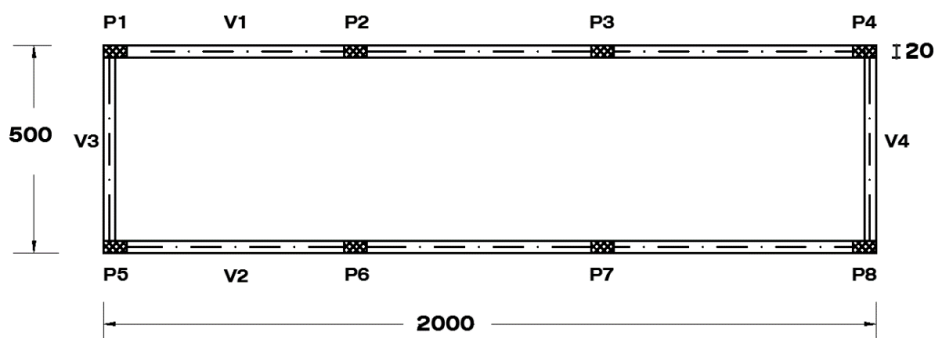


Figura 2 – Exemplo de laje nervurada unidirecional, cotas em centímetros (Autor (2017)).

Descrição	Valor/Unidade
Resistências características à compressão do concreto (f_{ck})	20 MPa
Resistências características ao escoamento do aço (f_{yk})	50 kN/cm ²
Cobrimento	2 cm
Carga variável	0,0003 kN/cm ²
Sobrecarga	0,0001 kN/cm ²
Cargas devido ao peso do enchimento	0,000089 kN/cm ²
Preço do aço CA 50	9,38 R\$/Kg

Tabela 2- Cargas, propriedades mecânicas e geométricas consideradas no exemplo de lajes nervuradas unidirecionais.

Para validar o programa implementado, foram consideradas as mesmas propriedades geométricas da seção transversal da laje nervurada e as mesmas propriedades mecânicas dos materiais empregados por Carvalho (2009). Na Tabela 3, apresentam-se os resultados obtidos pelo programa implementado nesta pesquisa e por Carvalho (2009).

Parâmetro	Carvalho (2009)	Validação	Otimização	Diferença
Largura da nervura (b_w) (cm)	9	9	8,04	-10,67%
Altura da mesa (h_t)(cm)	6	6	5	-16,67%
Altura total da laje (h) (cm)	25	25	34,81	39,24%
Cobrimento (c) (cm)	45	45	30	-33,33%
Espaçamento entre eixos (e_x) (cm)	45	45	59	31,11%
Área de aço (A_{sx}) (cm ²)	1,76	1,94	0,851	-51,65%
Custo concreto (R\$)	62,06	62,06	55,42	-10,7%
Custo aço (R\$)	61,56	67,85	30,08	-51,13%
Custo total (R\$)	123,62	129,91	85,50	-30,84%

Tabela 3 – Comparação entre os resultados obtidos por Carvalho (2009) e pelo programa implementado neste trabalho.

O resultado da etapa de validação apresentou o mesmo valor obtido por Carvalho (2009) para o custo do concreto, uma vez que foram consideradas as mesmas propriedades geométricas e mecânicas para o exemplo analisado. Porém, o custo com armadura apresentou uma pequena diferença nos valores comparados com Carvalho (2009), ocasionando um aumento de 10,22% no custo do aço. Isso se justifica pela utilização de procedimentos diferentes dos adotados por Carvalho (2009) para o cálculo dos esforços e dimensionamento das armaduras longitudinais. Devido às diferenças no dimensionamento

se obteve um custo total com um aumento de 5,09%.

A partir dos valores apresentados na Tabela 3, observa-se que o programa implementado nesta pesquisa obteve uma seção T com maior altura total (h), porém com menor largura da nervura (b_w) e menor altura da mesa (h_f), reduzindo a área dessa seção transversal de concreto. Com estas dimensões otimizadas, obteve-se uma redução de aproximadamente 10,7% no custo do volume de concreto, comparado com as dimensões de pré-dimensionamento propostas por Carvalho (2009). Observa-se que a variação destes parâmetros geométricos da seção transversal afeta de forma moderada o custo total. Uma vez que com o aumento da altura da seção transversal, a área de armadura pode ser reduzida devido ao aumento da contribuição de resistência da seção transversal de concreto. Com isso, obtém-se uma redução no custo final de 30,84%.

6.2 Exemplo de Laje Nervura Bidirecional

Este exemplo (Figuras 3) foi extraído de Bocchi e Giongo (2007). Como a relação entre os vãos é menor que dois, esta laje nervurada foi dimensionada como armada em duas direções.

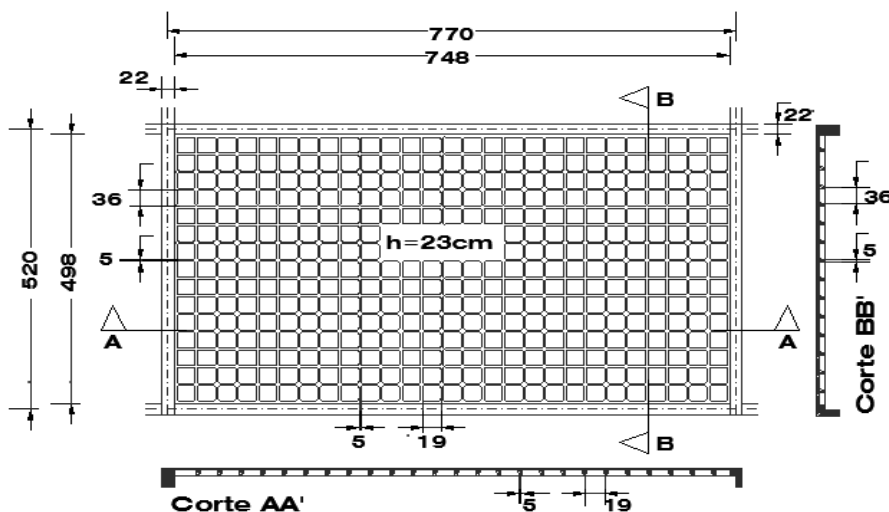


Figura 3 - Exemplo de laje nervurada bidirecional: planta de fôrmas (Autor (2017)).

Descrição	Valor/Unidade
Resistências características à compressão do concreto (f_{ck})	25 MPa
Resistências características ao escoamento do aço (f_{yk})	50 kN/cm ²
Cobrimento	2 cm

Carga variável	0,00015 kN/cm ²
Sobrecarga	0,0001 kN/cm ²
Cargas devido ao peso do enchimento	0,000172 kN/cm ²
Preço do aço CA 50	9,38 R\$/Kg

Tabela 4 - Cargas, propriedades mecânicas e geométricas consideradas no exemplo de lajes nervuradas bidirecionais.

Apresenta-se na Tabela 5, os resultados determinados por Giongo (2007) e aqueles obtidos pelo programa implementado nesta pesquisa.

Parâmetro	Giongo (2007)	Validação	Otimização	Diferença
Largura da nervura (b_w) (cm)	5	5	5	-
Altura da mesa (h_f) (cm)	4	4	4	-
Altura total da laje (h) (cm)	23	23	29,10	26,52%
Espaçamento entre eixos (e_x) (cm)	24	24	20,01	-16,62%
Espaçamento entre eixos (e_y) (cm)	41	41	20	-51,22%
Momento fletor solicitante em X (kN.cm)	322	325,14	472,26	46,66%
Momento fletor solicitante em Y (kN.cm)	278	282,60	238,48	-14,21%
Área de aço (A_{sx}) (cm²)	0,50	0,67	0,43	-14%
Área de aço (A_{sy}) (cm²)	0,50	0,57	0,31	-38%
Custo concreto (R\$)	95,71	95,71	85,34	-10,83%
Custo aço (R\$)	46,85	57,67	33,76	-27,94%
Custo por metro de laje (R\$)	142,56	153,38	119,09	-16,46%

Tabela 5 – Comparação entre os resultados obtidos por Giongo (2007) e pelo programa implementado neste trabalho.

O resultado da etapa de validação apresentou o mesmo valor obtido por Giongo (2007) para o custo do concreto, uma vez que foram consideradas as mesmas propriedades geométricas e mecânicas para o exemplo analisado. Porém, o custo com armadura () apresentou uma pequena diferença nos valores devido à utilização de procedimentos diferentes dos adotados por Giongo (2007) para o cálculo dos esforços e dimensionamento

das armaduras longitudinais. Isto provocou um aumento no custo total de 7,59%. Para os resultados apresentados pelo programa otimizado, observou-se que as únicas variáveis de projeto que tiveram diferenças nos valores comparados com Giongo (2007) foram a altura total da seção que aumentou 26,52% e os espaçamentos entre eixos de nervuras em X e Y que reduziram seus valores em 16,62% e 51,22% respectivamente. Essas reduções acarretaram em uma diminuição de aproximadamente 10,83% no custo do volume de concreto. Sendo assim, pode-se concluir que os espaçamentos entre eixos de nervuras têm uma importância significativa no custo do concreto. Como também, pode-se afirmar com isso que o aumento da altura total (h) da seção transversal da laje não interfere significativamente no aumento do custo do concreto.

6.3 Exemplo de Laje Nervurada Dimensionada no CYPECAD

Nesta análise, considerou-se um painel de laje simplesmente apoiado nas vigas de contorno. Adotou-se classe de agressividade ambiental II. As demais características de projeto estão apresentadas na Tabela 6.

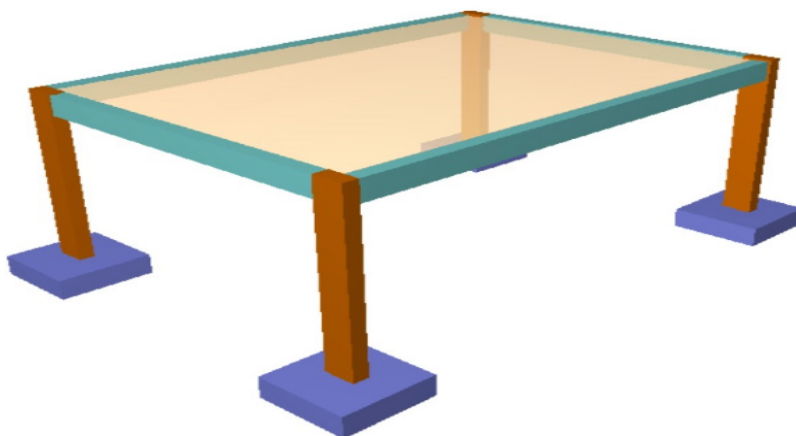


Figura 4 – Laje nervurada reproduzida no CYPECAD (Autor (2018)).

Descrição	Valor/Unidade
Comprimento do maior vão	720 cm
Comprimento do menor vão	500 cm
Resistências características à compressão do concreto (f_{ck})	30 MPa
Resistências características ao escoamento do aço (f_{yk})	50 kN/cm ²
Cobrimento	2 cm
Carga variável	0,0002 kN/cm ²

Sobrecarga	0,00015 kN/cm ²
Preço do aço	9,38 R\$/Kg

Tabela 6- Cargas, propriedades mecânicas e geométricas consideradas no exemplo de lajes nervuradas reproduzida no CYPECAD.

Apresenta-se na Tabela 7, os resultados obtidos pelo programa CYPECAD e aqueles obtidos pelo programa implementado nesta pesquisa.

Parâmetro	CYPECAD (2017)	Programa de Otimização	Diferença
Largura da nervura (b_w) (cm)	10	8	-20%
Altura da mesa (h_f)(cm)	8	5	-30%
Altura total da laje (h) (cm)	22	34,37	56,23%
Espaçamento entre eixos (e_x) (cm)	45	30	-33,33%
Espaçamento entre eixos (e_y) (cm)	50	30	- 40%
Área de aço (A_{sx}) (cm²)	2,50	1,14	-54,4%
Área de aço (A_{sy})(cm²)	1,25	0,59	-52,8%
Custo concreto (R\$)	205,33	152,68	-25,64%
Custo aço (R\$)	150,91	70,45	-53,32%
Custo por metro de laje (R\$)	356,24	223,13	-37,36%

Tabela 7– Comparação entre os resultados do CYPECAD (2017) e do programa implementado nesta pesquisa.

Através da análise dos resultados obtidos, percebe-se que a altura da laje aumentou aproximadamente 56,23% em relação a altura considerada no programa comercial CYPECAD. Todos os demais parâmetros tiveram seus valores reduzidos para o limite mínimo permitido pelo programa. Sendo assim, obteve-se uma redução de 25,64% no custo do volume de concreto.

A área de aço na direção X obteve uma redução de 54,4% em relação ao resultado do CYPECAD. Isso pode ser explicado pelo aumento considerável da altura total (h) da peça analisada. O custo do aço apresentou uma redução de 53,32% comparado com os resultados de dimensionamento obtidos com o uso do programa CYPECAD. Observa-se que a seção ótima, gerada no programa implementado, apresentou uma economia de

37,36% comparada com a seção mais econômica dimensionada pelo CYPECAD.

7 | CONCLUSÃO

Pode concluir que a utilização de ferramentas de otimização permite a obtenção de soluções mais econômicas e eliminam o processo de tentativa e erro, normalmente utilizados nos procedimentos de cálculo tradicionais. O método dos Algoritmos Genéticos apresentou um bom desempenho na otimização e pode-se destacar como pontos positivos: a facilidade de implementação, a flexibilidade em tratar problemas com diversas restrições, a capacidade de utilizar um espaço de busca discreto, de forma que as soluções obtidas sejam factíveis e a possibilidade de obter diversas soluções próximas à ótima global, funcionando como uma ferramenta que auxilia o usuário em sua tomada de decisão.

REFERÊNCIAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118 - **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**, p. 221, 2014.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 8681 - **Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**, p.18, 2003.

ALBUQUERQUE, A. T. de, EL DEBS, M. K, MELO, A.M.C. **A cost optimization-based design of precast concrete floors using genetic algorithms**. Elsevier. Automation in Construction. v. 22, p. 348 – 356. 2011.

ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. v.1, 2 ed. Rio Grande: Dunas. 2003.

ARORA, J.S. **Introduction do optimum design**. 2.ed. Londres: Elsevier Academic Press, p. 728, 2004.

ATEX - **Catálogo de dados técnicos**. [online] Disponível na Internet via: http://www.atex.com.br/upload/PDFCalculista/folder-dados-tecnicos- site_636481789564006068.pdf. Arquivo capturado em 22 de dezembro de 2017.

BASTOS, E. A. **Otimização de Seções Retangulares de Concreto Armado Submetida a Flexo-compressão Oblíqua Utilizando Algoritmos Genéticos**. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ, Brasil, 2004.

BENDSOE, M. P.; SIGMUND, O. **Topology optimization : theory, methods and applications**. Berlin ; Heidelberg ; New York ; Barcelona ; Hong Kong ; London ; Milan ; Paris ; Tokyo : Springer, 2003.

BOCCHI, J; GIONGO. **Concreto armado: Projeto e construção de lajes nervuradas – USP – EESC**, 2007.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. v. 2. São Paulo, Pini, 2009.

CASTILHO, V. C. **Otimização de Componentes de Concreto Pré-moldado Protendidos Mediante Algoritmos Genéticos**. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, p. 181, 2003.

FERREIRA, F. M. G. **Otimização de sistema de ancoragem equivalente em profundidade truncada**. 2016. 125p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologias e Geociências - Universidade Federal de Pernambuco – Recife. 2016.

HAFTKA, R.T., E Z. GURDAL. **Elements of Structural Optimization (Solid Mechanics and its applications)**. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, v.11, p. 504, 1991.

HEYMAN, J. **Plastic Design of Beam and Frames for Minimum Material Consumption**. Q. Appl. Math, v. 8, p. 373-381, 1951.

HOLLAND, J.H. **Adaptation in Natural and Artificial Systems**. University of Michigan Press, 1975.

KICINGER, R.; ARCISZEWSKI, T.; DE JONG, K. **Evolutionary computation and structural design: A survey of the state-of-the-art**. Computers & Structures, v. 83, p. 1943-1978, 2005.

SCHIMIT, L. A. **Structural design by systematic synthesis**. In: Proceedings of the 2nd ASCE Conference on Electronic Computation, New York, p. 105-132., 1960.

SERPIK, I.N.; MIRONENKO, I.V.; AVERCHENKOV, V.I. **Algorithm for Evolutionary Optimization of Reinforced Concrete Frames Subject to Nonlinear Material Deformation**. International Conference on Industrial Engineering, ICIE, 2016. Procedia Engineering, Vol. 150, p.1311 – 1316. 2016.

SILVA, A. B. C. e FALCÓN, G.A.S. GARCIA, S.L.G. **Dimensionamento ótimo de vigas de concreto armado com seção T**. Associação Argentina de Mecânica Computacional. vol. XXIX. p.9217-9230. nov. 2010.

CAPÍTULO 2

DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO CONFORME MÉTODO TABULAR E PRINCÍPIO DE CÁLCULO DAS ZONAS

Data de aceite: 01/07/2021

Data de submissão: 04/06/2021

Diogo Raniere Ramos e Silva

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ (UFC)

Teresina – Piauí

<http://lattes.cnpq.br/2473339869472489>

Maria de Lourdes Teixeira Moreira

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PIAUÍ (UFPI)

Teresina – Piauí

<http://lattes.cnpq.br/1178823116168764>

RESUMO: O processo de criação de medidas de segurança contra incêndio deve-se à ocorrência de grandes catástrofes que levaram à perda de vidas e de bens. No Brasil pode-se destacar os incêndios nos edifícios Joelma e Andraus, cujos sinistros motivaram a criação de vários métodos de prevenção e combate a incêndio, que são subdivididos em métodos de proteção passiva e ativa. Esse trabalho apresenta um estudo de caso a respeito da NBR 15200: 2012, que trata de verificação de estruturas de concreto em situação de incêndio, subdividindo os métodos em três categorias: tabulares, simplificados e avançados. O presente trabalho compara a metodologia tabular e simplificada, quando aplicadas em vigas. O método simplificado utilizado no trabalho foi o processo simplificado de HERTZ especificado no EUROCODE 2, parte 1-2. Na metodologia foi utilizada como ferramenta de dimensionamento à temperatura ambiente o software Eberick. Já para verificação ao incêndio, segundo o método

tabular, foram utilizadas tabelas da ABNT NBR 15200 e para o método de HERTZ (método das zonas) foi seguido o procedimento de cálculo previsto em normas Europeias, EUROCODE 2 parte 1-2.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto armado, incêndio, método de hertz.

DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BEAMS IN FIRE SITUATION ACCORDING TO TABULATED DATA AND ZONE METHODS

ABSTRACT: The process of creating fire safety procedures is due to the occurrence of major catastrophes that have caused loss of lives and property. In Brazil, it is possible to highlight fires in Joelma and Andraus buildings. These accidents led to the creation of several methods of fire prevention and fire fighting, which are subdivided into methods of passive and active protection. This work presents a study case regarding NBR 15200: 2012, which deals with verification of concrete structures in a fire situation, subdividing the methods into three categories: tabulated, simplified and advanced. The present work compares the simplified and tabulated data methods, when applied in beams. The simplified method used in the work was the simplified HERTZ process, specified in EUROCODE 2, part 1-2. In the methodology, the Eberick software was used as a tool for design at normal temperature condition. Fire design verification was performed based on two methods: tabulated data and Hertz method, the first one is a few tables from ABNT NBR 15200 which shows minimum thickness that should be used, and the HERTZ method (zone

method) was based on European standards, EUROCODE 2 part 1-2 procedures.

KEYWORDS: Reinforced concrete, fire, Hertz method.

1 | INTRODUÇÃO

O processo de criação de medidas de segurança contra incêndio deve-se à ocorrência de grandes catástrofes que levaram à perda de vidas e de bens. Atualmente os grandes incêndios estão mais restritos às grandes edificações, podendo ser citados os incêndios do edifício Joelma, do Wilton Paes de Almeida, entre outros. Estes incidentes incentivaram pesquisas nesta área e hoje se tem um vasto conhecimento sobre precauções a serem tomadas a respeito de prevenção de incêndios. Vale ressaltar que embora já se tenha uma boa compreensão a respeito do assunto, este ainda é um campo a ser explorado e existe muito ainda a ser aprendido (SILVA. 2012).

O conhecimento adquirido pelas análises de incêndios passados e realização de novas pesquisas está refletido na criação de códigos de segurança contra incêndios que objetivam assegurar a redução da perda de bens e ao risco à vida. Esses códigos de segurança visam a definição de sistemas de prevenção de incêndios que são baseados na definição de proteção ativa e passiva. Segundo a ABNT NBR 14432:2001 a proteção ativa é definida como: “Tipo de proteção contra incêndio que é ativada manual ou automaticamente em resposta aos estímulos provocados pelo fogo, composta basicamente das instalações prediais de proteção contra incêndio” e de acordo com a mesma NBR proteção passiva é: “Conjunto de medidas incorporado ao sistema construtivo do edifício [...] que reage passivamente ao desenvolvimento do incêndio, não estabelecendo condições propícias ao seu crescimento e propagação, garantindo a resistência ao fogo, facilitando a fuga dos usuários [...]” (ABNT NBR 14432, 2001. p. 3).

Considerando-se a importância da segurança em edificações, faz-se necessário aos engenheiros conhecerem a maioria das medidas que podem ser tomadas para preservar a vida e bens, destacando-se entre elas a verificação dos sistemas de proteção passiva. Portanto este trabalho objetiva comparar dois dos métodos que podem ser usados por engenheiros para a verificação do risco ao incêndio a respeito da segurança estrutural de edifícios construídos em concreto armado.

No Brasil a adoção de códigos no sentido de garantir segurança estrutural frente a incêndios acidentais é relativamente recente. Em 2004 surgiu a primeira norma referente a proteção passiva para concreto armado, essa norma foi atualizada em 2012 e permite três níveis de soluções:

- Nível 1: apresenta dados tabelados com as dimensões mínimas dos elementos estruturais para determinado TRRF, solução de aplicação imediata e de fácil entendimento (COSTA e SILVA, 2007);
- Nível 2: engloba os métodos simplificados de verificação a incêndio, esses pro-

cedimentos realizam a análise por elementos estruturais e não consideram a interação global da estrutura;

- Nível 3: analisa o efeito conjunto de diferentes elementos expostos ao incêndio, geralmente requer mão de obra muito especializada e *softwares* que demandam alto investimento.

O presente trabalho considera o método tabular da NBR 15200: 2012 e o método simplificado das zonas (HERTZ) que é sugerido pelo EUROCODE 2. Esses métodos foram base para a análise de vigas para diferentes tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), sendo que o método tabular faz parte do nível 1 de solução, sendo um procedimento de fácil manuseio e o método de Hertz é um método um pouco mais trabalhoso que o tabular, mas que pode ser utilizado por qualquer engenheiro.

2 | METODOLOGIA

Primeiramente foi necessário dimensionar a estrutura para as condições normais de uso. A estrutura escolhida foi calculada com o auxílio do *software* EBERICK. As premissas adotadas no dimensionamento foram: Concreto armado com f_{ck} de 25 MPa, módulo de elasticidade do concreto igual a 23800 MPa, peso específico do concreto de 25 KN/m³, classe de agressividade ambiental II.

A estrutura é constituída por pavimento térreo, 3 pavimentos intermediários e cobertura, a altura do pavimento térreo até a cobertura é de 13.20 metros. A primeira verificação foi realizada com o auxílio de tabelas presentes na NBR 15200: 2012, pelo método chamado de tabular.

O método tabular é o modelo mais simples e de uso mais geral. Ele é caracterizado por apresentar uma sequência de tabelas em que as características geométricas dos elementos mais usuais são organizadas em função do tempo requerido de resistência ao fogo.

O método tabular previsto na norma brasileira é uma adaptação do modelo presente no Eurocode 2 part 1-2, obtido por meio de modelagem numérica e experimentos. Ao adotar o método tabular não será necessária a posterior verificação da estrutura em situação de incêndio, pois esta será garantida pelas dimensões mínimas (COSTA, 2008).

As dimensões mínimas citadas acima são: a largura das vigas, a espessura das lajes, as dimensões das seções transversais de pilares e tirantes e, principalmente, a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo (c_1). Vale ressaltar que essa verificação é realizada apenas para armaduras de flexão e flexo compressão, armaduras longitudinais (ABNT NBR 15200, 2012).

A segunda verificação faz uso de soluções por métodos simplificados. O método utilizado aplica o mesmo procedimento realizado para as situações normais de cálculo,

acrescido de análise termo estrutural para avaliar a perda de resistência mecânica dos elementos, sendo aplicável a estruturas analisadas conforme curvas de incêndio padrão (COSTA, 2008).

O método das zonas consiste na subdivisão da seção de concreto em três ou mais faixas de igual espessura, para cada uma das quais é calculada a temperatura média bem como a correspondente resistência à compressão média, $f_{cd(\theta)}$, e o módulo de elasticidade. Também é necessário desconsiderar uma faixa de espessura a_z , zona danificada (EUROCODE 2, PART 1-2: 2004). Este método considera as perdas de resistência do aço e do concreto de acordo com as equações a seguir:

$$f_{c,\theta} = f_{ck} \times K_{c,\theta} \quad (1)$$

$$f_{y,\theta} = K_{s,\theta} \times f_{yk} / \gamma_s \quad (2)$$

Essa verificação foi realizada com base na comparação entre os momentos resistentes e atuantes. O cálculo do momento resistente é baseado no equilíbrio de forças que agem na zona comprimida e tracionada (COSTA & SILVA. 2005). Para obtenção do momento resistente é necessário calcular a profundidade do bloco comprimido de concreto, em seguida pode-se calcular o momento resistente, usa-se a equação 4 para o cálculo do momento positivo e a equação 5 para o cálculo do momento negativo.

$$a_{fi} = \frac{f_{yd,\theta} * A_s}{\alpha_{cc} * f_{cd,\theta M} * b} \quad (3)$$

$$M_{r,fi} = A_s * f_{yd,\theta} * \left(d - \frac{a_{fi}}{2} \right) \quad (4)$$

$$M_{r,fi} = A_s * f_{yd} * \left(d - a_z - \frac{a_{fi}}{2} \right) \quad (5)$$

onde “d” é a altura útil, “ a_z ” é a espessura reduzida pelo método de Hertz e $f_{yd,\theta}$ é a resistência característica do aço exposto ao incêndio.

A espessura reduzida foi obtida de acordo com metodologia presente no EUROCODE 2 part 1-2, sendo importante no cálculo do momento resistente de peças submetidas a momento negativo. Para momentos positivos a parte do concreto exposta a altas temperaturas estará tracionada, logo não afetará muito o cálculo do momento resistente (COSTA & SILVA. 2005).

Para verificar se o dimensionamento está correto é necessário verificar se o momento resistente de cálculo é maior que o momento atuante, que será obtido por uma simplificação permitida na norma. Segundo a ABNT NBR 15200: 2012 pode-se considerar que as solicitações de situação de incêndio são iguais a 70% das solicitações à temperatura ambiente.

Necessita-se, também, avaliar o risco de ruptura frágil, o que é feito dividindo-se a altura do bloco de concreto comprimido pela altura útil da seção, valor que não poderá ser

maior que 45% (COSTA, 2008).

3 I ESTUDO DE CASO

Foram selecionadas as vigas do pavimento tipo de uma edificação e supôs-se que elas sofreram a ação de um incêndio acidental, na análise do incêndio foi usada a curva padrão ISO 834 e analisou-se a estrutura para os TRRFs de 30, 60, 90 e 120 minutos.

Analisaram-se os resultados da variação das propriedades mecânicas e o seu reflexo no momento resistente.

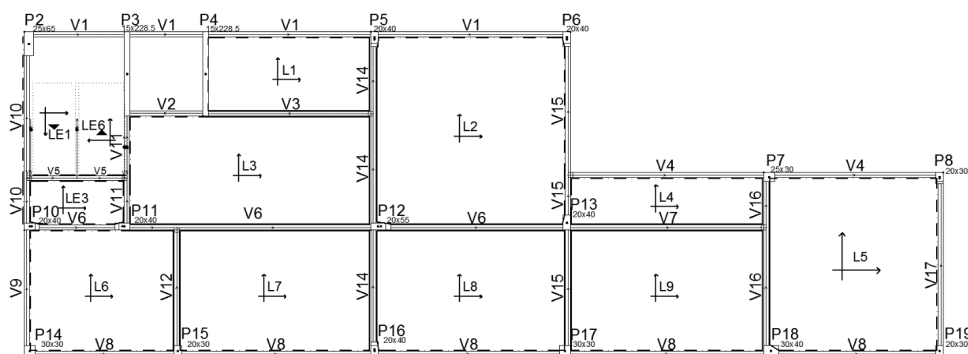


Figura 1 - Planta de fôrma - pavimento tipo.

Destaca-se que algumas vigas não foram verificadas por características do projeto arquitetônico.

4 I RESULTADOS

4.1 Dimensionamento de acordo com o método tabular

A NBR 15200:2012 traz tabelas com as dimensões mínimas para as vigas contínuas e vigas bi apoiadas, as vigas presentes no projeto são de 12 cm e de 14 cm de base, a Tabela 1 mostra os resultados para vigas bi apoiadas.

Método tabular - VIGAS BIAPOIADAS								
TRRF	V2		V3		V7		V9	
	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)
	14.00	38.15	12.00	39.00	14.00	45.00	14.00	39.00
30	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
60	OK	OK	OK	ERRO	OK	OK	OK	OK
90	OK	ERRO	ERRO	ERRO	OK	ERRO	OK	ERRO
120	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO
TRRF	V10		V11		V12		V16	
	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)
	14.00	46.00	14.00	40.00	14.00	39	14.00	43.00
30	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
60	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
90	OK	ERRO	OK	ERRO	OK	ERRO	OK	ERRO
120	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO
TRRF	V17		V18		V19		V20	
	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)
	14.00	41.25	12.00	38.15	12.00	39.00	12.00	39.00
30	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
60	OK	OK	OK	ERRO	OK	ERRO	OK	ERRO
90	OK	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO
120	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO
Nota1: "OK" significa que o elemento estrutural está de acordo com o método tabular								
Nota2: "ERRO" significa que o elemento estrutural não está de acordo com o método tabular								

Tabela 1– Vigas Bi apoiadas (pavimentos intermediários).

Método tabular - VIGAS CONTÍNUAS						
TRRF	V1		V4		V6	
	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)
	14.00	44.73	14.00	39.00	14.00	39.00
30	OK	OK	OK	OK	OK	OK
60	OK	OK	OK	OK	OK	OK
90	OK	OK	OK	OK	OK	OK
120	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO
TRRF	V8		V14		V15	
	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)	b (cm)	c1 (mm)
	14.00	44.73	14.00	44.73	14.00	40.00
30	OK	OK	OK	OK	OK	OK
60	OK	OK	OK	OK	OK	OK
90	OK	OK	OK	OK	OK	OK
120	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO	ERRO

Nota1: "OK" significa que o elemento estrutural está de acordo com o método tabular

Nota2: "ERRO" significa que o elemento estrutural não está de acordo com o método tabular.

Tabela 2- Vigas contínuas (pavimentos intermediários).

Pelo método tabular observou-se que o risco de ruptura presente nas Tabelas 1 e 2 é maior para vigas bi apoiadas, pois, elas precisam da formação de apenas uma rótula plástica para romper, já as vigas contínuas apresentam comportamento hiperestático e precisam da formação de mais rótulas plásticas para romperem (ALBUQUERQUE, 2012).

4.2 Dimensionamento de acordo com o método das zonas

4.2.1 Momento positivo

No cálculo de vigas contínuas, os diferentes trechos foram levados em consideração, ou seja, para uma mesma viga foi verificado o trecho mais solicitado, assim como os trechos que apresentaram taxa de armação diferente. Mas para vigas contínuas com a mesma taxa de armação só foi verificado o trecho mais solicitado. Os resultados foram obtidos empregando-se as equações do item 2, sendo as equações 1 e 2 usadas na obtenção do valor da resistência em situação de incêndio; calculou-se, também, a profundidade do bloco comprimido de concreto pela equação 3 do item 2, finalmente, usou-se a equação 4 para o cálculo do momento positivo, conforme mostrado nas Figuras 2 e 3.

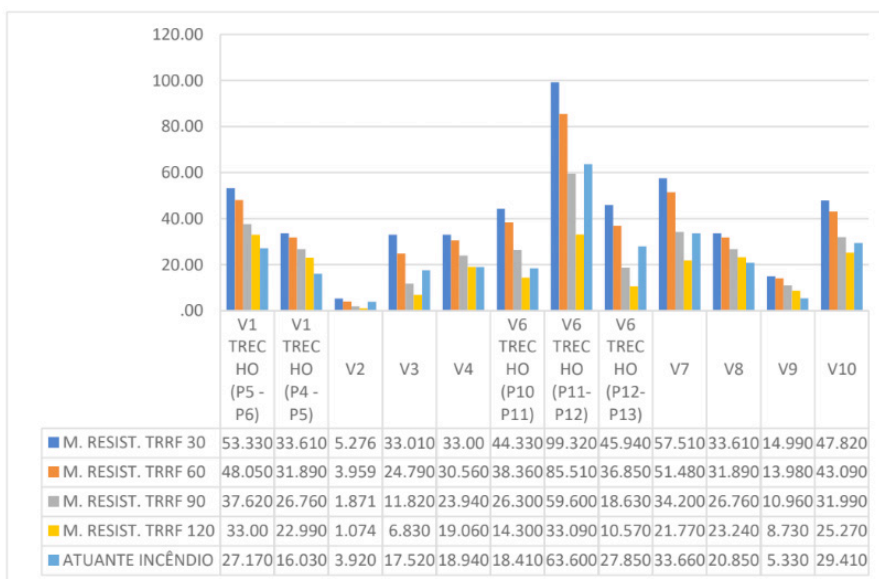


Figura 2 - Momento positivo de vigas em kN.m (V1 a V10).

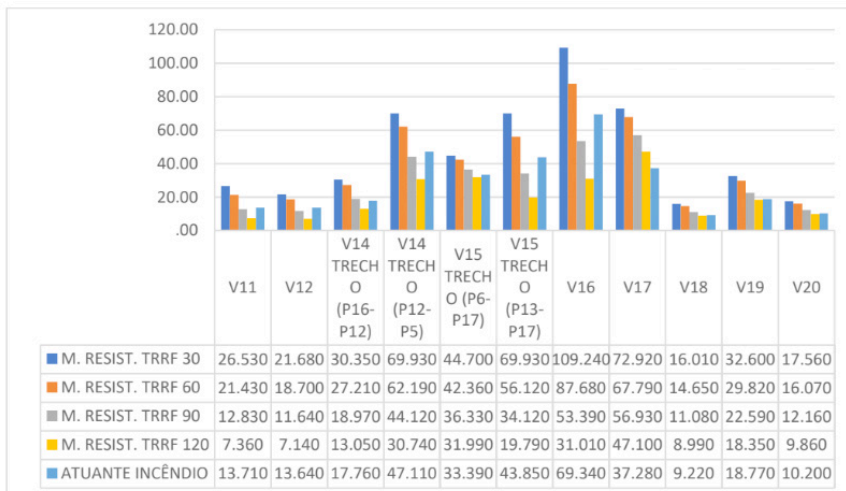


Figura 3 - Momento positivo de vigas em kN.m (V11 a V20).

Os momentos positivos das vigas não sofreram diretamente efeitos devidos à zona danificada, pois nas regiões submetidas a momentos positivos o concreto estará tracionado. Quando o concreto está tracionado, a partir do estágio de deformação II, ele não é levado em consideração para o cálculo do momento resistente. Entretanto algumas vigas apresentaram a situação de ERRO para o TRRF de 90, pois, o momento atuante foi maior que o resistente, como é o caso das Vigas V2, V3, V6, V11, V12, V14, V15 e V16.

4.2.2 Momento negativo

As vigas são dimensionadas em situação de incêndio apenas para o estado limite último, esse dimensionamento é realizado com base na ideia de que os esforços resistentes devem ser superiores aos atuantes. Os resultados foram obtidos empregando-se as equações do item 2, sendo as equações 1 e 2 usadas na obtenção do valor da resistência em situação de incêndio. Calculou-se, também, a profundidade do bloco comprimido de concreto pela equação 3 do item 2, finalmente, usou-se a equação 5 para o cálculo do momento negativo. Os resultados obtidos são mostrados nas Figuras 4, 5 e 6.

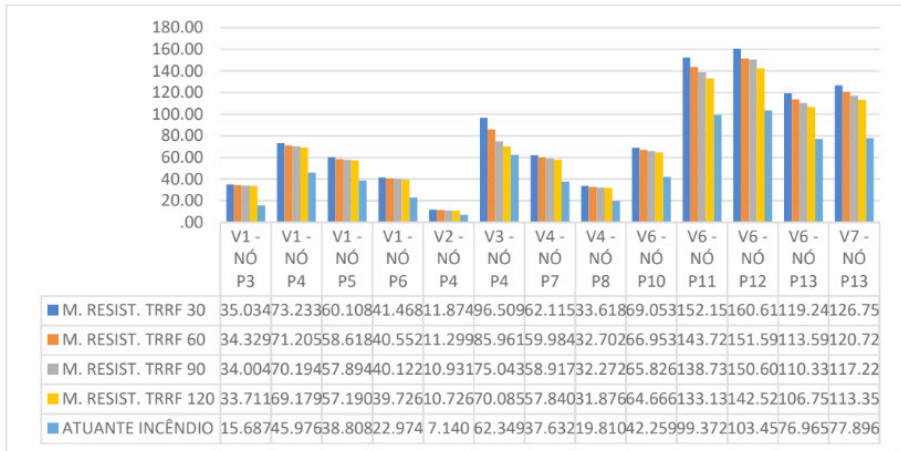


Figura 4 - Momento negativo em kN.m - vigas V1 a V7.



Figura 5 - Momento Negativo em kN.m – vigas V8 a V14.

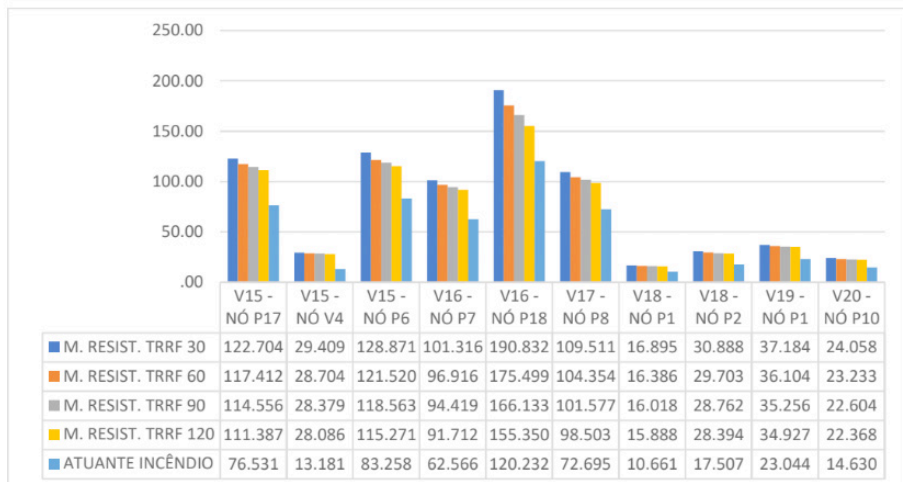


Figura 6 - Momento Negativo em kN.m - vigas V15 a V20).

Observou-se que as vigas não apresentaram situação de erro para as regiões

sujeitas a momento negativo, pois, a armadura por situar-se na parte superior da viga, não perderá propriedades mecânicas, o decréscimo de resistência do concreto é relativamente pequeno, pois, considerou-se como referência a resistência referente ao ponto P, ponto médio da seção. A diminuição da seção decorrente da zona danificada é relativamente baixa quando comparada com as lajes, pois as vigas apresentam altura de no mínimo 30 cm, enquanto as lajes, em média apresentam altura de 10 cm.

4.2.3 Risco de ruptura frágil

Foi observado risco de ruptura frágil para as vigas V3, V6 (NÓ P11 e P12), V7 (NÓ P13), V11 (NÓ P3), V12 (NÓ P5), V14 (NÓ P5), V15 (NÓ P17 e 16), V16 (NÓ P18) e V17 (NÓ P8).

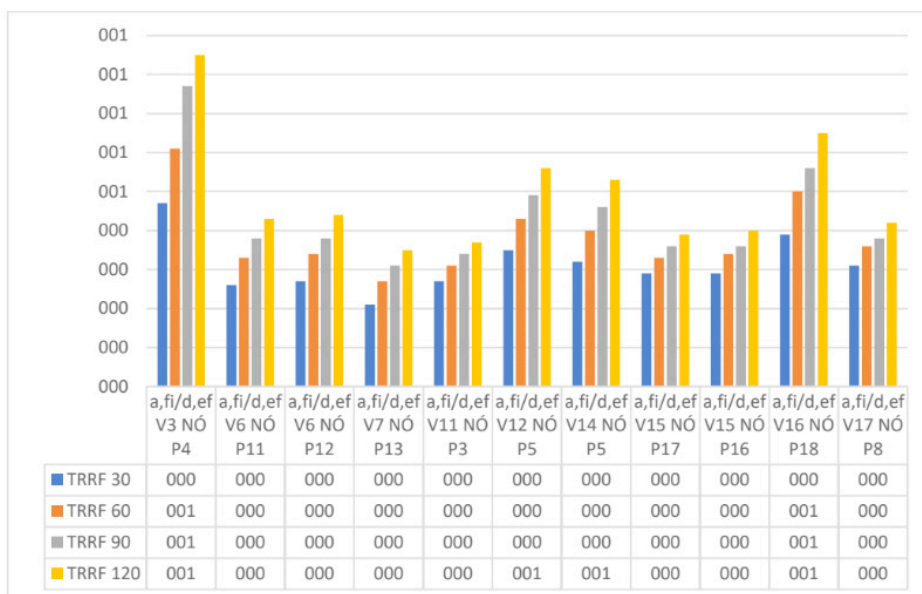


Figura 7 – Risco de ruptura frágil.

5 | CONCLUSÕES

O método tabular para as vigas mostrou-se bastante conservador frente ao método das zonas, principalmente com relação às vigas bi apoiadas. A maioria das vigas do projeto tem base igual a 14 cm, segundo o método tabular vigas de 14 cm devem ter c1 no mínimo igual a 6 cm para suportar 90 minutos de incêndio, por isso as vigas de 14 cm só são capazes de suportar até 60 minutos de incêndio. O caso crítico encontra-se na viga V3 que tem base igual a 12 cm e c1 igual a 3.9 cm, essa geometria faz com que a viga só seja capaz de suportar até 30 minutos de incêndio. As vigas contínuas apresentam valores de base mínima e c1 menos rigorosos e por isso, segundo este método são capazes de suportar

até 90 minutos de incêndio.

Em vigas o método das zonas mostrou que a ruptura irá ocorrer provavelmente devido ao escoamento da armadura positiva. Isso é verificado comparando o momento atuante com o resistente. Realizando-se essa comparação observa-se que algumas vigas apresentam ruptura local para os TRRF de 90 e 120.

As regiões que sofrem ação de momento negativo não apresentaram ruptura para nenhuma viga, isso demonstra que dificilmente a ruptura irá ocorrer por esmagamento do concreto. No entanto, a partir das análises realizadas, infere-se que algumas vigas dos pavimentos intermediários apresentaram o risco de ruptura frágil, ou seja, não darão avisos caso venha a ocorrer a ruptura.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, G. B. M.L. **Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio** 2012. 231 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

Ashley, Erin. **Fire Resistance of Concrete Structures**. Tech talk journal, USA, p. 67-70, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimento**. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. Rio de Janeiro, 2012.

COSTA, C. N. **Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio**. 2008. 401 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

COSTA, C. N. **Estruturas de concreto em situação de incêndio**. 2002. 241 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. **Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais**. V Simpósio Epusp sobre estruturas de concreto. 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-2-2: **Eurocode 1: actions on structures - part 1.2: general actions - actions on structures exposed to fire**. Brussels: CEN, 2002. 59 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-1-2: **Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.2: general rules - structural fire design**. Brussel: CEN, 2004. 97 p.

FERNANDES, M. C. V. **Verificação da resistência ao fogo de estruturas de betão com base nos métodos simplificados do EC2 – parte 1-2**. 2008. 102 p. Relatório (Mestrado) –Faculdade de engenharia Universidade do Porto, Porto, 2008.

LENNON, T. et al. **Designer's guide to EN 1991-1-2, 1992-1-2, 1993-1-2 and 1994-1-2**. Londres: Thomas Telford Publishing, 2007.

PHAN, Long T.; MCALLISTER, Therese P.; GROSS, John L.; HURLEY, Morgan J. **Best practice guidelines for structural fire resistance design of concrete and steel buildings**. 2010.

SÃO PAULO (Estado). Secretaria de Estado dos Negócios da Segurança Pública. Polícia Militar. Corpo de Bombeiros. **Instrução Técnica n. 08/2004: Segurança estrutural nas edificações: resistência ao fogo dos elementos de construção**. São Paulo, 2004. 14 p.

SILVA, Valdir Pignatta. **Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio**. v. 1. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2012.

SILVA, Valdir Pignatta. **Dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, uma alternativa ao método tabular da NBR 15200: 2004**. Anais do 49º congresso brasileiro de concreto. 2007.

Taerwe, L.R. **Fire Design of Concrete Structures According to the Eurocodes: A Review**. American concrete institute journal, USA, V.255, p. 75-96, 2008.

WIT, A. **Behaviour and structural design of concrete structures exposed to fire**. 2011. 125 p. Thesis (Master of Science) - Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, 2011.

CAPÍTULO 3

CONSIDERAÇÕES SOBRE PUNÇÃO EM LAJES PLANAS DE CONCRETO ARMADO

Data de aceite: 01/07/2021

Ailton Queiroz Junior

Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil,
Universidade Federal do Pará
Belém, Pará
<http://lattes.cnpq.br/2842535286716939>

Aurélio de Almeida Abdoral Neto

Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil,
Universidade Federal do Pará
Belém, Pará
<http://lattes.cnpq.br/1062779824933791>

Eduardo Emilio Martins Pinheiro Câmara

Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil,
Universidade Federal do Pará
Belém, Pará
<http://lattes.cnpq.br/3333575394339662>

Elsimar Souza Santos

Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil,
Universidade Federal do Pará
Belém, Pará
<http://lattes.cnpq.br/4745291123553946>

Felipe Vieira Ladislau

Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil,
Universidade Federal do Pará
Belém, Pará
<http://lattes.cnpq.br/5648701378681400>

Janiele Moreira Roland

Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil,
Universidade Federal do Pará
Belém, Pará
<http://lattes.cnpq.br/7028373070392982>

Kevin de Matos Costa

Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil,
Universidade Federal do Pará
Belém, Pará
<http://lattes.cnpq.br/9365258868083759>

Luiz Alfredo Franco Pinheiro

Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil,
Universidade Federal do Pará
Belém, Pará
<http://lattes.cnpq.br/5152619245319104>

Paola de Kácia de Souza Pinto Silva

Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil,
Universidade Federal do Pará
Belém, Pará
<http://lattes.cnpq.br/4623717412359284>

Pedro Ignácio Lima Gadêlha Jardim

Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil,
Universidade Federal do Pará
Belém, Pará
<http://lattes.cnpq.br/6028687809417062>

Raíssa Coelho Almeida

Programa de Pós-Graduação em Eng. Civil,
Universidade Federal do Pará
Belém, Pará
<http://lattes.cnpq.br/6842920412816009>

RESUMO: Neste artigo é apresentado conceitos iniciais sobre punção em lajes lisas de concreto armado trazendo uma breve introdução sobre o conceito de punção em lajes, métodos de dimensionamento de lajes com e sem adição de armadura de cisalhamento. Foram abordadas as prescrições da norma brasileira ABNT NBR 6118 (2014) para o dimensionamento de lajes

de concreto armado com e sem armadura de cisalhamento. Espera-se com este trabalho aumentar-se o entendimento sobre o comportamento de lajes lisas sujeitas ao efeito de punção, tendo em vista se tratar de um modelo de estrutura composta apenas de lajes sem vigas contendo apenas pilares e capitéis.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto armado, punção, dimensionamento, lajes lisas, cisalhamento.

PUNISHING CONSIDERATIONS IN FLAT REINFORCED CONCRETE SLABS

ABSTRACT: In this article, initial concepts about punching in smooth reinforced concrete slabs are presented, giving a brief introduction about the concept of punching in slabs, methods of dimensioning slabs with and without the addition of shear reinforcement. The requirements of the Brazilian standard ABNT NBR 6118 (2014) for the design of reinforced concrete slabs with and without shear reinforcement were addressed. This work is expected to increase the understanding of the behavior of smooth slabs subject to the puncture effect, considering that it is a model of structure composed only of slabs without beams containing only pillars and capitals.

KEYWORDS: Reinforced concrete, punching, dimensioning, smooth slabs, shearing.

1 | INTRODUÇÃO

Atualmente um modelo de concepção estrutural tem ganho muita visibilidade no que concerne as suas características são as chamadas lajes planas, lisas ou também denominadas, lajes cogumelo. Segundo Albuquerque (2015), as lajes lisas são sistemas estruturais laminares horizontais de concreto armado ou protendido que são apoiados rígida e diretamente em pilares, não existindo assim vigas para transferência dos esforços advindos da laje lisa. Um fato que torna a adoção deste tipo de concepção estrutural tão disseminado em obras de engenharia desde o surgimento deste modelo está associado ao tempo de realização que é demasiadamente mais rápido, compreensibilidade do sistema construtivo, custo e execução, bem como a versatilidade do emprego dos espaços construídos.

Dentre algumas das vantagens do concebimento deste sistema construtivo, em relação ao sistema tradicional de lajes e vigas, pode-se citar (ALBUQUERQUE, 2015; CARLESSO; FACCO; FOLLETO, 2019):

1. Simplicidade na execução das formas da estrutura. Devido à ausência das vigas ocorre uma simplificação nesse processo, ocasionando uma maior agilidade no processo construtivo e redução no consumo de material e de mão-de-obra na construção;
2. Facilidade no processo de execução da armadura. O arranjo da flexão torna-se mais simples e conseqüentemente mais fácil para executar, permitindo também o uso de telas soldadas. O sistema com vigas é mais demorado e trabalhoso devido às interferências das armaduras das vigas com os pilares, ao escalonamento da armadura e também à amarração dos estribos;

3. Maior facilidade no lançamento, adensamento e desforma do concreto, reduzindo significativamente a probabilidade da ocorrência de nichos de concretagem; redução da altura do edifício, propiciando assim o número de pavimentos;
4. Prazo de execução reduzido;
5. A ausência de vigas acarretando a diminuição dos revestimentos, facilidade na passagem de dutos fixados abaixo da laje e redução do pé-direito.

As vantagens apresentam uma intuitiva economia na etapa de execução da obra. Ainda, é possível citar as desvantagens (CARLESSO; FACCO; FOLLETTO, 2019):

1. Em edifícios residenciais, normalmente não há uma disposição regular dos pilares e assim a laje plana pode se tornar antieconômica;
2. A ausência de vigas pode deixar a estrutura muito deformável frente às ações horizontais, o que é um sério problema em edifícios altos;
3. Para edifícios altos deve-se projetar uma série de elementos de contraventamento, como paredes estruturais ou pilares-parede nas caixas dos elevadores;

O fenômeno de punção é caracterizado como modo de ruptura que ocorre por cisalhamento nos elementos delgados submetidos a carga ou reação concentrada aplicada transversalmente que provoca grandes tensões de cisalhamento em torno de regiões parcialmente pequenas sendo capaz de ocorrência de ruptura sem aviso. Em lajes lisas, essa situação é específica na região da ligação laje-pilar. Procura-se minimizar essas tensões operantes na região próxima ao pilar com o aumento da espessura da laje inteira ou com o uso de capitéis na região onde ocorre o efeito de punção. Um outro atenuador do combate à punção está associado ao aumento da capacidade resistente da laje, utilizando-se concreto com alta resistência e armadura de cisalhamento.

De acordo com Albuquerque (2015) a distribuição dos esforços internos na pequena porção da laje próxima ao pilar pode dificultar o desenvolvimento de equações analíticas no que tange as tensões na região da laje. Os códigos internacionais calculam a resistência à tensão cisalhante de uma seção em torno do pilar denominado de seção crítica, e ajustam esse valor com coeficientes de trabalhos experimentais.

Conforme Melo (1990), o primeiro relato de ocorrência de ruptura por punção foi do edifício *Prest-o-Lite*, em Indianápolis, no ano de 1911. A Figura 1 apresenta o colapso parcial do edifício *Pipers Row Multi-Storey Car Park*.



Figura 1 - Colapso parcial do edifício *Pipers Row Multi-Storey Car Park*.

Fonte: Wood (2003)

Dessa forma, o objetivo desse estudo apresentar uma revisão bibliográfica sobre o punçonnemento em lajes planas de concreto armado com intuito de colaborar para a disseminação do tema na comunidade técnica e científica.

2 | EFEITO DO PUNÇONAMENTO NAS LAJES PLANAS

As lajes planas são lajes de concreto armado que não se apoiam em vigas, mas diretamente nos pilares da estrutura. Nos pontos de ligação entre pilar e laje, elevadas tensões de cisalhamento culminam na tendência do pilar “furar” a laje, o que se denomina “efeito de punção” (CARLESSO; FACCO; FOLLETTO, 2019).

Define-se por punção a ruptura localizada por corte geralmente em elementos planos devido à presença de cargas que se dão de forma concentrada e elevada. A ruptura por punção pode ocorrer principalmente nos encontros entre elementos lineares e planos (encontro laje-pilar), sendo muito comum em casos de lajes lisas e cogumelos quando se tem pilares apoiados sobre elementos planos. A ruptura por punção ocorre de forma localizada, pois as tensões em cisalhamento geram tensões de tração em um plano inclinado de aproximadamente 25° e 30° com o plano da laje e acaba se rompendo por falta de armadura adequada, com isso, a laje se rompe e toma a forma de um tronco de cone.

Existem diversos parâmetros que influenciam a resistência à punção. Destaca-se a resistência à compressão do concreto; o quantitativo de armadura de flexão tracionada; a geometria e dimensões do pilar; o efeito de tamanho (*size effect*); e o quantitativo e a presença da armadura de cisalhamento.

3 I PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA À PUNÇÃO

A resistência à tração do concreto é responsável pela ruptura por cisalhamento da peça quando esta é desprovida de armaduras que combatem tal esforço.

Para fins de projeto de uma estrutura, o estabelecimento da resistência à compressão é o passo inicial desse processo e as formulações normativas costumam relacionar a resistência à tração do concreto como uma função de sua resistência à compressão. É comum observar que as pesquisas experimentais correlacionam a resistência ao cisalhamento com a resistência à compressão do concreto (FERREIRA, 2010).

Segundo Lima (2012), um dos primeiros a tentar avaliar a influência do concreto na resistência à punção foi Graf (1993), quando o mesmo concluiu que havia uma relação não linear entre o aumento da capacidade da ligação laje-pilar e o aumento da resistência do concreto.

Moe (1961) propôs que essa relação poderia ser expressa como uma função proporcional à raiz quadrada da resistência do concreto. Hallgreen (1996) concluiu que em concretos de altas resistências a função proposta por Moe (1961) tende a superestimar a influência da resistência à compressão do concreto na resistência ao cisalhamento do mesmo.

4 I QUANTITATIVO DE ARMADURA DE FLEXÃO TRACIONADA

A taxa de armadura de flexão tracionada (ρ) é definida como a razão entre a área de armadura de flexão tracionada (A_s) e a área de concreto, que é expressa pelo produto da altura útil da laje (d) por uma largura a ser considerada. Essa taxa de armadura influencia a resistência à punção, principalmente nos casos de lajes sem armadura de cisalhamento.

Regan (1986), diz que o aumento na taxa de armadura de flexão propicia o aumento da zona comprimida, reduzindo a fissuração na junção laje-pilar. Além disso, minimizando as espessuras das fissuras de flexão, o que facilita a transferência de forças através do entrosamento dos grãos de agregados, aumentando o efeito de pino.

5 I GEOMETRIA E DIMENSÃO DO PILAR

A geometria e as dimensões do pilar são fatores que podem afetar a resistência de uma laje, pois estes são responsáveis por determinar como as tensões poderão se distribuir ao longo da ligação laje-pilar. Regan e Braestrup (1985) observaram que a resistência em pilares circulares foi cerca de 15% maior comparado com pilares quadrados com área equivalente. A menor resistência em pilares quadrados é explicada pelo fato desses pilares apresentarem uma concentração de tensões nos cantos.

Melges (2001), para pilares alongados, onde a relação entre o lado maior e o lado menor é superior a 2, a ruína é mais abrupta, o tamanho do cone de punção é menor e

a resistência da ligação também é menor, quando comparados com pilares de seções quadradas. Isto também se deve ao fato de que as tensões se concentram nos cantos e nos menores lados do pilar.

6 | SIZE EFFECT

De acordo com Fusco (1984, apud Melges, 2001) a influência do efeito de tamanho geralmente é dada em função da altura útil da laje. Este efeito refere-se ao fato de que, em igualdade de outras condições, as lajes de menor altura útil são mais resistentes que as lajes mais espessas. Este fato é, em princípio, justificável pela possibilidade de maior heterogeneidade do concreto das lajes mais espessas. Além disso, mesmo com uma mesma taxa de armadura longitudinal, nas lajes de maior espessura, a armadura de tração é menos eficiente no controle da abertura das fissuras ao longo de toda a altura da seção fissurada. Deste modo, a espessura da peça condiciona o entrosamento dos agregados, fazendo com que a altura útil também seja um fator que controla a resistência das lajes ao cisalhamento. Resultados experimentais mostram, no entanto, que a partir de uma determinada espessura, a influência da variação da altura útil deixa de ser significativa. Essa limitação da influência da espessura a um determinado valor decorre de um efeito de escala entre a altura útil da peça e o diâmetro máximo dos agregados empregados na fabricação do concreto.

7 | QUANTITATIVO E PRESENÇA DE ARMADURAS DE CISALHAMENTO

No momento do dimensionamento de uma ligação laje-pilar, caso seja verificado que esta ligação não atende a segurança quanto à punção, sua resistência pode ser elevada adotando-se algumas medidas, como o aumento da seção do pilar, da espessura da laje, da taxa de armadura de flexão, ou da resistência à compressão do concreto. Porém, pilares com maiores dimensões costumam ser problemáticos do ponto de vista arquitetônico. Já o aumento da espessura da laje significaria uma elevação significativa dos custos, tanto da estrutura quanto das fundações. Finalmente, tanto o aumento da taxa de armadura de flexão quanto o da resistência à compressão do concreto seriam pouco efetivos, tornando-os por si só muitas vezes inviável.

Assim, quando se deseja aumentar a resistência à punção, a melhor solução é através da utilização de armaduras de cisalhamento (FERREIRA, 2010). Diversos tipos de armadura de cisalhamento já foram testados quanto à sua eficiência técnica e construtiva. As primeiras armaduras testadas no combate à punção foram barras dobradas. Estribos também podem ser utilizados como armadura de cisalhamento em lajes, sendo os tipos mais comuns os estribos fechados e estribos abertos tipo “pente” e estribos inclinados. Os estribos fechados e estribos do tipo “pente” podem ser de difícil colocação, interferindo na

armadura de flexão e na armadura dos pilares, ao passo que, estribos abertos com pernas simples tendem a apresentar problemas de ancoragem, mesmo que sejam usadas barras horizontais. Apenas os estribos inclinados mostraram-se eficientes no combate à punção, sendo, no entanto, pouco utilizados por questões construtivas. As armaduras do tipo pino são também bastante eficientes no combate à punção, sendo o tipo de armadura de cisalhamento mais popular para lajes devido ao fato de serem industrializadas e fornecidas por empresas especializadas, ou seja, não necessitando de serem confeccionadas nos canteiros de obras.

Segundo Lima (2012) outra vantagem desse tipo de armadura de cisalhamento consiste no fato de ser a mais fácil de garantir o correto espaçamento entre as diferentes camadas de armadura, uma vez que, os pinos são fixados em guias de aço.

8 | CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO

Segundo Cordovil (1997), a partir de ensaios de punção realizados em lajes de concreto armado pode-se observar que o panorama da fissuração (Figura 2), antes da ruptura, apresenta fissuras predominantemente radiais, não indicando uma tendência à formação de um sólido parecido com um elemento axissimétrico. O sólido que se forma com uma fissura circunferencial, não muito definido, somente ocorre na ruptura da laje quando o concreto perde todas as suas resistências, inclusive ao cisalhamento, por pulverização do material na região solicitada.

As barras tracionadas das armaduras de flexão permitem, em função da taxa de armadura, a maior ou menor ocorrência de fissuras na massa de concreto. Essa fissuração, juntamente com a microfissuração do cimento endurecido e da zona de transição, configura um quadro muito complexo. Isso torna o estabelecimento de uma teoria geral aceitável para o problema da punção em lajes de concreto armado.

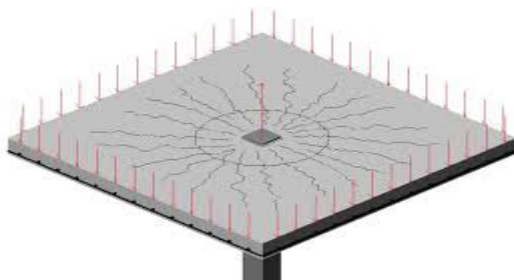


Figura 2 – Panorama da fissuração em lajes.

Fonte: Cordovil (1997).

Ensaios demonstram que as deformações circunferenciais, inicialmente, são maiores que as deformações radiais. Por isso, as fissuras radiais surgem em primeiro lugar.

Somente na ocasião da ruptura há a formação de uma fissura quase circular, que limita o contorno de um sólido deslocado ao redor do pilar (CORDOVIL, 1997). A Figura 3 ilustra situações de rupturas em lajes planas com e sem armadura de cisalhamento. A Figura 4 ilustra os tipos mais comuns de armadura de cisalhamento.

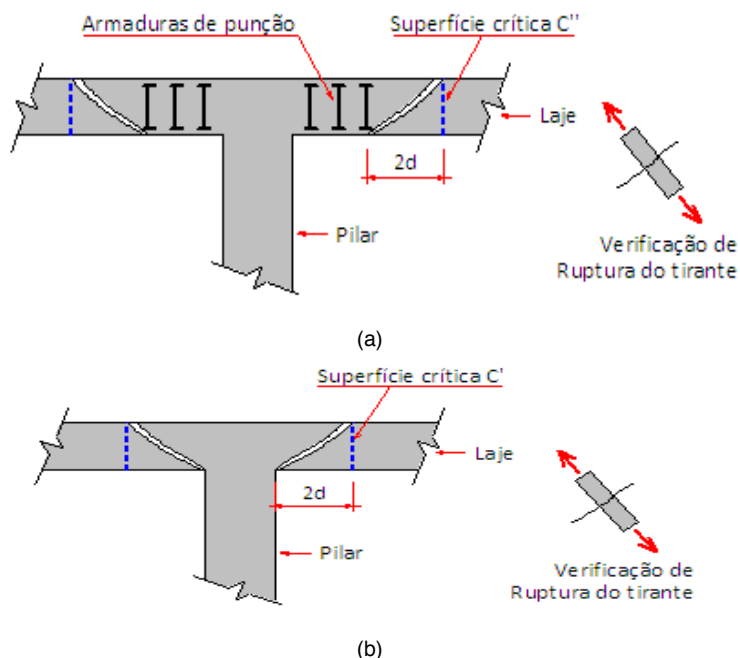
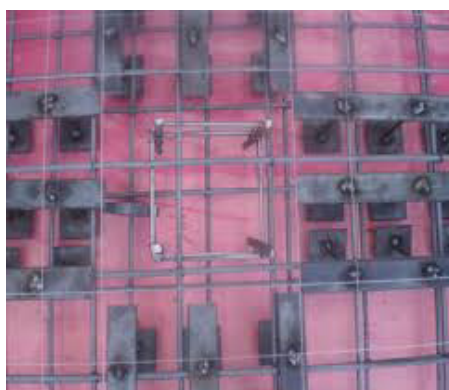
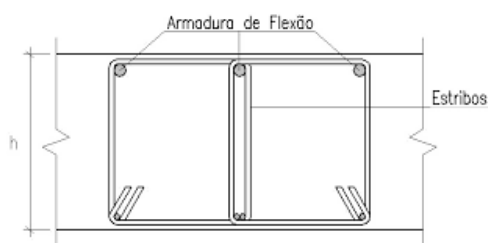


Figura 3 – Superfície de ruptura da laje com (a) e sem (b) armadura de cisalhamento.

Fonte: Cordovil (1997).



(a)

(b)

Figura 4 – Armadura constituída por estribos ou chapas dobradas (a) e tipo pino (b).

Fonte: Cordovil (1997).

9 | DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A ABNT NBR 6118

O método mais conhecido e desenvolvido para verificar a resistência de uma ligação laje-pilar com relação à punção é o da superfície de controle, adotado pela ABNT NBR 6118 (2014). Rabello (2010) relata que vantagem em relação aos demais é a sua generalização, pois pode ser aplicada em qualquer configuração de pilar.

O modelo de cálculo corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno de forças concentradas (Figura 5). Primeira superfície crítica (contorno C), do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento. Segunda superfície crítica (contorno C'), afastada $2d$ do pilar ou carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. Essa verificação também se faz através de uma tensão de cisalhamento, no contorno C'. Terceira superfície crítica (contorno C''), apenas deve ser verificada quando for necessário colocar armadura transversal. A Figura 6 ilustra situações de perímetro crítico em lajes planas para pilares internos (Figura 6a) e externos (Figura 6b).

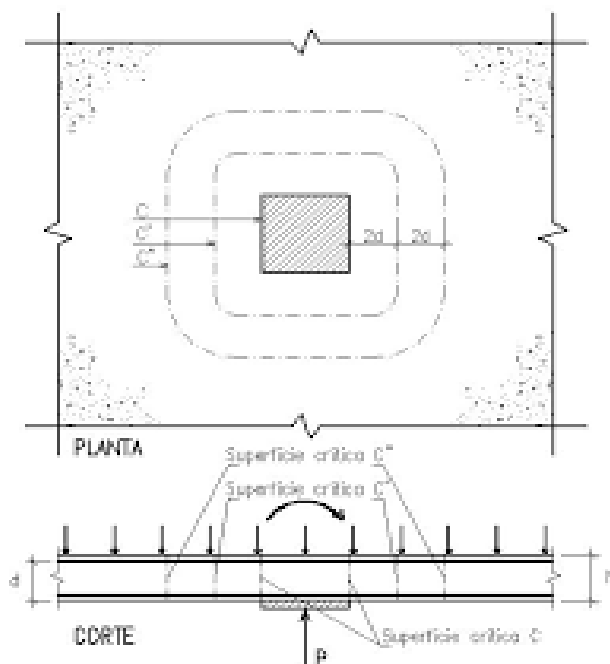


Figura 5 – Superfície crítica em pilares.

Fonte: Cordovil (1997).

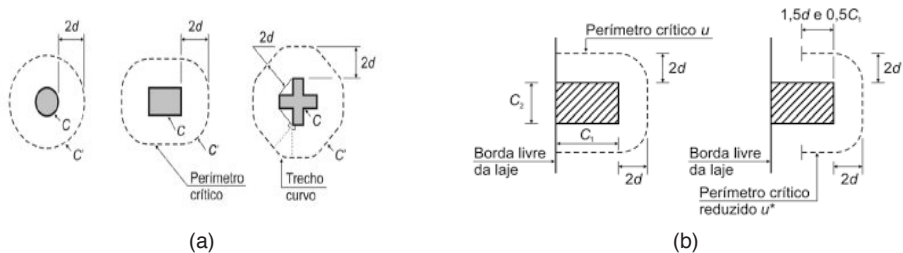


Figura 6 – Perímetros críticos em pilares internos (a) e pilares externos (b).

Fonte: Cordovil (1997).

10 | VERIFICAÇÕES E CÁLCULO DA ARMADURA

A verificação da tensão de cisalhamento atuante é realizada conforme Equação 1 para pilares internos sob flexão ou pela Equação 2 para pilares internos sob carregamentos simétricos.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{K \cdot M_{sd}}{W_p \cdot d} \quad 1$$

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{K \cdot M_{sd}}{W_p \cdot d} \quad 2$$

Sendo

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad 3$$

Onde, d denota a altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' , externo ao contorno, C da área de aplicação da força e deste distante $2d$ no plano da laje; d_x e d_y são as alturas úteis nas duas direções ortogonais; u é o perímetro do contorno crítico C' ; $u \cdot d$ refere-se à área da superfície crítica; e F_{sd} denota a força ou a reação concentrada de cálculo.

A força de punção F_{sd} pode ser reduzida da força distribuída aplicada na face oposta da laje, dentro do contorno considerado na verificação, C ou C' .

K é o coeficiente que fornece a parcela de M_{sd} transmitida ao pilar por cisalhamento, que depende da relação C_1/C_2 . C_1 e C_2 denotam, respectivamente, a dimensão do pilar paralela e perpendicular à excentricidade da força. O coeficiente K assume os valores indicados na Tabela 1.

C1/C2	0,5	1	2	3
K	0,45	0,6	0,7	0,8

Tabela 1 – valores de K.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

Para pilares circulares internos, deve ser adotado o valor $K = 0,6$. O valor de W_p deve ser determinado conforme Equação 4 para pilares retangulares ou Equação 5 para pilares de seção circular, onde D denota o diâmetro do pilar de seção circular.

$$W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1 \cdot C_2 + 4 \cdot C_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot C_1 \quad 4$$

$$W_p = (D + 4 \cdot d^2) \quad 5$$

Ainda, W_p pode ser determinado desprezando a curvatura dos cantos do perímetro crítico, através da Equação 6.

$$W_p = \int_0^u |e| \cdot dl \quad 6$$

Sendo, dl o comprimento infinitesimal no perímetro crítico u ; e é a distância de dl ao eixo que passa pelo centro do pilar e sobre o qual atua o momento fletor M_{sd} .

11 | VERIFICAÇÃO DOS PERÍMETROS

A verificação dos perímetros das superfícies críticas é determinada inicialmente pelo perímetro C , na face do pilar, conforme Equação 7.

$$\tau_{sd} < \tau_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad 7$$

Onde

$$\alpha_v = 1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \quad 8$$

A verificação sem armadura do perímetro C' é realizada conforme Equação 9. O valor de d é determinado conforme Equação 3.

$$\tau_{sd} < \tau_{rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad 9$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad 10$$

Sendo ρ a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada); e ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais que equivalem à largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de $3d$ para cada um dos lados ou, no caso de proximidade da borda, prevalece a distância até a borda, quando menor que $3d$. Essa verificação deve ser feita no contorno crítico C' ou em C_1' e C_2' , no caso de existir capitel.

Para os casos da necessidade de armadura, o perímetro C' é calculado conforme Equação 11.

$$\tau_{sd} < \tau_{rd3} = 0,1 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{S_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \text{sen}(\alpha)}{u \cdot d} \quad 11$$

Sendo, S_r o espaçamento radial entre linhas de armadura de punção, inferior a $0,75d$; A_{sw} denota a área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C^* ; α , o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje; u é o perímetro crítico ou perímetro crítico reduzido no caso de pilares de borda ou canto; f_{ywd} é a resistência de cálculo da armadura de punção, inferior a 300 MPa para conectores ou 250 MPa para estribos (de aço CA-50 ou CA-60). Para lajes com espessura maior que 15 cm, esses valores podem ser aumentados (ABNT NBR 6118, 2014).

$$\frac{A_{sw}}{S_r} = \frac{\left[\tau_{sd} - \left(\frac{\tau_{rd1}}{1,8} \right) \right] \cdot u}{1,5 \cdot f_{ywd}} \quad 12$$

12 | ARMADURA DE PUNÇÃO OBRIGATÓRIA

No caso de a estabilidade global da estrutura depender da resistência da laje à punção, deve ser prevista armadura de punção. Mesmo que τ_{sd} seja menor que τ_{rd1} a armadura deve equilibrar um mínimo de 50% de F_{sd} . A Figura 7 ilustra um exemplo de disposição da armadura contra a punção.

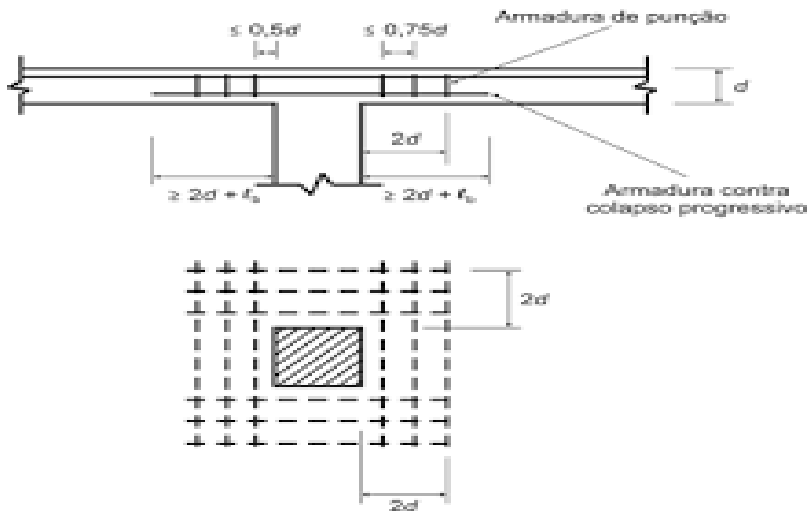


Figura 7 – Disposição da armadura de punção.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

13 | ARMADURA PARA EVITAR O COLAPSO PROGRESSIVO

Para garantir a ductilidade local e a conseqüente proteção contra o colapso progressivo, a armadura de flexão inferior que atravessa o contorno C deve estar suficientemente ancorada além do contorno C' (Equação 13), conforme Figura 8. O valor de F_{sd} pode ser calculado com γ_f igual a 1,2.

$$A_{s,cep} \cdot f_{yd} \geq 1,5 \cdot F_{sd}$$

13

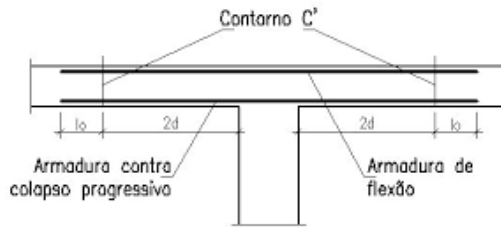


Figura 8 – Disposição da armadura contra colapso progressivo.

Fonte: ABNT NBR 6118 (2014).

14 | CONCLUSÃO

Tendo em vista o que foi analisado, pode-se dizer que a ampliação do conhecimento a respeito das lajes lisas é de extrema necessidade, uma vez que a exigência dos projetos arquitetônicos vem ficando cada vez maior, buscando sempre espaços mais abertos, flexíveis e com disposições variadas. Já foi comprovado que esse tipo de estrutura, executada de forma adequada, apresenta diversas vantagens como: redução no pé direito, facilidade durante a execução das instalações hidráulicas, dentre outros fatores. Apesar desses benefícios, muitos cuidados adicionais devem ser levados em consideração durante sua fase de concepção e execução (FERREIRA,2006).

Como já foi mencionado anteriormente, estruturas sem um pórtico bem definido como as lajes lisas, merecem uma avaliação muito criteriosa no que tange ao seu macro e micro comportamento, ou seja, estruturas com essas características dependem significativamente da interrelação entre seus elementos estruturais. Pois, o fenômeno de punção em lajes lisas ocorre especificamente na ligação laje-pilar, ponto onde ocorre elevadas tensões de cisalhamento o que culmina no colapso da estrutura. Estudos comprovam que a geometria do pilar e a espessura da laje, são fatores que influenciam diretamente na ocorrência da ruptura abrupta da estrutura. Pesquisas já realizadas demonstram que pilares com seções circulares resistem cerca de 15% a mais que pilares de seções quadradas, fato esse que pode ser explicado devido ao acúmulo de tensão nos cantos.

Por isso, hoje existem diversos modelos experimentais que buscam analisar em termos mais específicos o seu comportamento mediante carga e ruptura (LOURENÇO,

2018). Fatores como resistência a compressão, geometria do pilar, momento de inércia, e taxa de armaduras longitudinais são bons exemplos de variáveis que devem ser dimensionadas de forma a garantir que as resistências solicitantes não excedam as resistências previstas em projeto.

Cabe a ressalva também de existirem outras normas além da ABNT NBR 6118 que se empenham em dimensionar estruturas de lajes lisas, como a ACI 318/19, BS 8110/97, a EUROCODE 2/04, ou mesmo trabalhos como os de MUTTONI (2008). De acordo com Rabello (2010) ambos os documentos geraram uma certa taxa de variação na resistência calculada, decorrentes da mudança na média das cargas concentradas, o autor também percebeu que mesmo com certas limitações a NBR 6118 mostrou resultados bem próximos aos fornecidos pelo EUROCODE 2/04. Esses dados indicam que mesmo utilizando métodos de cálculos distintos, pode-se chegar a um valor aproximado durante a concepção de uma laje lisa que venha a sofrer sob efeito da punção.

Dentro deste trabalho, as considerações sobre punção em lajes lisas basearam-se na revisão bibliográfica de estudos técnicos, que avaliaram metodologias aplicadas ao dimensionamento deste modelo, por meio de técnicas normatizadas que tentam minimizar o efeito do punctionamento nessas lajes. Mas ainda existem diversos outros trabalhos que se podem ajudar na melhor compressão deste fenômeno.

REFERÊNCIAS

ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.

ALBUQUERQUE, Elaine Jaricuna Pereira de. **Punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento e pilar de canto reentrante**. 379 f. 2015. - Tese de doutorado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Brasília, Brasília, 2015.

CARLESSO, Gabriela Ceccon; FACCO, Heron Gabriel; FOLLETTTO, Evandro Paulo. **Dimensionamento de laje cogumelo**. [S. l.]: Seminário de Iniciação Científica, Seminário Integrado de Ensino, Pesquisa e Extensão e Mostra Universitária, 2019.

CORDOVIL, Fabio Armando Botelho. **Lajes de concreto armado: punção**. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 1997.

FERREIRA, M. P. **Punção em lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento e momentos desbalanceados**. Brasília: Tese de doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2010.

GRAF, O. **Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonplatten unter konzentrierter Last nahe einem Auflager**. Berlin: Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 73, 1993.

HALLGREN, M. **Punching shear capacity of reinforced high strength concrete slabs**. Stockholm: Tese de doutorado. Royal Institute of Technology, 1996.

LIMA, A. W. **Estudo experimental e analítico de punção em lajes lisas de concreto armado utilizando polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) como armadura de cisalhamento.** Brasília: Dissertação de Mestrado. Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2012.

LOURENÇO, D. D. S. **Punção em lajes lisas de concreto armado com aberturas: análise experimental.** Universidade Estadual de Campinas. Campinas, p. 179. 2018.

MELGES, José Luiz Pinheiro. **Análise Experimental da punção em lajes de concreto armado e protendido.** São Carlos: Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2001.

MUTTONI, A. **punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse Reinforcement.** ACI structural Journal, July/August 2008.

MELO, Guilherme Sales S. de A. **Behavior of reinforced concrete flat slabs after local failure.** Londres: University of Westminster, 1990.

MOE, J. **Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads.** [S. l.]: V. D47, PCA, IL, 1961.

RABELLO, F. T. **Análise comparativa de normas para a punção em lajes de concreto armado.** Florianópolis: Dissertação de Mestrado. Univerisdade Federal de Santa Catarina, 2010.

REGAN, P. E. **Shear combs, reinforcement against puching.** Londres: The Structural Engineer, 1986.

REGAN, P. E.; BRAESTRUP, M. W. **Punching shear in reinforced concrete: a state of art report.** [S. l.]: Comité euro-international du béton, 1985.

WOOD, J. G. M. **Pipers row car park: wolverhampton quantitative study of the causes of the partial collapse on 20 march 1997.** [S. l.: s. n.], 2003. *E-book.*

CONFIABILIDADE ESTRUTURAL DE PÓRTICOS PLANOS DE AÇO

Data de aceite: 01/07/2021

Danilo Luiz Santana Mapa

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto
Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Campus Universitário
Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil

Marcílio Sousa da Rocha Freitas

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto
Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Campus Universitário
Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil

Ricardo Azoubel da Mota Silveira

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto
Departamento de Engenharia Civil, Escola de Minas, Campus Universitário
Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil

RESUMO: Existem várias fontes de incerteza na análise estrutural que devem ser levadas em consideração ao se fazer uma avaliação adequada da segurança estrutural. Os métodos de confiabilidade permitem quantificar, de forma probabilística, a segurança de uma estrutura, uma vez que permite avaliar a probabilidade de violação dos estados limites. O presente trabalho visa realizar a análise de confiabilidade de pórticos planos de aço, por meio de análise estrutural avançada, considerando os efeitos da não linearidade geométrica e das ligações semirrígidas através de uma ferramenta

computacional desenvolvida em MATLAB. A ferramenta desenvolvida utiliza o Método de Confiabilidade de Primeira Ordem (FORM), permitindo avaliar a probabilidade de falha de estruturas com comportamento não linear. Os critérios de falha de estruturas são expressos em termos das funções de desempenho do estado limite último e de serviço. Utilizando a ferramenta computacional desenvolvida, foi realizada a análise da confiabilidade estrutural de diversos exemplos numéricos de pórticos planos encontrados na literatura. Analisando os resultados obtidos e comparando com os encontrados por outros autores, foi possível validar a implementação computacional, atestando sua precisão e eficiência na análise de confiabilidade estrutural de pórticos de aço.

PALAVRAS-CHAVE: Confiabilidade estrutural, pórticos planos, análise estrutural avançada, ligações semirrígidas.

ABSTRACT: There are various sources of uncertainty in structural analysis and they should be taken into account in order to make proper assessment of structural safety. The reliability methods make it possible to quantify, in a probabilistic way, the safety of a structure, since it allows the evaluation of the limit states violation probability. In the present work, a computational tool was developed in MATLAB aims to perform the reliability analysis of two-dimensional steel frames, by advanced finite element structural analysis, considering the effects of geometric nonlinearity and semi-rigid connections. The tool developed employs the First Order Reliability Method (FORM), making it possible to evaluate

the safety level (probability of failure) of structures with nonlinear behavior. The failure criteria of structures are expressed in terms of the ultimate and serviceability limit state performance functions. Using the computational tool developed, the structural reliability analysis of several numerical examples of two-dimensional steel frames found in the literature was carried out. By analyzing the obtained results and comparing with the ones found by other authors, it was possible to validate the computational implementation, attesting its accuracy and efficiency in the structural reliability analysis of steel frames.

KEYWORDS: Structural reliability, 2D steel frames, advanced structural analysis, partially restrained connections.

1 | INTRODUÇÃO

A avaliação da segurança de pórticos metálicos considerando o comportamento em serviço do sistema estrutural é um desafio para os engenheiros. As normas de projeto estrutural que empregam o método dos estados limites são calibradas visando uma confiabilidade alvo para os elementos estruturais solicitados de forma isolada. Os coeficientes parciais de segurança obtidos por calibração no método dos estados limites são aplicados sobre as ações atuantes na estrutura e sobre as resistências nominais dos elementos estruturais, objetivando suprir todas as incertezas inerentes às variáveis de projeto. Entretanto, esse método semi-probabilístico não permite o conhecimento real dos níveis de segurança da estrutura em serviço.

O método dos estados limites presente nas normas de construção metálica é caracterizado por um tratamento racional da natureza estocástica das variáveis de projeto através da aplicação de coeficientes parciais de segurança calibrados com base em níveis aceitáveis de confiabilidade para vários estados limites. Embora este método esteja consolidado e seja bem aceito por projetistas na verificação da segurança estrutural, é apropriado avaliar a segurança de estruturas usando métodos de confiabilidade mais avançados e considerando o elemento estrutural como componente de um sistema estrutural.

Segundo Madsen et al. (2006), os métodos de confiabilidade estrutural são divididos em níveis. O método dos estados limites que emprega coeficientes parciais de segurança para cada variável incerta de projeto é classificado como método de nível I. Quando são utilizados dois valores (usualmente média e variância) para cada variável incerta, eles são chamados de métodos de nível II, e quando utilizam a função densidade de probabilidade das variáveis incertas para a determinação da probabilidade de falha dos estados limites da estrutura são chamados de métodos de nível III.

No presente trabalho foi utilizado método de confiabilidade de nível III na avaliação dos níveis de segurança relacionados aos estados limites relevantes ao projeto das estruturas, utilizando-se análise estrutural avançada. O método de nível III empregado no presente trabalho permite conhecer o real nível de segurança de estruturas, usualmente

projetadas por métodos de nível I. Também é possível determinar os estados limites mais críticos para uma determinada estrutura através da análise de confiabilidade, obtendo-se estruturas confiáveis em função do conhecimento do real nível de segurança com relação aos estados limites e determinação do estado limite governante da estrutura.

O objetivo geral deste artigo é apresentar os resultados das análises de confiabilidade estrutural de três pórticos metálicos planos via análise estrutural avançada, considerando o comportamento não linear geométrico e a flexibilidade das ligações. Foi utilizada nas análises de confiabilidade a ferramenta computacional desenvolvida por Mapa (2016). A ferramenta emprega os métodos FORM (*First Order Reliability Method*) e simulação de Monte Carlo para avaliar a probabilidade de falha de funções de desempenho formuladas para estados limites últimos de resistência e estados limites de serviço baseados em deslocamentos nodais. Os exemplos numéricos de análise de confiabilidade de pórticos metálicos planos apresentados atestaram a eficiência e precisão da ferramenta computacional desenvolvida por Mapa (2016) na avaliação do nível de segurança de estruturas com comportamento não linear.

2 I CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Na análise de confiabilidade estrutural, a máxima solicitação, S , e a resistência disponível, R , são modeladas por variáveis aleatórias. O objetivo da análise de confiabilidade é assegurar o evento ($R > S$) durante toda vida útil da estrutura em termos de probabilidade.

A falha ocorre se R for menor do que S e esse evento pode ser representado em termos de probabilidade como $P(R < S)$. Para as variáveis aleatórias R e S com distribuições de probabilidade conhecidas, contínuas e estatisticamente independentes, a probabilidade de falha pode ser calculada através da seguinte expressão (Ang e Tang, 1984):

$$P_f = P(R < S) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{S > R} f_R(r) \cdot f_S(s) \cdot dr \cdot ds = \int_0^{\infty} F_R(s) f_S(s) ds \quad (1)$$

O cálculo da probabilidade de falha utilizando a Eq. (1) requer que as funções densidade de probabilidade $f_R(r)$ e $f_S(s)$ sejam conhecidas. Na prática, essa informação nem sempre está disponível ou é difícil de ser obtida devido à insuficiência de dados. Mesmo quando as funções de probabilidade são conhecidas, a avaliação numérica da Eq. (1) pode ser impraticável.

Se ambas as variáveis aleatórias R e S possuem distribuição normal e são estatisticamente independentes, então a variável aleatória Z pode ser introduzida como . Então a Eq. (1) pode ser utilizada para definir a probabilidade de falha como:

$$P_f = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^0 f_Z(z) \cdot dz = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi(-\beta_c) \quad (2)$$

Sendo $\mu_Z = \mu_R - \mu_S$, $\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$, Φ é a função distribuição cumulativa

da distribuição normal padrão e β_c é o índice de confiabilidade de Cornell (1969), definido a seguir:

$$\beta_c = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (3)$$

O índice de confiabilidade foi introduzido na tentativa de se evitar as dificuldades conceituais e práticas decorrentes do uso da Eq. (1). Em sua implementação inicial, o índice de confiabilidade foi avaliado simplesmente em função das médias e dos desvios-padrão da resistência e da solicitação máxima, como indicado na Eq. (3). Posteriormente, o índice de confiabilidade passou a ser obtido por métodos analíticos baseados em aproximações em séries de Taylor de primeira ordem (método analítico FORM).

2.1 Método analítico FORM

No método FORM (*First-Order Reliability Method*), as variáveis aleatórias U , cujas distribuições são quaisquer e podem ser dependentes entre si ou não, são transformadas em variáveis V normais padrão estatisticamente independentes, sendo a função de falha $G(U)$ escrita no espaço das variáveis reduzidas (espaço V) como $g(V)$. Depois disto, a superfície de falha definida por $g(V) = 0$ é aproximada por uma superfície linear (ou hiperplano) no ponto com a menor distância até a origem, identificado como V^* (ponto de projeto no espaço das variáveis reduzidas).

O índice de confiabilidade é então definido como a distância do ponto V^* até a origem:

$$\beta = |V^*| \quad (4)$$

Uma das etapas desse método é a transformação das variáveis U em variáveis V . Embora existam diferentes possibilidades para essa transformação utiliza-se normalmente a transformação de Nataf (Melchers, 1999) definida por:

$$V = \Gamma \sigma^{-1} (U - m) \quad (5)$$

Sendo m o vetor com as médias das variáveis U , σ a matriz diagonal contendo os desvios padrões das variáveis U e $\Gamma = L^{-1}$, sendo L a matriz triangular inferior obtida da decomposição de Choleski da matriz dos coeficientes de correlação de U . Outra etapa importante desse método é a busca ao ponto sobre a superfície de falha mais próximo à origem do sistema reduzido, também denominado ponto de projeto V^* . Para encontrar o ponto de projeto, formula-se um problema de otimização P (ou de programação não linear) com uma restrição, tal que:

$$\begin{aligned} P: & \text{ minimizar } |V| \\ & \text{ Sujeito a } g(V) = 0 \end{aligned} \quad (6)$$

O problema de otimização apresentado na Eq. (6) pode ser resolvido por vários

algoritmos. Utiliza-se comumente o algoritmo denominado HLRF, desenvolvido por Hasofer e Lind (1974) e aprimorado por Rackwitz e Fiessler (1978). O processo iterativo gerado pelo algoritmo HLRF caminha em busca do ponto V^* resolvendo-se a seguinte equação:

$$V^{i+1} = \frac{1}{\|\nabla g(V^i)\|^2} \cdot [\nabla g(V^i)^T V^i - g(V^i)] \cdot \nabla g(V^i) \quad (7)$$

Para utilização do algoritmo HLRF, são úteis as seguintes relações:

$$g(V^i) = G(U^i) \quad (8)$$

$$V^i = \Gamma \sigma^{-1}(U^i - m) \quad (9)$$

$$\nabla g(V^i) = [(\Gamma \sigma^{-1})^{-1}]^T \nabla G(U^i) \quad (10)$$

Na Eq. (10) temos que $\nabla G(U)$ é o gradiente da função de falha no espaço original avaliado no ponto U e $\nabla g(V^i)$ é o gradiente da função de falha no espaço reduzido avaliado no ponto V^i . Ao ser obtido o ponto de projeto V^* determina-se o índice de confiabilidade calculando-se a norma do vetor que interliga a origem do sistema reduzido ao ponto V^* . Durante o processo iterativo checa-se a variação relativa do valor de β e interrompe-se o processo quando essa variação é inferior a uma tolerância estabelecida. De posse do índice de confiabilidade β , a probabilidade de falha pode ser obtida utilizando-se a Eq. (2).

A Figura 1 fornece uma representação gráfica do método analítico FORM com indicação da função de falha não linear $g(V)$ no espaço reduzido, do ponto de projeto V^* , da aproximação linear da função de falha no ponto de projeto e indicado o índice de confiabilidade β .

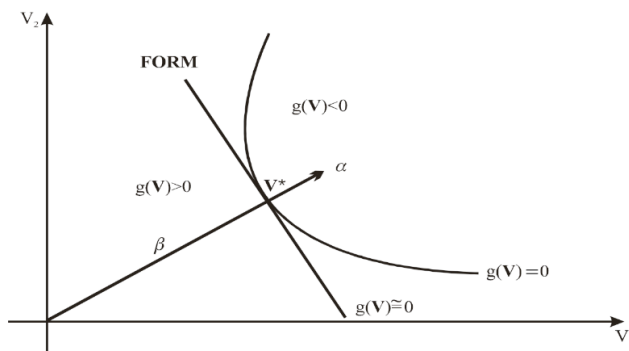


Figura 1. Representação gráfica do método analítico FORM (Adaptado de Sagrilo, 2004).

3 | ANÁLISE ESTRUTURAL AVANÇADA DE PÓRTICOS PLANOS

O emprego crescente de elementos estruturais leves e esbeltos e solicitações próximas à resistência limite do material tornam necessária a utilização de ferramentas avançadas de análise de estruturas metálicas. A análise avançada de estruturas é caracterizada quando efeitos não lineares são considerados na formulação do elemento estrutural.

O comportamento não linear pode ser produzido por mudanças na geometria do pórtico durante o carregamento como mostra a Fig. 2, o que é comumente referido na literatura como não linearidade geométrica ou efeitos de segunda ordem. Os principais efeitos geométricos relacionados à não linearidade geométrica são o efeito global $P-\Delta$ como resultado dos deslocamentos laterais na estrutura, e o efeito local $P-\delta$ nos elementos, associado com deformações locais relativas à corda entre os extremos do elemento.

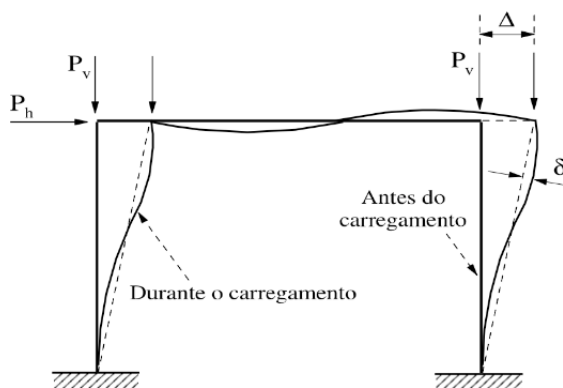


Figura 2. Representação gráfica dos efeitos $P-\Delta$ e $P-\delta$ (Adaptado de Silva, 2009).

Outra fonte de não linearidade que deve ser considerada em uma análise estrutural avançada diz respeito a flexibilidade das ligações. Ao se considerar as ligações entre os elementos do pórtico como semirrígidas obtém-se um comportamento mais próximo do real, existindo a transferência parcial de momento fletor entre os elementos do pórtico, o que também significa dizer que a ligação possui alguma rigidez.

A incorporação das ligações semirrígidas na análise estrutural se dá através de expressões analíticas, representando curvas momento-rotação, formuladas de forma a relacionar o momento fletor M atuante na ligação em função da rotação relativa θ . O modelo de representação do comportamento de ligações semirrígidas proposto por Richard e Abbott (1975), modelo matemático de potências com quatro parâmetros, descreve a relação momento-rotação como:

$$M(\theta) = \frac{(k - k_p)\theta}{\left[1 + \left|\frac{(k - k_p)\theta}{M_0}\right|^N\right]^{1/N}} + k_p\theta \quad (11)$$

Seus parâmetros podem ser definidos como: rigidez inicial (k) também denominada rigidez elástica; rigidez devido ao encruamento (k_p) da ligação; parâmetro definindo a curvatura do diagrama (N) e o momento de referência (M_0). Como na definição da função são necessários apenas quatro parâmetros e o resultado sempre fornece uma rigidez positiva, este modelo é considerado simples. Por possuir, além disso, boa eficiência computacional, ele vem sendo bastante utilizado para representação do comportamento de ligações semirrígidas (Silva, 2009).

No presente artigo, para realização da análise estrutural avançada dos pórticos metálicos planos foi adotado o sistema computacional CS-ASA desenvolvido por Silva (2009) em linguagem Fortran 95. O CS-ASA realiza análises numéricas avançadas estáticas e dinâmicas de estruturas metálicas baseado no método dos elementos finitos e foi utilizado no presente estudo para obtenção dos esforços internos e deslocamentos nodais em análise estática de pórticos metálicos planos considerando os efeitos da não linearidade geométrica e da flexibilidade das ligações, especificamente para ligações com comportamento momento-rotação não linear representado pelo modelo de Richard e Abbott (1975).

Na análise da confiabilidade de estruturas complexas, as funções de desempenho (equações de estados limites) geralmente são funções implícitas (não-analíticas) das variáveis aleatórias. Portanto a análise de confiabilidade realizada foi uma combinação do método de análise de confiabilidade FORM e o método dos elementos finitos determinístico presente no CS-ASA. A análise de confiabilidade dos pórticos planos no presente estudo foi realizada pela ferramenta computacional desenvolvida por Mapa (2016) em linguagem MATLAB (MathWorks, 2017) que possui funcionamento acoplado ao CS-ASA para avaliações dos estados limites a cada iteração do método analítico FORM.

Nas análises estruturais não lineares dos pórticos foi utilizada a formulação de elemento finito SOF-2 (Silva, 2009) presente no CS-ASA, estratégia de incremento constante do parâmetro de carga, estratégia de iteração a carga constante, fator de carga incremental fixado em 1% do carregamento total, 100 incrementos de carga, adotado o método de Newton-Raphson padrão como estratégia de solução não linear e critério de convergência por carga e deslocamento.

4 | FUNÇÕES DE DESEMPENHO

A segurança de uma estrutura precisa ser avaliada com relação a critérios de

desempenho pré-determinados. Os critérios de desempenho são geralmente expressos na forma de funções de estado limite, que são relações funcionais entre todos os efeitos de carga e parâmetros relacionados a resistência. As funções de estado limite último de resistência definem a segurança contra carregamentos extremos durante a vida útil da estrutura e as funções de estado limite de serviço definem requisitos funcionais da estrutura. A seguir são apresentados os estados limites investigados no presente estudo.

4.1 Funções de estado limite último

Os elementos de viga-coluna que compõem a estrutura reticulada de um pórtico plano estão sujeitos a combinação de esforços solicitantes. O *Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design* (AISC, 2005) apresenta em seu capítulo H a condição a ser atendida pelas barras submetidas aos efeitos combinados de força axial e momento fletor na forma de equações de interação, que são equivalentes as equações encontradas no item 5.5.1.2 da norma NBR 8800 (ABNT, 2008). O presente estudo utiliza essa limitação fornecida pelas equações de interação, que podem ser expressas na forma de funções de desempenho para estados limites últimos de resistência pelas Equações (12) e (13) a seguir:

$$G(U) = 1 - \left(\frac{P_u}{P_n} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{ux}}{M_{nx}} \right) \quad \text{se} \quad \frac{P_u}{P_n} \geq 0,2 \quad (12)$$

$$G(U) = 1 - \left(\frac{P_u}{2 \cdot P_n} + \frac{M_{ux}}{M_{nx}} \right) \quad \text{se} \quad \frac{P_u}{P_n} < 0,2 \quad (13)$$

Nas Equações (12) e (13): P_u é a força axial solicitante de tração ou de compressão, P_n é a força axial resistente nominal de tração ou de compressão, M_{ux} é o momento fletor solicitante em relação ao eixo de maior inércia e M_{nx} é o momento fletor resistente nominal em relação ao eixo de maior inércia. Os esforços resistentes nominais P_n e M_{nx} foram calculados para os elementos de viga-coluna dos pórticos conforme os procedimentos prescritos pelo LRFD (AISC, 2005).

4.2 Funções de estado limite de serviço

Para o critério de deslocamentos em serviço, a seguinte função de desempenho foi utilizada:

$$G(U) = 1 - \frac{\delta}{\delta_{\text{limite}}} \quad (14)$$

Sendo δ a componente do deslocamento nodal calculada e δ_{limite} o deslocamento máximo admissível do nó. Segundo Haldar e Mahadevan (2000), em geral são analisadas deflexões laterais nos nós de topo dos elementos de coluna do pórtico plano, limitadas pela altura do pórtico de modo que $\delta_{\text{limite}} = \text{altura}/400$, e são também analisadas deflexões

verticais no meio do vão dos elementos de viga do pórtico plano, limitadas pelo vão da viga de modo que $\delta_{limite} = \text{vão}/360$.

5 | EXEMPLOS NUMÉRICOS

Com o propósito de ilustrar a aplicação da ferramenta computacional de análise de confiabilidade desenvolvida por Mapa (2016), serão apresentados nas seções seguintes os resultados da análise de confiabilidade estrutural de três pórticos metálicos planos. No primeiro exemplo será apresentado um portico plano de um andar com ligações semirrígidas onde foram investigados os níveis de segurança com relação aos estados limites últimos e de serviço. No segundo exemplo é apresentado um pórtico de dois andares assimétrico com ligações semirrígidas onde foi investigado o nível de segurança com relação ao estado limite de serviço do deslocamento horizontal de um nó de topo de uma coluna do pórtico. No terceiro exemplo é apresentado um pórtico plano abatido biengastado fortemente não linear onde foi investigado o nível de segurança com relação ao estado limite de serviço de deslocamento vertical de um nó no meio do vão do pórtico. Em cada um desses exemplos é feita uma comparação entre os índices de confiabilidade obtidos por análise linear e não linear geométrica dos pórticos e também é feita uma comparação entre os índices de confiabilidade obtidos para os pórticos com ligações viga-coluna rígidas e semirrígidas com comportamento momento-rotação não linear e diferentes rigidezes das ligações.

5.1 Pórtico plano de um andar com ligações semirrígidas

Neste exemplo foi investigada a segurança estrutural para estados limites últimos (Equações 12 e 13) e de serviço (Equação 14) do pórtico plano apresentado na Fig. 3. A geometria, os carregamentos atuantes, as condições de apoio, a localização das ligações semirrígidas e as seções do pórtico são mostrados na Fig. 3. O pórtico é composto por duas colunas e uma viga, sendo que todos os elementos do pórtico são feitos do mesmo material e possuem a mesma seção transversal (perfil metálico W16x67). É assumido que todos os elementos do pórtico possuem contenções laterais adequadas, de modo que a capacidade do momento fletor resistente do elemento seja igual ao seu momento plástico.

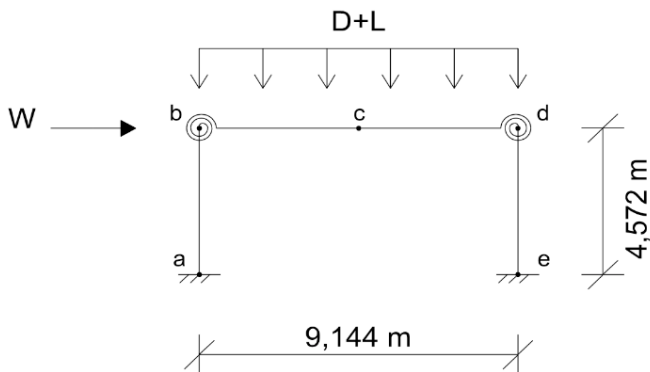


Figura 3. Pórtico plano de um andar com ligações semirrígidas.

Foram consideradas como aleatórias na análise de confiabilidade as variáveis: o carregamento permanente distribuído (D); o carregamento acidental distribuído (L); o carregamento concentrado devido ao vento (W); a área (A), o momento de inércia (I) e o módulo plástico (Z_x) da seção transversal dos elementos do pórtico; o módulo de elasticidade (E) e a tensão de escoamento (F_y) do material dos perfis metálicos que constituem os elementos do pórtico da Fig. 3. A Tabela 1 fornece a descrição estatística das variáveis aleatórias envolvidas na análise de confiabilidade estrutural: valores nominais, valores médios, coeficientes de variação e tipos de distribuição de probabilidade.

Variável	Unidade	Valor nominal	Valor médio	Coefficiente de variação	Tipo de Distribuição
E	MPa	199948,04	199948,04	0,06	Lognormal
A	cm ²	127,10	127,10	0,05	Lognormal
I	cm ⁴	39708,48	39708,48	0,05	Lognormal
Z_x	cm ³	2130,32	2130,32	0,05	Lognormal
F_y	MPa	248,21	260,62	0,10	Lognormal
D	kN/m	43,78	45,97	0,10	Lognormal
L	kN/m	16,05	16,05	0,25	Ext. Tipo I
W	kN	28,91	22,55	0,37	Ext. Tipo I

Tabela 1. Propriedades estatísticas das variáveis aleatórias segundo Gao (1994).

Inicialmente, o pórtico foi analisado assumindo como rígidas todas as ligações entre os elementos de viga e colunas. Foram feitas análises de confiabilidade estrutural, através de análise linear e não linear geométrica do pórtico para: estado limite de resistência última da viga bd sujeita a flexão composta; estado limite de resistência última em d da coluna de

sujeita a flexão composta; estado limite de serviço referente ao deslocamento horizontal em b ; e estado limite de serviço referente ao deslocamento vertical em c .

De modo a avaliar a influência da existência de ligações semirrígidas entre os elementos do pórtico na probabilidade de falha dos estados limites citados acima, foram feitas análises de confiabilidade estrutural considerando a presença de ligações semirrígidas em b e d (Figura 3). O comportamento momento-rotação não linear das ligações será considerado através do modelo matemático de potências com quatro parâmetros proposto por Richard e Abbott (1975). Foram adotadas três curvas momento-rotação, mostradas na Fig. 4, para representar o comportamento das ligações com rigidezes distintas. A Curva 1 representa ligações com rigidez elevada, a Curva 3 representa ligações com comportamento muito flexível e a Curva 2 representa ligações com rigidez intermediária. A descrição estatística das variáveis aleatórias que representam os quatro parâmetros do modelo de Richard e Abbott (1975) para as ligações flexíveis do pórtico é fornecida na Tabela 2, para cada uma das três curvas momento-rotação consideradas nas análises de confiabilidade.

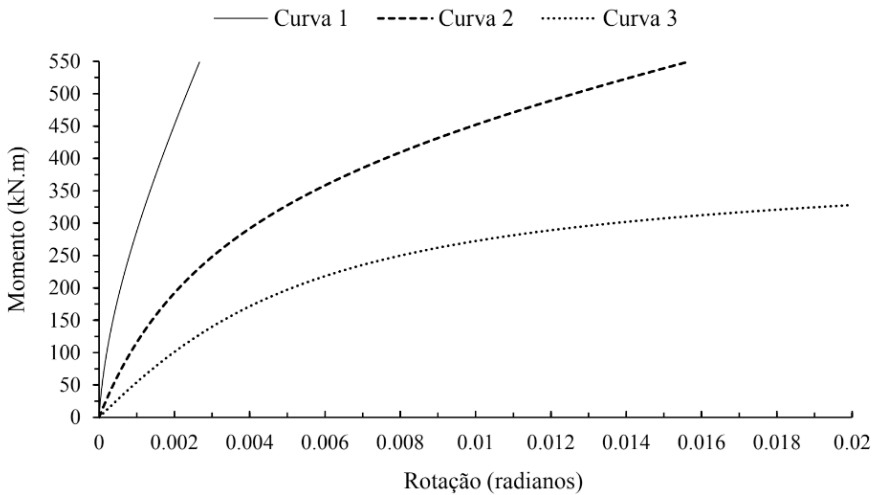


Figura 4. Curvas momento-rotação das ligações semirrígidas.

Variável aleatória	Médias			Coeficiente de variação	Tipo de Distribuição
	Curva 1	Curva 2	Curva 3		
k (kN.m/rad)	1,1298E+06	1,4688E+05	5,6492E+04	0,15	Normal
k_p (kN.m/rad)	1,1298E+05	1,1298E+04	1,1298E+03	0,15	Normal
M_0 (kN.m)	508,43	451,94	338,95	0,15	Normal
N	0,50	1,00	1,50	0,05	Normal

Tabela 2. Propriedades estatísticas dos parâmetros das ligações segundo Gao (1994).

Para propósito de comparação, os índices de confiabilidade obtidos no presente trabalho para os estados limites últimos e para estados limites de serviço em várias seções do pórtico plano de um andar foram resumidos em duas tabelas. Na Tabela 3 são resumidos os índices de confiabilidade obtidos mediante análise linear e não linear geométrica do pórtico com ligações rígidas entre a viga e as colunas. Na Tabela 4 são resumidos os índices de confiabilidade obtidos mediante análise não linear geométrica do pórtico com ligações semirrígidas cujo comportamento momento-rotação foi representado para cada uma das três curvas apresentadas na Fig. 4.

Estado limite	Localização	Carregamento	Análise Linear (β)	Análise não linear geométrica (β)
Resistência	Viga em d	$D+L$	3,04	3,02
	Coluna em d	$D+L$	2,78	2,76
Serviço	Deslocamento lateral em b	$D+L+W$	5,08	5,01
	Deflexão vertical em c	L	4,72	4,69

Tabela 3. Índices de confiabilidade obtidos para o pórtico com ligações rígidas.

Estado limite	Localização	Carregamento	Curva 1 (β_1)	Curva 2 (β_2)	Curva 3 (β_3)
Resistência	Viga em d ou c^*	$D+L$	3,23	3,91	2,10*
	Coluna em d	$D+L$	2,98	3,62	4,62
Serviço	Deslocamento lateral em b	$D+L+W$	4,92	4,65	4,32
	Deflexão vertical em c	L	4,53	4,11	3,61

Tabela 4. Índices de confiabilidade obtidos para o pórtico com ligações semirrígidas.

Analisando os índices de confiabilidade da Tabela 3 observa-se que o comportamento linear e não linear geométrico do pórtico plano de um andar analisado neste exemplo pouco se diferem. Os índices de confiabilidade obtidos com as análises linear e não linear geométrica são muito similares, embora os índices de confiabilidade da análise não linear indiquem uma probabilidade de falha ligeiramente maior para todos os estados limites analisados, pois a análise não linear resultou em maiores esforços internos e maiores

deslocamentos nodais calculados para o pórtico.

É interessante notar na Tabela 3 que os índices de confiabilidade correspondentes aos estados limites de serviço são muito maiores do que aqueles relacionados aos estados limites últimos de resistência, o que indica que os estados limites últimos são os estados limites governantes, ou seja, é esperado que a estrutura falhe primeiramente por critério relacionado à resistência do que por critério relacionado a deslocamentos excessivos no pórtico plano. O pórtico plano de um andar analisado é suficientemente rígido para não desenvolver um problema de deslocamentos excessivos em serviço.

Analisando a Tabela 4 observa-se que com a consideração das ligações semirrígidas, os índices de confiabilidade obtidos para os estados limites últimos e de serviço se alteram de forma significativa. Para os estados limites últimos de resistência, com a ocorrência da redistribuição de momentos devido a presença das ligações semirrígidas, era esperado que o momento na seção *d* diminuísse e o momento na seção *c* aumentasse, à medida que a rigidez das ligações fosse reduzida. O momento fletor máximo solicitante (momento de projeto) para a viga acaba sendo deslocado da seção *d* para a seção *c* quando a rigidez das ligações for baixa, como no caso do comportamento momento-rotação da Curva 3.

É interessante notar que na análise de confiabilidade do pórtico com ligações rígidas (Tabela 3), o estado limite com maior probabilidade de falha era aquele relacionado à falha da coluna por critério de resistência, mas à medida que a rigidez das ligações diminui, por exemplo quando se passou de um comportamento momento-rotação bastante rígido (Curva 1) para um comportamento bastante flexível (Curva 3), os índices de confiabilidade aumentaram para a coluna e diminuíram para a viga, tornando a viga mais propensa a falha do que as colunas no caso da Curva 3, sendo agora o estado limite de resistência da viga o estado limite governante (estado limite crítico) do pórtico, ou seja, o estado limite com maior probabilidade de falha.

Assim, para o pórtico considerado, a menor rigidez das ligações entre a viga e as colunas como no caso da Curva 3 teve um efeito benéfico para as colunas e um efeito prejudicial para a viga, o que pode levar à necessidade de redimensionamento do pórtico devido às mudanças significativas que ocorreram nos esforços de projeto (esforços máximos solicitantes) atuantes nos elementos do pórtico.

Os índices de confiabilidade relacionados aos estados limites de serviço diminuíram a medida que a rigidez das ligações foi sendo reduzida, o que era esperado, uma vez que a presença das ligações semirrígidas reduziu a rigidez global do pórtico analisado, e para o caso da Curva 3, o estado limite relacionado à deflexão vertical no meio do vão da viga passou a ter maior probabilidade de falha do que o estado limite de resistência da coluna. Portanto, se a flexibilidade nas ligações for significativa como no caso da Curva 3, critérios de segurança relacionados a estados limites de serviço tornam-se tão importantes quanto critérios relacionados a estados limites de resistência última.

5.2 Pórtico plano de dois andares assimétrico com ligações semirrígidas

Neste exemplo foi investigada a segurança estrutural relacionada ao estado limite de serviço de deslocamento horizontal do nó 1 do pórtico plano assimétrico apresentado na Figura 5. A geometria, as cargas atuantes, as condições de apoio, a discretização do pórtico em elementos finitos e a localização das seis ligações semirrígidas entre as vigas e as colunas são mostrados na Figura 5. O pórtico é composto por 11 pontos nodais, sendo que os nós 9, 10 e 11 estão engastados. Todos os elementos do pórtico são feitos do mesmo material e foram adotadas duas seções transversais diferentes, uma sessão associada a todas as vigas e outra seção associada a todas as colunas do pórtico.

O deslocamento lateral máximo permitido para o nó 1 do pórtico foi limitado em 25,4 milímetros, configurando o estado limite de serviço considerado na análise de confiabilidade. A função de desempenho que define o problema de confiabilidade foi expressa pela Eq. (14). Para o cálculo dos deslocamentos horizontais do nó 1 utilizou-se análise não linear geométrica, considerando inicialmente como rígidas as ligações entre as vigas e colunas do pórtico e posteriormente considerando como semirrígidas, com comportamento momento-rotação representado pelas três curvas mostradas na Figura 4, que representam o comportamento não linear de ligações com diferentes rigidezes.

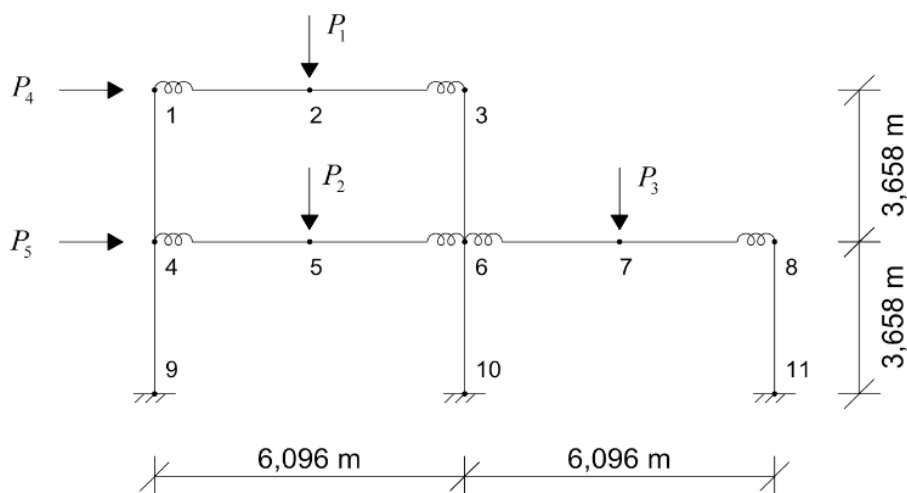


Figura 5. Geometria, cargas nodais e ligações semirrígidas do pórtico plano de dois andares assimétrico.

Na análise de confiabilidade estrutural do pórtico com ligações rígidas foram consideradas na análise de confiabilidade dez variáveis aleatórias: o módulo de elasticidade do material; a área e o momento de inércia da seção transversal das vigas; a área e o momento de inércia da seção transversal das colunas; três cargas verticais representando

carregamentos permanentes; e duas cargas horizontais representando carregamentos provenientes da ação do vento. A Tabela 5 fornece a descrição estatística das variáveis aleatórias envolvidas na análise de confiabilidade estrutural: médias, coeficientes de variação e tipos de distribuição de probabilidade.

A Tabela 6 resume os índices de confiabilidade obtidos pelo algoritmo FORM para o estado limite de serviço de deslocamento horizontal do nó 1 do pórtico plano da Fig. 5, considerando as ligações entre as vigas e as colunas como rígidas ou parcialmente restringidas e com base em análise não linear geométrica. Observa-se na Tabela 6 que a consideração das ligações semirrígidas altera de forma significativa o índice de confiabilidade do estado limite de serviço considerado na análise de confiabilidade. Analisando os índices β_0 , β_1 , β_2 e β_3 nota-se que com o decréscimo da rigidez das ligações houve um aumento na probabilidade de falha devido à redução da rigidez global do pórtico, resultando em maiores deslocamentos horizontais para o nó 1 do pórtico.

Comparando os índices de confiabilidade obtidos no presente trabalho com os índices obtidos por Haldar e Mahadevan (2000), nota-se na Tabela 6 boa concordância entre os valores, embora no presente trabalho os índices de confiabilidade obtidos resultam em maior probabilidade de falha em relação aos índices obtidos pelos outros autores para o mesmo estado limite de serviço de deslocamento horizontal do nó 1 do pórtico, fixado o limite de 25,4 milímetros para esse deslocamento horizontal.

Descrição	Variável	Unidade	Média	Coefficiente de variação	Tipo de Distribuição
propriedades do material e das seções transversais	E	MPa	199948,04	0,06	Lognormal
	A_{viga}	cm ²	76,13	0,05	Lognormal
	I_{viga}	cm ⁴	21519,16	0,05	Lognormal
	A_{coluna}	cm ²	114,19	0,05	Lognormal
cargas permanentes	I_{coluna}	cm ⁴	14318,36	0,05	Lognormal
	P_1	kN	44,48	0,10	Lognormal
	P_2	kN	88,96	0,10	Lognormal
	P_3	kN	88,96	0,10	Lognormal
	cargas devido ao vento	P_4	kN	44,48	0,37
P_5		kN	22,24	0,37	Ext. Tipo I

Tabela 5. Propriedades estatísticas das variáveis aleatórias segundo Haldar e Mahadevan (2000).

Estado limite de deslocamento horizontal do nó 1 com base em análise não linear geométrica	Tipo de ligação entre as vigas e as colunas do pórtico							
	Rígida (β_0)		Curva 1 (β_1)		Curva 2 (β_2)		Curva 3 (β_3)	
	Haldar e Mahadevan (2000)	Presente trabalho	Haldar e Mahadevan (2000)	Presente trabalho	Haldar e Mahadevan (2000)	Presente trabalho	Haldar e Mahadevan (2000)	Presente trabalho
Índice de Confiabilidade (β)	2,274	2,240	2,233	2,142	1,927	1,851	1,483	1,417

Tabela 6. Índices de confiabilidade obtidos para o estado limite de deslocamento horizontal do nó 1.

5.3 Pórtico plano abatido biengastado de Williams

Neste exemplo foi investigada a segurança estrutural relacionada ao estado limite de serviço de deslocamento vertical do nó 5 do pórtico abatido biengastado de Williams (1964) apresentado na Figura 6. A geometria, a carga atuante, as condições de apoio e a discretização do pórtico em elementos finitos são mostrados na Figura 6. O pórtico é composto por 9 pontos nodais e 8 elementos finitos, sendo que os nós 1 e 9 estão engastados. Todos os elementos do pórtico são feitos do mesmo material e possuem a mesma seção transversal.

O deslocamento vertical máximo permitido para o nó 5 do pórtico foi limitado em 2,54 milímetros, configurando o estado limite de serviço considerado na análise de confiabilidade. A função de desempenho que define o problema de confiabilidade foi expressa pela Eq. (14). Para o cálculo dos deslocamentos verticais do nó 5 utilizou-se análise estática linear e não linear geométrica, considerando como rígidas as ligações entre os elementos do pórtico.

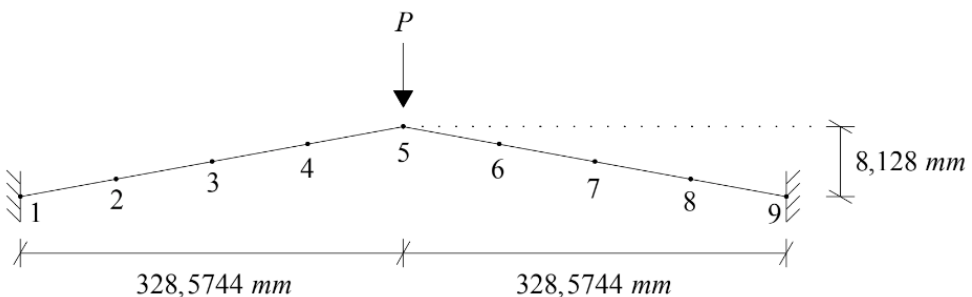


Figura 6. Geometria, carga atuante e discretização do pórtico plano abatido biengastado.

Foram consideradas na análise de confiabilidade quatro variáveis aleatórias: o módulo de elasticidade do material (E); a área (A) e o momento de inércia (I) da seção transversal de todos os elementos; e a carga vertical (P) atuante no nó 5. A Tabela 7 fornece

a descrição estatística das variáveis aleatórias envolvidas na análise de confiabilidade estrutural: médias, coeficientes de variação e tipos de distribuição de probabilidade.

Variável	Unidade	Média	Coefficiente de variação	Tipo de Distribuição
<i>E</i>	<i>MPa</i>	4826,33	0,10	Normal
<i>A</i>	<i>mm²</i>	1737,42	0,10	Normal
<i>I</i>	<i>mm⁴</i>	5512,09	0,10	Normal
<i>P</i>	<i>N</i>	-	0,15	Normal

Tabela 7. Propriedades estatísticas das variáveis aleatórias segundo Zhou (1992).

Utilizando os valores médios das variáveis aleatórias da Tabela 7, Haldar e Nee (1989) realizaram a análise não linear geométrica do pórtico de forma determinística e obtiveram o gráfico de carga vertical versus o deslocamento vertical do nó onde a carga está aplicada. A Figura 7 compara os resultados obtidos para o deslocamento vertical através de análise linear e não linear geométrica do pórtico no presente trabalho com os resultados obtidos por Haldar e Nee (1989) para análise não linear, variando a carga *P* de 0 a 100 *N*. Os resultados apresentados por Haldar e Nee (1989) mostraram certa concordância com os resultados obtidos no presente trabalho.

É possível observar no gráfico da Figura 7 que mesmo quando a carga externa aplicada não é elevada, o deslocamento obtido pela análise linear já se difere do deslocamento obtido pela análise não linear geométrica do pórtico, resultando a análise linear em menores deslocamentos para um mesmo nível de carregamento. Portanto, a Figura 7 demonstra o comportamento fortemente não linear do pórtico.

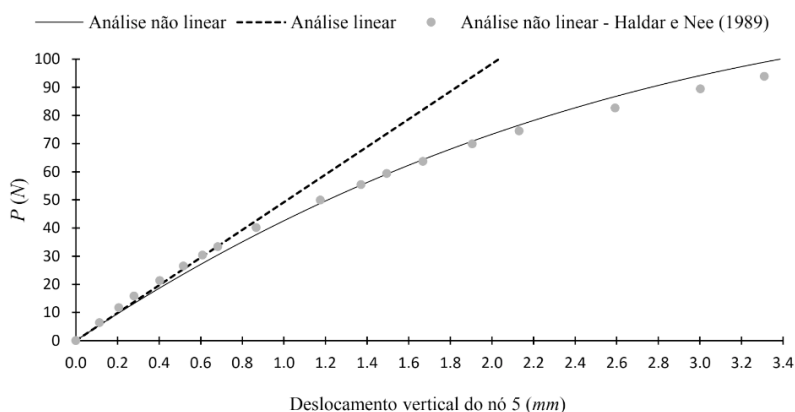


Figura 7. Trajetória de equilíbrio do pórtico plano abatido biengastado.

A Figura 8 mostra a variação do índice de confiabilidade do estado limite de serviço em relação à variação da média da carga vertical P aplicada. As curvas obtidas com base em análise linear e análise não linear geométrica obtidas por Zhou (1992) e no presente trabalho são mostradas na Figura 8. Os resultados das análises linear e não linear são consideravelmente diferentes.

As curvas obtidas no presente trabalho mostradas na Figura 8 ficaram abaixo das curvas obtidas por Zhou (1992) para as análises linear e não linear geométrica, indicando que no presente trabalho obteve-se sempre maior probabilidade de falha com relação aos resultados obtidos por Zhou (1992) para um mesmo valor médio da carga vertical, embora a distância entre as curvas seja pequena, mostrando boa concordância entre os resultados obtidos entre esse autor e o presente trabalho.

A Figura 8 mostra que a distância entre as curvas relativas as análises de confiabilidade com base em análise linear e não linear do pórtico aumenta à medida que o valor médio da carga vertical P aumenta, obtendo-se uma diferença cada vez maior entre os índices de confiabilidade obtidos por análise linear e não linear geométrica.

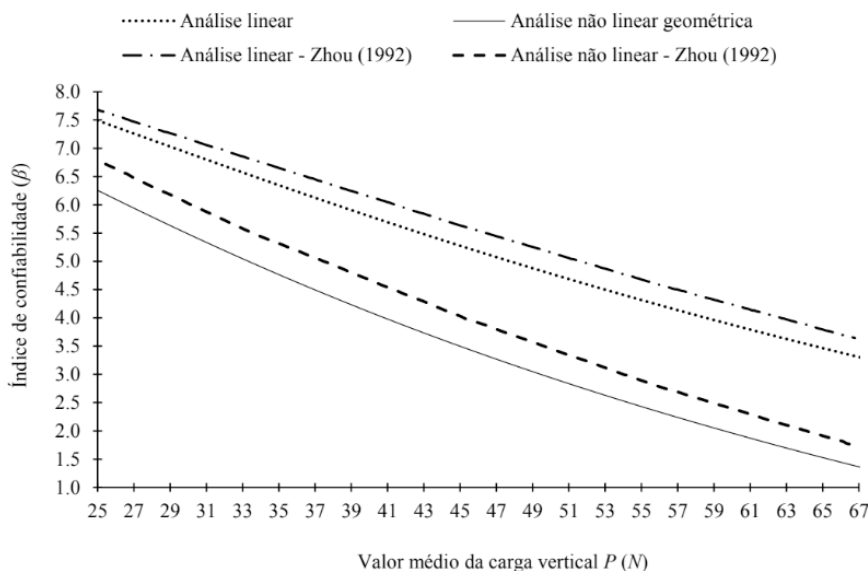


Figura 8. Índice de confiabilidade vs média da carga vertical P .

6 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho foi realizada a análise de confiabilidade de três pórticos metálicos planos via análise estrutural avançada em elementos finitos, considerando os efeitos da não linearidade geométrica e da flexibilidade das ligações. As propriedades do material, as propriedades das seções transversais, os quatro parâmetros das ligações

semirrígidas do modelo de Richard e Abbott (1975) e os carregamentos externos atuantes foram considerados como variáveis aleatórias nas análises de confiabilidade estrutural dos pórticos planos realizadas pela ferramenta computacional em linguagem MATLAB (MathWorks, 2017) desenvolvida por Mapa (2016).

O método analítico FORM foi empregado na avaliação da probabilidade de falha de funções de desempenho formuladas para estados limites últimos de resistência e estados limites de deslocamentos em serviço, possibilitando avaliar o nível de segurança de estruturas com comportamento não linear. As respostas estruturais (esforços internos e deslocamentos nodais) dos pórticos planos analisados foram obtidas por análises estruturais avançadas realizadas pelo sistema computacional CS-ASA (Silva, 2009).

Através da análise dos resultados dos exemplos numéricos investigados e comparações com os resultados obtidos por outros autores (Tabela 6 e Figura 8), foi possível atestar a precisão e a eficiência da ferramenta computacional desenvolvida por Mapa (2016) na análise de confiabilidade estrutural de pórticos metálicos planos, especialmente quando são consideradas não linearidades geométricas bem como a não linearidade física das ligações semirrígidas.

A obtenção de índices de confiabilidade para diferentes estados limites e em diferentes seções do pórtico (Tabelas 3 e 4) permitiu avaliar os diferentes níveis de segurança de cada estado limite e também qual era o estado limite governante (aquele com maior probabilidade de falha). Os índices de confiabilidade obtidos através da análise não linear geométrica indicam uma probabilidade de falha ligeiramente maior para os estados limites últimos e de serviço analisados (Tabela 3), pois esse tipo de análise resultou em esforços internos e deslocamentos nodais em geral ligeiramente maiores que aqueles obtidos pela análise linear do pórtico plano.

Em estruturas fortemente não lineares, como o exemplo numérico do pórtico abatido biengastado apresentado, a influência da não linearidade geométrica nos índices de confiabilidade é significativa (Figura 8), mesmo quando os carregamentos externos não são elevados. Para essas estruturas, os resultados da análise linear são inaceitáveis, e a confiabilidade deve ser estimada com base em análise não linear geométrica.

A influência da flexibilidade das ligações entre as vigas e as colunas na confiabilidade estrutural dos pórticos metálicos planos é considerável e, portanto, a presença das ligações semirrígidas deve ser adequadamente considerada na análise e no projeto dos pórticos. Quando as ligações semirrígidas foram consideradas (Tabelas 4 e 6), os índices de confiabilidade obtidos para os estados limites de resistência e de serviço mudaram significativamente.

A influência das ligações semirrígidas na confiabilidade estrutural depende da função de estado limite analisada. No exemplo numérico do pórtico plano de um andar analisado observou-se que para estados limites de resistência a menor rigidez das ligações tem um efeito benéfico para as colunas e um efeito prejudicial para as vigas (Tabela 4), pois

devido a presença das ligações semirrígidas ocorreu redistribuição de momentos fletores no pórtico plano. Já para os estados limites de serviço, observou-se que a menor rigidez das ligações resulta em menores índices de confiabilidade (Tabelas 4 e 6), uma vez que a presença das ligações semirrígidas reduz a rigidez global da estrutura.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, CNPq, FAPEMIG, Fundação Gorceix, PROPEC/UFOP e PROPP/UFOP o apoio fornecido para o desenvolvimento desta pesquisa.

REFERÊNCIAS

ABNT, 2008. *NBR 8800: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 237 p., Rio de Janeiro.

AISC, 2005. *Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design*. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, USA.

Ang, A. H. S., & Tang, W. H., 1984. *Probability concepts in engineering planning and design – decision, risk and reliability*. John Wiley & Sons, v. II, 562 p.

Cornell, C. A., 1969. A Probability-Based Structural Code. *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 66, n. 12, p. 974-985.

Gao, L., 1994. *Stochastic finite element method for the reliability analysis of nonlinear frames with PR connections*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – The University of Arizona, USA.

Haldar, A., & Mahadevan S., 2000. *Reliability assessment using stochastic finite element analysis*. John Wiley & Sons, 344 p.

Haldar, A., & Nee, Ker-Ming, 1989. Elasto-plastic large deformation analysis of PR steel frames for LRFD. *Computers and Structures*, v. 31, n. 5, p. 811-823.

Hasofer, A. M., & Lind, N. C., 1974. An exact and invariant first-order reliability format. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 100, p. 111-121.

Madsen, H.O., Krenk, S., & Lind, N. C., 2006. *Methods of structural safety*. Dover Publications, 2. ed., 407 p.

Mapa, D. L. S., 2016. *Confiabilidade estrutural de pórticos metálicos planos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

MathWorks, 2017. *MATLAB Programming Fundamentals*. Disponível em: <https://www.mathworks.com/help/pdf_doc/matlab/matlab_prog.pdf>. Acesso em: 30 de agosto de 2017.

Melchers, R. E., 1999. *Structural reliability analysis and prediction*. John Wiley & Sons, 2. ed., 431 p.

Rackwitz, R., & Fiessler, B., 1978. Structural reliability under combined random load sequences. *Computer and Structures*, v. 9, p. 489-494.

Richard, R. M.; & Abbott, B. J., 1975. Versatile elastic-plastic stress-strain formula. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, vol. 101(4), p. 511-515.

Sagrilo, L. V. S., 2004. *Confiabilidade estrutural – métodos analíticos para análise de confiabilidade*. Notas de aula – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Silva, A. R. D., 2009. *Sistema computacional para análise avançada estática e dinâmica de estruturas metálicas*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Williams, F. W., 1964. An approach to the nonlinear behavior of the members of a rigid jointed plane framework with finite deflections. *British Quarterly Journal of Mechanics & Applied Mathematics*, v. 17, n. 4, p. 451-469.

Zhou, Y, 1992. *Efficient stochastic finite element method for the reliability analysis of nonlinear frame structures*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – The University of Arizona, USA.

PROJETO ÓTIMO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM SEÇÃO T UTILIZANDO OTIMIZAÇÃO POR ENXAME DE PARTÍCULAS

Data de aceite: 01/07/2021

Data de submissão: 31/05/2021

Rubens Silva Correia

Universidade Federal de Pernambuco
Caruaru – PE
<https://orcid.org/0000-0002-5378-385X>

Giuliana Furtado Franca Bono

Universidade Federal de Pernambuco
Caruaru – PE
<https://orcid.org/0000-0002-3668-135X>

Gustavo Bono

Universidade Federal de Pernambuco
Caruaru – PE
<https://orcid.org/0000-0003-4666-8703>

RESUMO: No projeto de vigas de concreto armado utilizando o procedimento convencional, estimam-se as dimensões da seção transversal para realizar o dimensionamento das armaduras e as verificações de segurança exigidas pelas normas técnicas pertinentes. Se os critérios de segurança forem atendidos, as dimensões estimadas são adotadas como solução. No entanto, não necessariamente esta é a melhor solução. Para encontrar a solução ótima, é preciso transformar o projeto convencional em um projeto ótimo, utilizando técnicas de otimização. Assim, este estudo tem por objetivo otimizar vigas de concreto armado, considerando seções transversais T para diferentes situações de vão, carregamento e resistência do concreto. O projeto ótimo consiste em encontrar as

dimensões da seção transversal da viga que minimizem os custos, respeitando os critérios de segurança das normas técnicas. Para resolver o problema formulado, é utilizado o método de Otimização por Enxame de Partículas, que é uma técnica de otimização baseada no comportamento de enxames de animais. São encontradas as dimensões ótimas em diferentes situações de projeto, observando tendências e o comportamento dos custos otimizados.

PALAVRAS-CHAVE: Otimização. Concreto armado. Vigas T. Otimização por Enxame de Partículas.

OPTIMUM DESIGN OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH SECTION T USING PARTICLE SWARM OPTIMIZATION

ABSTRACT: In the design of reinforced concrete beams using the conventional procedure, the dimensions of the cross section are estimated to carry out the dimensioning of the reinforcements and the safety checks required by the relevant technical standards. If the security criteria are met, the estimated dimensions are adopted as a solution. However, this is not necessarily the best solution. To find the optimal solution, it is necessary to transform the conventional design into an optimal design, using optimization techniques. Thus, this study aims to optimize reinforced concrete beams, considering cross sections T for different situations of span, loading and strength of concrete. The optimal project consists of finding the dimensions of the beam's cross section that minimize costs, respecting the safety criteria of the technical standards. To

solve the formulated problem, the Particle Swarm Optimization method is used, which is an optimization technique based on the behavior of animal swarms. Optimal dimensions are found in different design situations, observing trends and the behavior of optimized costs.

KEYWORDS: Optimization. Reinforced concrete. T beams. Particle Swarm Optimization.

1 | INTRODUÇÃO

As vigas de concreto armado com seção T são amplamente utilizadas nas construções. São encontradas em situações onde as lajes maciças colaboram na resistência das vigas formando a seção T, em lajes nervuradas moldadas no local ou pré-fabricadas, ou ainda quando já são pré-fabricadas no formato T.

No projeto convencional de vigas com seção T, bem como de outros elementos estruturais, realiza-se um pré-dimensionamento da seção e são feitas análises para verificar se os critérios de desempenho das normas técnicas são atendidos. Se as verificações forem satisfeitas, o pré-dimensionamento é adotado como solução. Caso contrário, realiza-se uma nova estimativa e o processo é repetido até chegar a uma solução. A solução encontrada neste procedimento é apenas viável e não necessariamente a melhor solução. Para determinar a solução ótima, o projeto convencional deve ser substituído pelo projeto ótimo, onde técnicas numéricas de otimização são utilizadas para encontrar a melhor solução.

No projeto ótimo, o projeto convencional é transformado em um problema de otimização. Geralmente, os problemas de otimização de engenharia podem ser expressos como a minimização (ou maximização) de uma função sujeita a restrições de igualdade e desigualdade (BELEGUNDU; CHANDRUPATLA, 2011). A função é chamada de função objetivo, e as variáveis de projeto. Dentre os métodos de resolução, existem técnicas modernas que surgiram como métodos poderosos e populares para resolver problemas complexos de otimização de engenharia, tais como Algoritmos Genéticos, Recozimento Simulado e Otimização por Enxame de Partículas (RAO, 2009). A Otimização por Enxame de Partículas é baseada no comportamento social de aves ou peixes, e foi introduzida em 1995.

No contexto da otimização de vigas de concreto armado com seção T, algumas pesquisas foram realizadas. Jasin et al. (2010), Silva, Fálcon e Garcia (2010) e Fedghouche e Tiliouine (2012) encontraram as dimensões da seção T e as áreas de aço para minimizar o custo da viga, considerando o custo do concreto, do aço e das formas. Jasin et al. (2010) consideraram as restrições referentes a norma americana, analisando as tendências dos resultados otimizados. Silva, Fálcon e Garcia (2010) consideraram as restrições da norma brasileira, obtendo o comportamento das variáveis de projeto ótimas para diferentes valores de momento fletor. Fedghouche e Tiliouine (2012) consideraram a norma europeia para formular as restrições, e constataram uma economia das soluções ótimas em relação a

outras soluções obtidas pelo projeto convencional.

Em um ambiente cada vez mais competitivo e exigente, a utilização do projeto ótimo em lugar do convencional é atraente e vantajosa. Dimensionar de forma otimizada, minimizando os custos, possibilita uma economia nos projetos estruturais. Assim, neste estudo são otimizadas vigas de concreto armado com seção T, em diferentes situações de projeto, variando o vão, o carregamento e a resistência do concreto. São obtidas as dimensões ótimas da seção para minimizar os custos, considerando os custos do concreto, do aço e das formas, atendendo aos critérios da norma brasileira de concreto. Para resolver o problema de otimização, é utilizada a técnica de Otimização por Enxame de Partículas.

2 I FORMULAÇÃO DO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO

A viga de concreto armado com seção T possui as características apresentadas na Figura 1. A seção T é formada por mesa e nervura. A base e a altura da mesa são b_f e h_f , respectivamente, e a base e a altura da nervura são b_w e h_w , respectivamente. A área de aço tracionado é A_s e a área de aço comprimido é A_s' . Considera-se um cobrimento c entre as áreas de aço e os bordos da seção. A viga é biapoiada, submetida a um carregamento distribuído p ao longo do vão L .

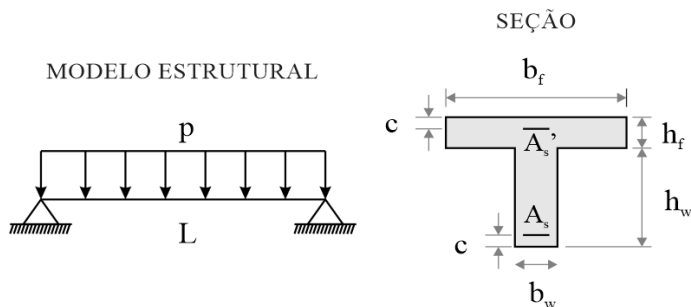


Figura 1 – Viga de concreto armado com seção T.

2.1 Variáveis de projeto

As variáveis de projeto consideradas são as dimensões da seção T: b_f , h_f , b_w e h_w , conforme a Figura 1.

2.2 Função objetivo

A função objetivo é a minimização do custo monetário da viga, ou seja, deseja-se encontrar as variáveis de projeto (dimensões da seção) que minimizem o custo. Nos custos são considerados os custos unitários dos insumos: concreto, aço e formas. A equação da função objetivo é dada por:

$$C = (b_f h_f + b_w h_w) L c_c + (A_s + A_s') L \rho c_a + [2(h_f + h_w) + b_f] L c_f \quad (\text{Equação 1})$$

Na qual c_c , c_a e c_f são os custos unitários do concreto, aço e formas, respectivamente. O parâmetro ρ é a massa específica do aço, igual a 7850 kg/m³. As áreas de aço A_s e A_s' são calculadas a partir dos parâmetros da seção.

Os custos unitários do concreto, aço e formas (c_c , c_a e c_f) foram retirados das tabelas de preço do SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), do mês de março de 2018 para o estado de Pernambuco. Estes custos se encontram na Tabela 1:

Código SINAPI	Insumo	Unidade	Custos unitários
34439	Aço	kg	4,62
1345	Formas	m ²	35,19
34493	Concreto C25	m ³	224
34495	Concreto C35	m ³	243,94
34481	Concreto C45	m ³	326,54

Tabela 1 – Custos unitários do concreto, aço e formas.

2.3 Restrições

As restrições da otimização são critérios que devem ser satisfeitos na solução ótima. As variáveis de projeto ótimas, que minimizem a função objetivo, devem satisfazer esses critérios. No problema de otimização da viga de concreto armado com seção T, são consideradas como restrições imposições da ABNT NBR 6118:2014 e limites nas variáveis de projeto. Tais restrições são apresentadas a seguir:

- Foram considerados limites inferiores e superiores para as variáveis de projeto, conforme a Equação 2. Para as bases (b_f e b_w) foi adotada a dimensão mínima de 12 cm para vigas, conforme o item 13.2.2 da ABNT NBR 6118:2014. Para as alturas (h_f e h_w), foi adotada a altura mínima de 8 cm para lajes maciças de piso, conforme o item 13.4.2.1. E para todas as variáveis, foi adotado 100 cm como valor máximo.

$$\begin{Bmatrix} 12 \\ 8 \\ 12 \\ 8 \end{Bmatrix} (\text{cm}) \leq \begin{Bmatrix} b_f \\ h_f \\ b_w \\ h_w \end{Bmatrix} \leq \begin{Bmatrix} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{Bmatrix} (\text{cm}) \quad (\text{Equação 2})$$

- Além dos limites para variáveis de projeto, foi considerado que b_f deve ser maior ou igual a b_w para manter a geometria da seção na forma T (Equação 3). Foi adotado também que a altura total da viga não deve ultrapassar 100 cm (Equação 4):

$$b_f \geq b_w \quad (\text{Equação 3})$$

$$h_f + h_w \leq 100 \text{ cm} \quad (\text{Equação 4})$$

- Para garantir à segurança a instabilidade lateral da viga, conforme o item 15.10 da ABNT NBR 6118:2014, as seguintes condições devem ser satisfeitas:

$$b_f \geq \frac{L}{50} \quad (\text{Equação 5})$$

$$b_f \geq 0,40(h_f + h_w) \quad (\text{Equação 6})$$

- De acordo com o item 17.3.5.2.4 da ABNT NBR 6118:2014, a soma das armaduras de tração (A_s) e compressão (A_s') não deve ter valor maior que 4% da área de concreto da seção:

$$(A_s + A_s') \leq 0,04(b_f h_f + b_w h_w) \quad (\text{Equação 7})$$

- Para atender ao estado-limite de deformação excessiva, conforme a ABNT NBR 6118:2014, a flecha máxima na viga (a_t) não deve ultrapassar os valores limites indicados no item 13.3 da norma. É considerada a flecha limite para aceitabilidade visual:

$$a_t \leq a_{t\text{lim}} = \frac{L}{250} \quad (\text{Equação 8})$$

2.4 Problema de otimização de viga de concreto armado com seção T

Com as variáveis de projeto, função objetivo e restrições definidas, o problema de otimização de viga de concreto armado com seção T, para minimizar os custos, pode ser escrito como:

Encontrar b_f , h_f , b_w e h_w tal que:

Minimize C

Sujeito a: $12 \text{ cm} \leq b_f, b_w \leq 100 \text{ cm}$

$8 \text{ cm} \leq h_f, h_w \leq 100 \text{ cm}$

$b_f \geq b_w$

$h_f + h_w \leq 100 \text{ cm} \quad (\text{Equação 9})$

$b_f \geq \frac{L}{50}$

$b_f \geq 0,40(h_f + h_w)$

$(A_s + A_s') \leq 0,04(b_f h_f + b_w h_w)$

$a_t \leq \frac{L}{250}$

Como visto nas equações apresentadas anteriormente, é necessário calcular as áreas de aço e a flecha máxima para determinar o custo (função objetivo) e as restrições. A seguir, são apresentados os procedimentos adotados neste estudo para esses cálculos.

As áreas de aço são determinadas para o dimensionamento à flexão simples, procedendo conforme o primeiro fluxograma da Figura 2. Inicialmente, calcula-se o momento solicitante de cálculo (M_d) e o máximo momento que a seção consegue resistir com armadura simples, trabalhando no limite da linha neutra ($M_{d,lim}$). O limite da linha neutra é determinado conforme as condições de ductilidade apresentadas no item 14.6.4.3 da ABNT NBR 6118:2014, que para concretos com classe de resistência menor ou igual a 50, é igual a 0,45 da altura útil da seção. Caso M_d seja menor ou igual a $M_{d,lim}$, a seção necessita apenas de armadura simples, caso contrário, é necessário armadura dupla. Para a situação de armadura simples, se M_d for menor ou igual ao momento resistente da mesa da seção ($M_{d,r}$), A_s é calculada considerando uma seção retangular de base b_f e altura (h_f+h_w), caso contrário, o cálculo é feito considerando a seção T. Para a situação de armadura dupla, considera-se a linha neutra na posição limite. Se a deformação de A_s' é menor que a deformação de escoamento do aço, então A_s e A_s' são calculadas considerando a armadura de compressão sem escoamento. Caso contrário, A_s e A_s' são calculadas considerando a armadura de compressão com escoamento. Assim, ficam determinadas as áreas de aço tracionado e comprimido (A_s e A_s'). Caso a área de aço tracionado seja menor que a área de aço mínima exigida no item 17.3.5.2.1 da norma, a área mínima é adotada.

A flecha máxima na viga é determinada conforme o segundo fluxograma da Figura 2. Inicialmente, calcula-se o momento solicitante de serviço na seção mais solicitada (M_a) e o momento de fissuração do concreto (M_r), conforme o item 17.3.1 da ABNT NBR 6118:2014. Se M_a for maior que M_r , é necessário determinar a rigidez no estágio II ($(EI)_{eq}$) de acordo com o item 17.3.2.1 da norma, caso contrário, considera-se a rigidez da seção bruta de concreto ($E_{es}I_c$). Com a rigidez definida, calcula-se a flecha total (a_t) considerando a flecha imediata (a_i) e a flecha diferida (a_d). A flecha diferida é calculada conforme o item 17.3.2.1.2 da norma. Assim, fica determinada a flecha máxima na viga.

Detalhes sobre as formulações e equações para o cálculo das áreas de aço e flecha podem ser encontradas em Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

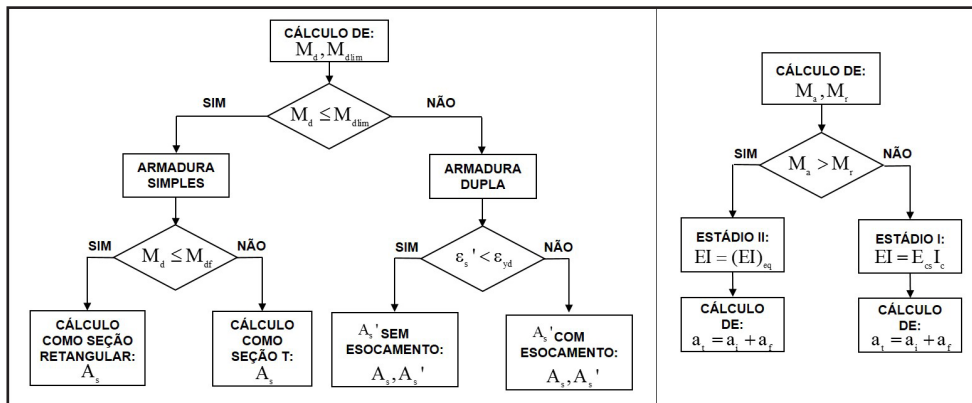


Figura 2 – (Esquerda) Fluxograma do cálculo das áreas de aço. (Direita) Fluxograma do cálculo da flecha.

3 I OTIMIZAÇÃO POR ENXAME DE PARTÍCULAS

A Otimização por Enxame de Partículas (*Particle Swarm Optimization* em inglês, com sigla PSO) é um método de otimização estocástico que imita o comportamento de um enxame de animais (peixes, aves, etc). Em um enxame, um indivíduo (partícula) se comporta de acordo com sua inteligência, bem como com a inteligência do grupo. Cada indivíduo observa o comportamento de seus vizinhos e se ajusta a eles. Se um indivíduo descobre um bom caminho para a comida, outros seguirão esse caminho (ARORA, 2012).

Os algoritmos PSO imitam o comportamento natural dos enxames. Inicialmente, um conjunto de partículas (soluções) é gerado aleatoriamente. A função objetivo de cada partícula é avaliada, determinando a que possui menor valor que passa a ser o líder do enxame. As velocidades de cada partícula são calculadas (em função de parâmetros do algoritmo) e a posição das partículas é atualizada. Novamente, avalia-se a função objetivo dos novos pontos, determinando o de melhor valor (menor função objetivo) para determinar o novo líder do enxame. Esse processo ocorre até que algum critério de parada seja satisfeito (número máximo de iterações, por exemplo). Assim, ao final das iterações, o algoritmo converge para a solução ótima (ou uma solução bastante próxima do ótimo).

O PSO tem semelhanças com os Algoritmos Genéticos (AG). Uma vantagem do PSO em relação aos AG é que o PSO possui menos parâmetros algorítmicos (ARORA, 2012).

Neste estudo, o PSO foi utilizado para resolver o problema de otimização da viga de concreto armado com seção T (Equação(9)). Para tanto, foi utilizado o programa em MATLAB de PSO desenvolvido por Chen (2016), versão 1.31.2.

O algoritmo de Chen (2016) resolve problemas de otimização com restrições lineares e não-lineares utilizando o PSO, escritos no MATLAB. No algoritmo, são utilizadas funções de penalização para tratar com as restrições.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

O problema de otimização da viga de concreto armado com seção T (Equação (9)) foi implementado no MATLAB e foi utilizado o programa de PSO desenvolvido por Chen (2016) para resolver o problema formulado.

Para a viga, foi considerado aço CA-50 e cobrimento de 3 cm. O problema de otimização foi resolvido para diferentes valores de vão, carga e resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}). Os valores de vão foram variados de 1 a 10 m, em incrementos de 1 m. O carregamento foi variado de 5 a 50 kN/m, em incrementos de 5 kN/m. E o f_{ck} foi variado de 25, 35 e 45 MPa. Assim, foram obtidas as dimensões otimizadas da seção e os custos ótimos para cada uma das situações de vão, carga e f_{ck} . Tais resultados são analisados a seguir.

4.1 Dimensões otimizadas da seção T

Nas Figuras 3, 4, 5 e 6 se encontram as dimensões ótimas da seção: b_f , h_f , b_w e h_w , respectivamente, em função do vão e da carga para os valores de f_{ck} analisados.

Como observado na Figura 3, os valores ótimos da base da mesa (b_f), apresentam um crescimento com o aumento do vão e da carga. Nas três superfícies (com diferentes f_{ck}), esse crescimento é verificado. Como o momento fletor solicitante aumenta devido ao aumento do vão e da carga, é necessária uma área maior de concreto comprimido na seção, o que justifica o crescimento de b_f . Observa-se que com o aumento do f_{ck} ocorre uma diminuição nos valores de b_f nas situações de vão e carga elevados, devido ao aumento da resistência da seção.

Analisando a Figura 4, verifica-se que os valores ótimos da altura da mesa (h_f) não apresentam uma tendência clara com o aumento do vão e da carga. Porém, observa-se que nas situações de vão e carga elevados, se encontram os maiores valores de h_f . Assim como no caso de b_f , os valores de h_f diminuem com o aumento do f_{ck} .

Na Figura 5, verifica-se que os valores ótimos da base da nervura (b_w) são predominantemente iguais a 12 cm, que é a dimensão mínima adotada (Equação (2)). Os maiores valores ocorrem nas situações de vão e carga elevados. Observa-se que b_w varia de 12 a 14 cm, que são valores baixos se comparados as outras dimensões. A maior parte do concreto na nervura está tracionado não contribuindo na resistência da seção, não sendo necessário valores altos de b_w . Assim como no comportamento de b_f e h_f , ocorre uma diminuição de b_w com o aumento do f_{ck} .

Como observado na Figura 6, os valores ótimos da altura da nervura (h_w) apresentam um crescimento com o aumento do vão e da carga. Porém, o crescimento de h_w é mais significativo com o aumento do vão. Esse crescimento ocorre para aumentar a rigidez da seção, possibilitando resistir ao esforço solicitante e atender a limitação de flecha. Analisando as três superfícies (com diferentes f_{ck}), verifica-se que, de modo geral,

o comportamento se manteve o mesmo, sendo então a variação do f_{ck} de pouca influência no valor ótimo de h_w .

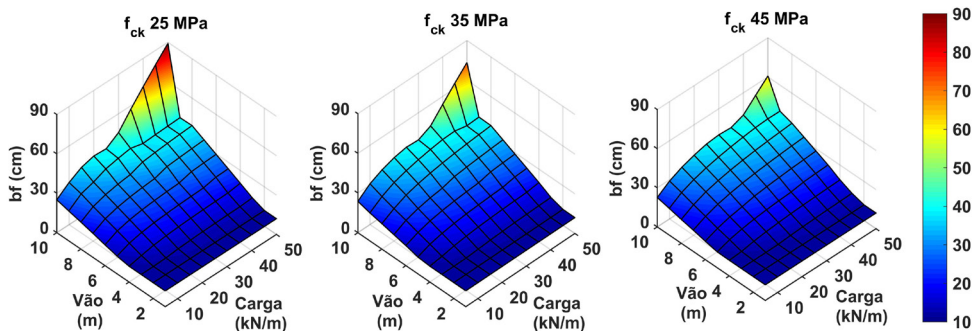


Figura 3 – Valores ótimos de bf .

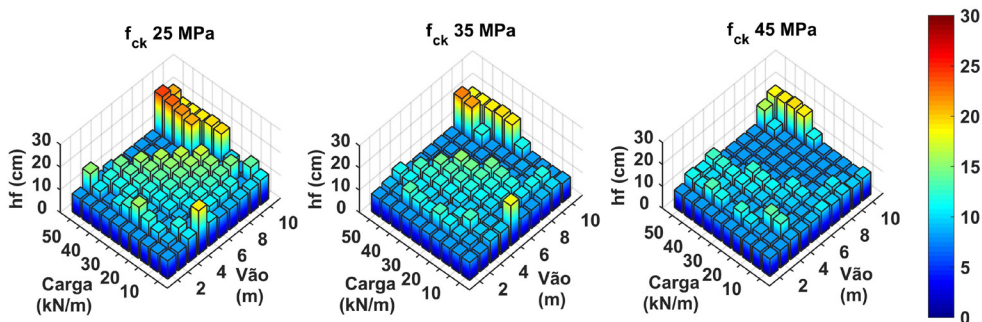


Figura 4 – Valores ótimos de hf .

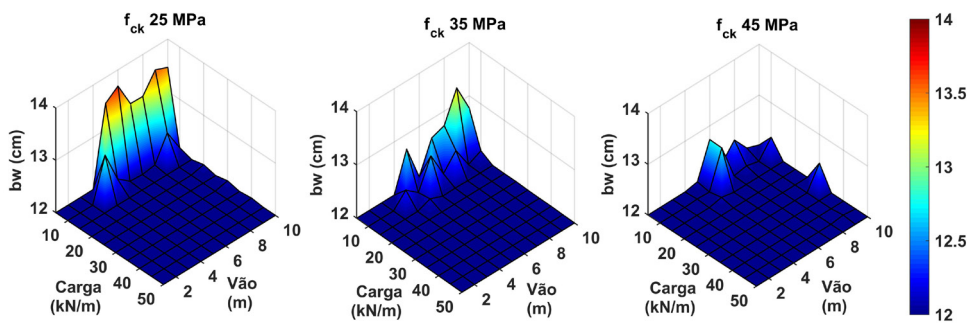


Figura 5 – Valores ótimos de bw .

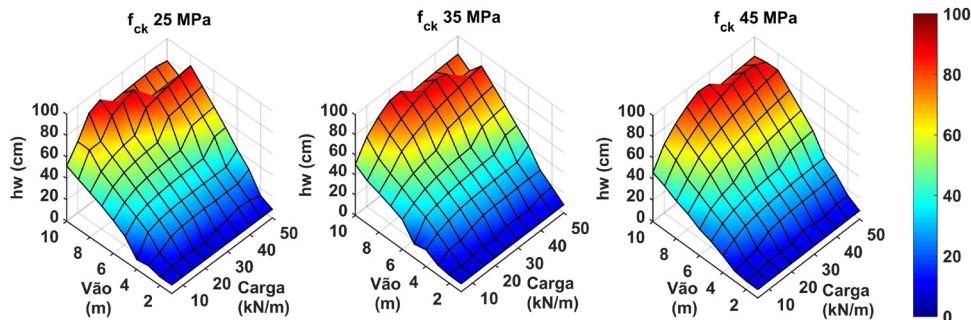


Figura 6 – Valores ótimos de h_w .

Nas Tabelas 2 a 5, apresenta-se a média de cada dimensão ótima para cada valor de vão e carregamento, considerando os três valores de f_{ck} (25, 35 e 45 MPa). Nas Tabelas 2, 3, 4 e 5 encontram-se os valores médios de b_f , h_f , b_w e h_w , respectivamente:

Vão (m)	b_f (cm)									
	Carga (kN/m)									
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
1	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
2	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
3	12,00	12,00	12,13	12,67	13,30	13,76	14,11	14,38	14,59	14,93
4	12,00	13,34	15,10	16,24	17,03	17,60	18,03	18,37	18,64	19,57
5	12,80	16,30	18,35	19,73	20,67	21,36	21,87	22,59	24,00	24,43
6	15,01	19,05	21,57	23,16	24,50	25,37	26,04	27,86	28,47	28,98
7	17,26	21,99	24,89	26,79	28,13	29,68	31,39	32,19	32,91	33,52
8	19,39	24,72	28,34	30,63	32,30	34,44	35,59	36,54	37,34	38,04
9	21,48	27,88	31,57	34,77	36,87	38,46	38,53	39,18	38,83	39,04
10	23,78	30,67	35,41	38,35	39,50	41,70	46,90	55,16	64,99	74,44

Tabela 2 – Valor médio de b_f .

Vão (m)	h_f (cm)									
	Carga (kN/m)									
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
1	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00
2	8,00	8,60	9,69	11,37	13,71	10,71	11,38	11,55	10,00	11,97
3	9,69	11,52	11,74	9,47	8,98	9,47	10,34	10,68	11,13	10,19
4	12,46	8,80	8,96	9,67	10,45	11,22	11,93	12,59	13,22	10,02
5	12,52	8,93	10,11	10,97	11,92	12,80	13,62	12,64	8,00	8,03
6	9,20	10,01	11,06	12,19	11,81	12,51	13,15	8,16	8,00	8,01
7	8,91	10,64	10,99	11,86	12,71	10,95	8,01	8,15	8,00	8,01
8	9,71	11,36	10,12	10,57	11,00	8,05	8,03	8,00	8,01	8,00
9	9,90	9,57	10,58	8,42	8,16	8,18	12,27	14,02	18,23	20,77

10	9,85	9,89	8,16	8,75	12,88	16,77	19,15	18,95	18,52	19,14
----	------	------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Tabela 3 – Valor médio de h_w .

Vão (m)	b_w (cm)									
	Carga (kN/m)									
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
1	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
2	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
3	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
4	12,00	12,36	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
5	12,76	12,09	12,05	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
6	12,82	12,45	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
7	12,65	12,05	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
8	12,78	12,17	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
9	12,99	12,17	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00	12,01	12,00
10	12,75	12,17	12,00	12,02	12,00	12,16	12,00	12,01	12,00	12,00

Tabela 4 – Valor médio de b_w .

Vão (m)	h_w (cm)									
	Carga (kN/m)									
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
1	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00	8,00
2	8,00	8,76	10,24	10,34	9,29	13,24	13,28	13,72	16,06	14,80
3	10,13	14,18	17,60	22,21	24,28	24,93	24,93	25,26	25,34	27,14
4	13,84	24,55	28,80	30,92	32,13	32,79	33,16	33,33	33,38	38,90
5	19,47	31,82	35,77	38,34	39,76	40,59	41,05	43,84	52,01	53,03
6	28,31	37,57	42,87	45,71	49,44	50,92	51,95	61,48	63,17	64,44
7	34,26	44,33	51,23	55,11	57,63	63,25	70,46	72,33	74,28	75,78
8	38,78	50,45	60,74	66,02	69,74	78,05	80,93	83,34	85,34	87,09
9	43,79	60,12	68,36	78,52	84,02	87,98	84,06	83,95	78,69	76,84
10	49,59	66,79	80,37	87,08	85,87	82,73	80,38	81,05	81,48	80,86

Tabela 5 – Valor médio de h_w .

As tendências das dimensões ótimas, observadas nas Figuras 3 a 6, e os valores ótimos das Tabelas 2 a 5, podem servir de base para o dimensionamento de vigas de concreto armado com seção T, com custo mínimo, de modo a auxiliar o projetista estrutural na tomada de decisões.

4.2 Custos ótimos

Nas Figuras 7, 8 e 9, se encontram os custos ótimos dos materiais para cada valor de vão, carga e f_{ck} analisados.

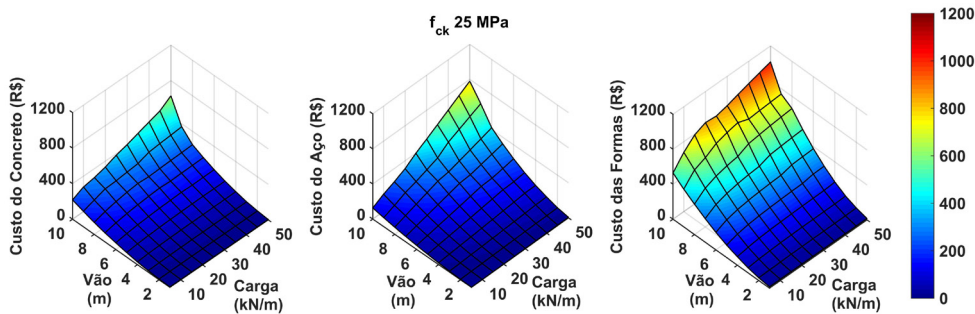


Figura 7 – Custos ótimos dos materiais para o f_{ck} de 25 MPa.

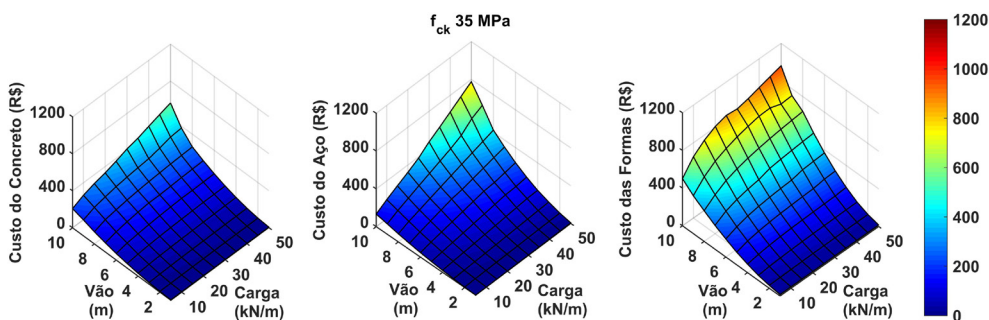


Figura 8 – Custos ótimos dos materiais para o f_{ck} de 35 MPa.

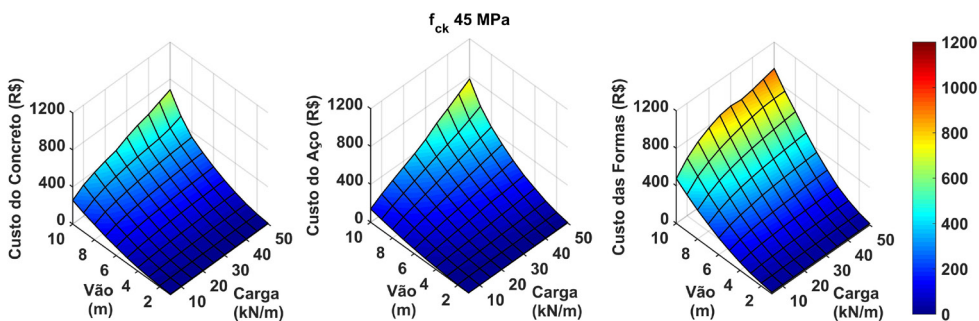


Figura 9 – Custos ótimos dos materiais para o f_{ck} de 45 MPa.

Verifica-se nas Figuras 7, 8 e 9 que os custos crescem com o aumento do vão e da carga. Nas três situações de f_{ck} (25, 35 e 45 MPa), observa-se que os maiores custos são das formas, seguidos dos custos do aço e do concreto.

4.3 Comparação do pso com os AG

Para verificar a eficiência do algoritmo de PSO, usado neste estudo para resolver o problema de otimização da viga de concreto armado com seção T (Equação (9)), foram obtidos os custos ótimos utilizando os AG presentes no *Optimization Toolbox* do MATLAB. A variação percentual do custo ótimo obtido com PSO (c_{PSO}) em relação ao custo ótimo obtido

com os AG (c_{AG}) foi calculada como:

$$\Delta C(\%) = \frac{|c_{AG} - c_{PSO}|}{c_{PSO}} 100\% \quad (\text{Equação 10})$$

A variação percentual da Equação 10 se encontra na Figura 10. Como verificado na Figura, as variações foram próximas de zero, sendo a maior variação próxima de 1,5%. Tais resultados mostram que o PSO encontrou custos ótimos praticamente iguais aos encontrados pelos AG, confirmando a eficácia do algoritmo de PSO utilizado.

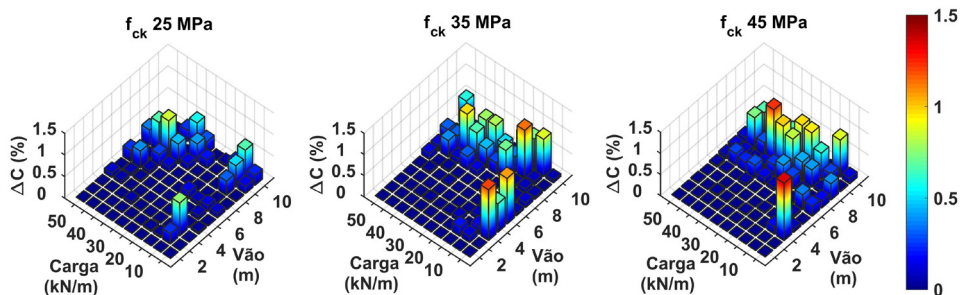


Figura 10 – Variação percentual dos custos ótimos obtidos pelo PSO e pelos AG.

4.4 Exemplo de projeto ótimo de viga com seção T

Para exemplificar a utilização do procedimento de otimização abordado anteriormente, foi dimensionada uma viga pela metodologia do projeto ótimo, e comparado os resultados com a solução obtida pelo projeto convencional. A viga e sua respectiva solução convencional foram extraídas de Fedghouche e Tiliouine (2012).

A viga possui vão de 8 m, com o f_{ck} do concreto igual a 30 MPa e o aço CA-50, com um carregamento distribuído de 71,5 kN/m. Neste caso foi considerado o custo unitário do concreto igual a 233,95 R\$/m³, retirado das tabelas de preço do SINAPI.

A viga dimensionada com o procedimento convencional, possui dimensões b_p , h_p , b_w e h_w iguais a 50, 15, 30 e 80 cm, respectivamente, e altura útil de 72 cm, resultando numa área de aço igual a 22,57 cm².

Dimensionando a mesma viga com o procedimento de projeto ótimo, foram obtidas as dimensões otimizadas de b_p , h_p , b_w e h_w conforme a Tabela 6.

Características	Projeto convencional	Projeto ótimo
b_f (cm)	50,00	37,77
h_f (cm)	15,00	24,46
b_w (cm)	30,00	12,00
h_w (cm)	80,00	69,97
Área de aço (cm ²)	22,57	23,29
Área de concreto (cm ²)	3150,00	1763,32
Custo total (R\$)	1919,98	1643,89
Economia	-	16,79%

Tabela 6 – Valor médio de h_w .

Como visto na Tabela 6, a solução de projeto ótimo apresenta um valor ligeiramente maior de área de aço, porém possui uma área de concreto consideravelmente menor que a solução de projeto convencional, resultando num menor custo.

O custo da solução de projeto ótimo foi de R\$ 1643,89, enquanto o da solução de projeto convencional foi de R\$ 1919,98, tendo-se então uma economia de 16,79%. Dessa forma, fica evidente a vantagem do projeto ótimo em lugar do convencional, por resultar em menores custos.

5 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste estudo foi otimizada uma viga de concreto armado com seção T, em diferentes situações de vão, carregamento e resistência à compressão do concreto. Foram obtidas as dimensões ótimas da seção, que minimizassem os custos, através do método de Otimização por Enxame de Partículas.

A utilização do projeto ótimo, em lugar do convencional, é vantajosa por possibilitar a concepção de estruturas mais econômicas, como visto no exemplo realizado de viga com seção T, onde a solução ótima possibilitou uma economia financeira de 16,79% em relação a solução convencional.

Com os resultados obtidos, foi possível analisar tendências das dimensões otimizadas. As tendências e os valores das dimensões otimizadas, em diferentes situações de projeto, podem servir de auxílio aos projetistas na tomada de decisões, de modo a possibilitar um dimensionamento mais econômico.

A metodologia empregada neste estudo, permite substituir o projeto convencional pelo projeto ótimo, possibilitando a elaboração de projetos otimizados.

REFERÊNCIAS

ARORA, J.S. **Introduction to Optimum Design**, 3ª ed, Elsevier Academic press, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NORMA BRASILEIRA. **Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**, NBR 6118. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

BELEGUNDU, A.D.; CHANDRUPATLA, T.R. **Optimization Concepts and Applications in Engineering**, 2ª ed, Cambridge University Press, 2011.

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO FILHO, J.R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CHEN, S.S. **Constrained Particle Swarm Optimization**, versão 1.31.2. 2016. Disponível em <<https://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/25986-constrained-particle-swarm-optimization>>.

FEDGHOUCHE, F.; TILIOUINE, B. **Minimum cost design of reinforced concrete T-beams at ultimate loads using Eurocode2**. Engineering Structures, 42:43–50, 2012.

JASIN, N.A; et al. **Optimal Design of Reinforced Concrete T-Beam Floors**. Basrah Journal for Engineering Science, 5:1-6, 2005.

RAO, S. **Engineering Optimization. Theory and Practice**, 4ª ed, John Wiley & Sons, 2009.

SILVA, A.B.C.E; FALCÓN, G.A.S.; GARCIA, S.L.G. **Dimensionamento ótimo de Vigas de Concreto Armado com Seção T**. Mecânica Computacional, XXIX: 9217-9230, 2010.

A SIMULAÇÃO NUMÉRICA NA RESOLUÇÃO DE DESAFIOS DA ENGENHARIA ESTRUTURAL

Data de aceite: 01/07/2021

Data de submissão: 29/04/2021

Tainá Mascarenhas Borghi

Universidade de São Paulo, Escola de
Engenharia de São Carlos
São Carlos – São Paulo
<https://orcid.org/0000-0002-7139-8541>

Ana Lucia Homce de Cresce El Debs

Universidade de São Paulo, Escola de
Engenharia de São Carlos
São Carlos – São Paulo
<https://orcid.org/0000-0001-6359-7674>

RESUMO: A Engenharia Estrutural é um ramo da Engenharia Civil que trata do planejamento, projeto, construção e manutenção de sistemas estruturais. O estudo do comportamento desses sistemas é amplamente realizado por meio de ensaios experimentais, mas, com o rápido avanço tecnológico, a simulação numérica vem possibilitando uma melhor compreensão dos fenômenos de maneira bem próxima à realidade. Além disso, quando tem-se a necessidade de avaliar muitos modelos, com alto grau de refinamento, um estudo experimental demandaria grande quantidade de recursos financeiros, humanos e de tempo, sendo, por vezes, inexecutável. Dessa forma, o presente capítulo traz uma visão geral de como ocorre uma simulação numérica e apresenta resultados de um estudo de caso, em que foi analisado numericamente um tipo estrutural inovador e em

ascensão no mercado mundial, chamado de piso misto de pequena altura ou *slim floor*. A partir da análise teórica e dos resultados do estudo de caso conclui-se que a simulação numérica é bastante acessível e permite encontrar resultados concretos sobre parâmetros que não foram analisados no ensaio experimental, ampliando o estudo de interesse.

PALAVRAS-CHAVE: Simulação numérica, Engenharia Estrutural, Piso misto de pequena altura.

NUMERICAL ANALYSIS IN SOLVING CHALLENGES IN STRUCTURAL ENGINEERING

ABSTRACT: Structural Engineering is a branch of Civil Engineering that deals with the planning, design, construction and maintenance of structural systems. The study of these systems behavior is widely carried out through experimental tests. However, with the fast technological advancement, the numerical analysis has enabled a better understanding of the phenomena in a real way. In addition, when there is a need to evaluate many models, with a high degree of refinement, an experimental study would require a large amount of financial, human and time resources, being impracticable. Thus, this work provides an overview of a numerical analysis and presents the results of a case study, in which an innovative structural type on the world market, called *slim floor*, was numerically analyzed. From the theoretical analysis and the results of the case study, it is concluded that the numerical analysis is quite accessible and allows finding real results on parameters that were not

analyzed in the experimental test, expanding the study.

KEYWORDS: Numerical analysis, Structural Engineering, Slim floor.

1 | INTRODUÇÃO

Sistemas estruturais convencionais e inovadores são estudados diariamente no ramo da Engenharia Estrutural. Soluções cada vez mais econômicas, práticas e sustentáveis são apresentadas à indústria, colaborando para o crescimento do país. Os meios utilizados para esses estudos também são aprimorados a cada dia e, atualmente, modelos computacionais numéricos são utilizados com veemência na Engenharia Estrutural.

Não há dúvidas de que os ensaios experimentais, quando realizados em escala real e em condições semelhantes às existentes na prática, constituem a melhor forma de analisar o comportamento da estrutura. Entretanto, na Engenharia Estrutural, cada estrutura é única e replicar prédios, pontes, barragens e túneis, por exemplo, é uma tarefa impraticável. Assim, os ensaios experimentais se limitam a estudar elementos estruturais isolados ou em pequenos conjuntos, com parâmetros e condições pré-determinadas, sendo uma prática bastante consolidada no país.

Outro ponto a se considerar é a demanda financeira e de tempo para realizar ensaios, fatores que podem se tornar empecilhos quando tem-se a necessidade de ensaiar estruturas com muitos materiais ou de realizar muitas análises. Nesse contexto, a simulação numérica surge para complementar as práticas laboratoriais, visto que, a partir de resultados iniciais de um modelo físico já ensaiado, possibilita alcançar um maior número de análises e ampliar a abrangência dos resultados.

Dessa forma, por meio de uma análise teórica e um estudo de caso, esse capítulo apresenta a simulação numérica como solução para muitos desafios da Engenharia Estrutural. O estudo de caso trata de uma simulação numérica de um piso misto de pequena altura (*slim floor*), mostrando que, a partir de um estudo experimental pré-existente (calibração), é possível realizar inúmeras análises adicionais (estudo paramétrico) com o auxílio de programas computacionais.

Para o estudo de caso foi escolhido o *slim floor* por se tratar de um sistema estrutural inovador, que, além de possuir todas as qualidades das estruturas mistas convencionais, tem o adicional de reduzir a altura total do piso por meio do acoplamento da laje na altura da viga. Assim, na próxima seção são apresentados os conceitos fundamentais da simulação numérica e, em seguida, é mostrado um estudo de caso da simulação numérica utilizando o Método dos Elementos Finitos.

2 | SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A simulação numérica destina-se a representar o comportamento de um modelo

físico já ensaiado para que seja possível analisar outras características e parâmetros, conseguindo alcançar um maior número de avaliações e ampliar a abrangência dos resultados obtidos nos modelos físicos experimentados (BORGHI, 2020). Isso significa que, para a realização de uma simulação numérica, é necessário possuir resultados experimentais e empregar uma prática denominada calibração.

A representação numérica de um modelo físico costuma envolver diversas simplificações, fazendo com que o modelo numérico necessite de ajustes baseados em dados experimentais. A essa técnica dá-se o nome de calibração. Para a realização da calibração, é necessário desenvolver inicialmente um modelo numérico com geometria, propriedades dos materiais, condições de contorno e carregamento iguais às do modelo ensaiado experimentalmente. Então, deve-se ajustar parâmetros numéricos, a fim de obter resultados na modelagem que representem adequadamente os fenômenos e assemelhem-se aos obtidos experimentalmente (BORGHI, 2020).

Assim, a simulação é iniciada com a definição de um problema e criação de um modelo. A análise numérica é representada por um sistema de equações (tradução do problema de engenharia para a matemática), simplificado e aproximado por métodos, gerando o modelo final e ocorrendo em três etapas:

- Pré-processamento: consiste na definição dos parâmetros necessários para a execução da análise, gerando o arquivo de entrada de dados que contém a geometria, propriedades do material, condições de contorno e de carregamento e a malha.
- Processamento: se caracteriza pela execução em si, através de análises que podem ser lineares, não-lineares físicas e/ou geométricas, dinâmica, térmica, entre outras. Além disso, envolve a escolha dos critérios de convergência e das técnicas de solução.
- Pós-processamento: possibilita a visualização dos resultados, tanto de maneira gráfica quanto em forma de lista e figuras.

A Figura 1 retrata o fluxograma de uma simulação numérica.

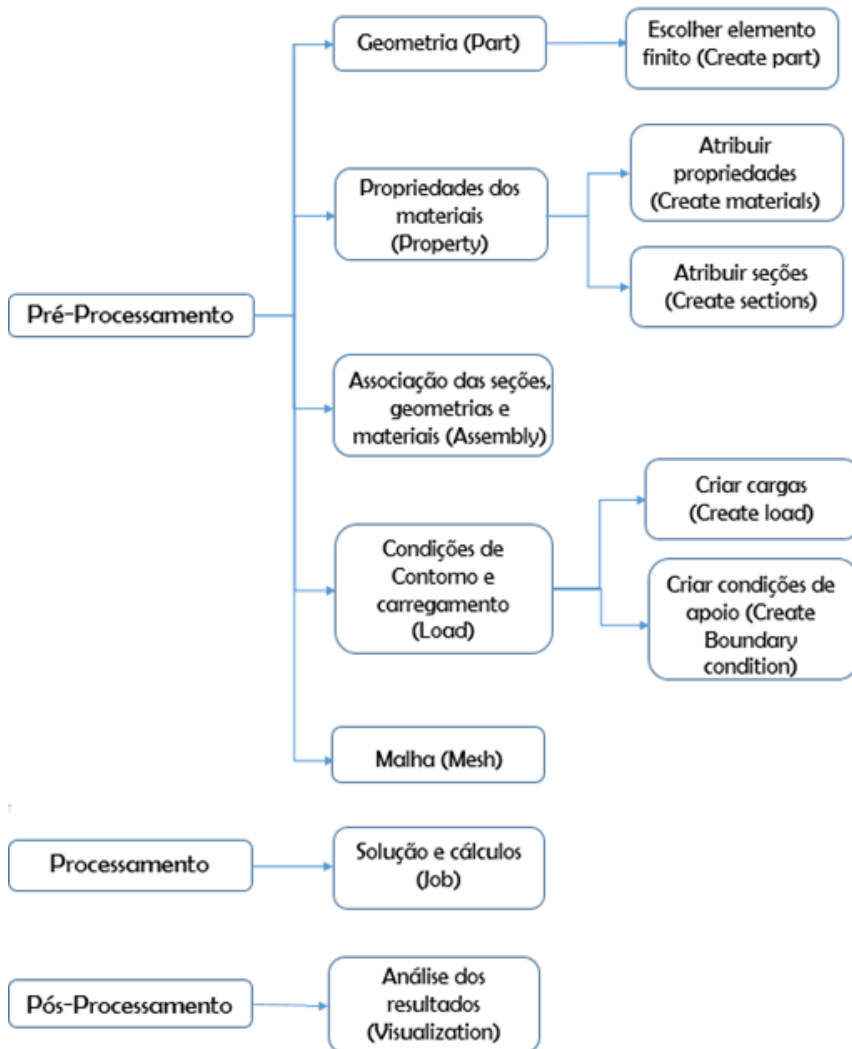


Figura 1: Fluxograma da análise numérica.

Observa-se que a primeira parte, de pré-processamento, é aquela em que são definidos os parâmetros de entrada e que exige mais esforço do analista. Nas fases de processamento e pós-processamento acontece o oposto, visto que o operador não mais interfere nos parâmetros de entrada e saída, sendo responsável, porém, pela análise dos resultados.

No processo de definição do problema em Engenharia Estrutural, pode-se encontrar desafios matemáticos de grande complexidade, sendo necessária a utilização de aproximações para resolvê-los. Com o rápido desenvolvimento tecnológico, os métodos numéricos se tornaram uma alternativa rápida, barata e precisa para encontrar soluções aproximadas. Em suma, métodos numéricos são a aplicação de algoritmos que ajudam na

formulação e resolução de problemas complexos, a partir de aproximações por operações aritméticas menos complexas.

Os métodos mais utilizados na engenharia são o Método dos Elementos Finitos (FEM), Método dos Elementos de Contorno (BEM), Método dos Volumes Finitos (FVM) e Método dos Elementos Discretos (DEM). O Método dos Volumes Finitos é mais utilizado em problemas da mecânica de fluidos ou que envolvam transferência de calor ou massa e o Método dos Elementos Discretos é aplicado em problemas de escoamento, movimento ou dinâmica de partículas discretas. Para a análise estrutural, os Métodos dos Elementos Finitos e dos Elementos de Contorno são os mais aplicados em softwares de modelagem numérica.

O Método dos Elementos Finitos trata-se de uma análise matemática em que um meio contínuo é discretizado (dividido) em pequenos elementos (malha) que são descritos por equações diferenciais e resolvidos por modelos matemáticos. Na Engenharia de Estruturas, o Método dos Elementos Finitos tem como objetivo a determinação do estado de tensão e de deformação de uma estrutura sujeita a ações externas, como carregamento e temperatura. Softwares como ABAQUS® e ANSYS® utilizam o FEM como método de aproximação.

O Método dos Elementos de Contorno (MEC) é um método matemático que utiliza equações integrais escritas no contorno do sólido (ROCHA, 2020). Uma vez encontrada a solução no contorno, no estágio de pós-processamento, as equações integrais são novamente usadas para calcular a solução em qualquer ponto no interior do contorno.

A simulação numérica é, atualmente, uma ferramenta essencial na resolução de problemas da Engenharia Estrutural. Sua aplicação tem permitido economia de tempo e de custos e ajudado a identificar falhas estruturais em diversos tipos de análises, como: análise estática linear/não-linear (tensões e deslocamentos); análise modal (modos e frequências naturais); de flambagem linear/não-linear; de transferência de calor; análises não-lineares com contato e montagem; análise dinâmica de resposta (vibrações, abalos sísmicos); de fadiga e de tolerância a dano (propagação de trincas); entre outras.

No processo de simulação numérica desenvolvido no estudo de caso foi utilizado o programa computacional ABAQUS®, que permite a construção, simulação e visualização dos resultados. Esse software utiliza o Método dos Elementos Finitos.

3 | ESTUDO DE CASO: PISO MISTO DE PEQUENA ALTURA

O piso misto de pequena altura, também conhecido como *slim floor*, tem o intuito de reduzir a altura total do sistema, através do acoplamento da laje na altura da viga metálica, sendo apoiada na mesa inferior da viga (Figura 2). Embora esse sistema estrutural seja usado desde o século XVIII, ele começou a ser estudado apenas em meados do século XX (BAILEY, 1999).

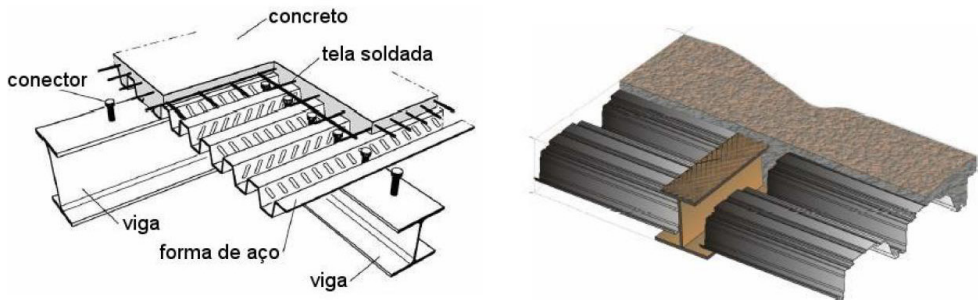


Figura 2: *Slim floor* (Ramos, 2010).

Algumas características desse sistema atribuem a ele vantagens únicas. O sistema apresenta um aumento da rigidez, da resistência ao fogo e às instabilidades locais da seção de aço devido à viga metálica estar revestida pelo concreto (DE NARDIN; EL DEBS, 2008). Outras vantagens também podem ser citadas, como o aumento da capacidade resistente; economia de material contribuindo com a ideia de construção sustentável; redução da mão de obra e do número de vigas secundárias; velocidade na construção; segurança e atendimento das demandas arquitetônicas modernas (MULLET, 1992).

Apesar de ser composto basicamente por vigas metálicas e lajes de concreto ou mistas, o *slim floor* consegue ter uma grande versatilidade, combinando diferentes características (BORGHI, 2020). Além de ser possível variar o tipo de laje empregada, o sistema permite também a variação da viga metálica. O *Asymmetric Slimflor Beam* (ASB) é um dos perfis usualmente aplicados na composição do *slim floor*, sendo assimétrico, com a mesa inferior maior que a superior, com ranhuras na face externa da mesa superior, como mostrado na Figura 3.

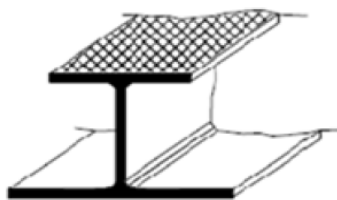


Figura 3: *Asymmetric Slimflor Beam*.

Assim, o presente estudo de caso visa realizar uma análise numérica do *slim floor* composto pelo *Asymmetric Slimflor Beam*, utilizando o Método dos Elementos Finitos. Como mencionado anteriormente, essa análise inicia-se pela calibração do modelo, com a definição da geometria, das propriedades mecânicas e das condições de contorno e carregamento. A segunda etapa foi composta pela elaboração de um estudo paramétrico,

analisando a influência de quatro parâmetros no comportamento a flexão da estrutura, sendo eles altura da capa de concreto, resistência do concreto, espessura da mesa inferior do perfil e resistência do perfil.

Para a realização da primeira fase da simulação numérica, encontrou-se na literatura dados e resultados de estudos experimentais já realizados para o *slim floor* composto pelo ASB. O programa utilizado na simulação numérica foi o ABAQUS®, no qual foram inseridas as características do estudo experimental estudados por Lawson, Mullet e Rackham (1997).

Nesse estudo foi utilizada uma laje mista do tipo Comflor 210, as vigas foram biapoiadas com 7500 mm de vão livre e seção transversal da laje de largura 1000 mm, carregada em quatro pontos, com cargas concentradas de mesmo valor. O esquema estrutural está ilustrado na Figura 4.

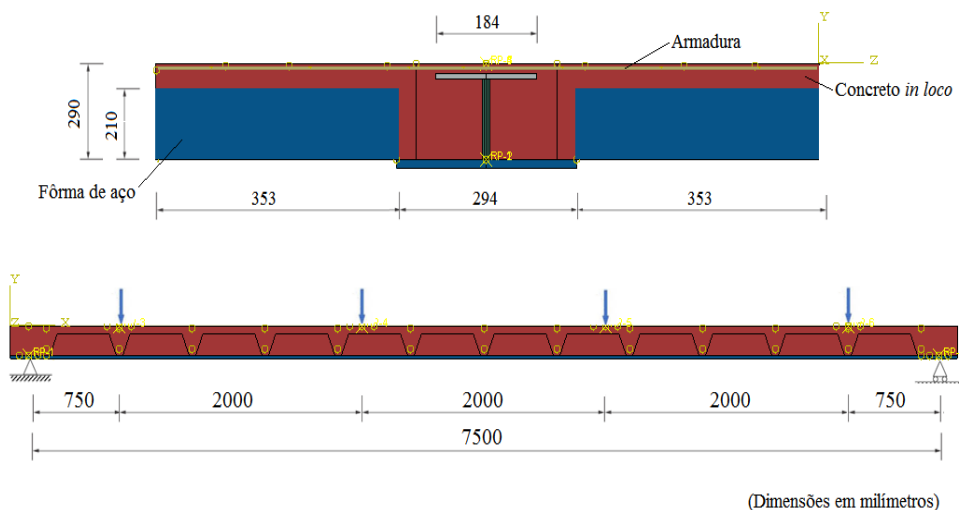


Figura 4: Modelo físico ASB Lawson, Mullet e Rackham (1997).

O aço utilizado na confecção do perfil é o S355, com módulo de elasticidade variando de 190 a 200 GPa, tensão de escoamento mínima de 355 MPa e tensão limite última entre 470 e 630 MPa. O concreto é da classe C25/30, porém, os ensaios de caracterização especificaram características mecânicas equivalentes às de um concreto classe C35/40. As propriedades são mostradas na Tabela 1.

Componentes	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (MPa)	f_{cm} (MPa)	f_t (MPa)
Alma	384	516	200000	-	-
Mesa Inferior	423	516	200000	-	-
Mesa Superior	410	516	200000	-	-
Concreto	-	-	33837	42	3,15

Tabela 1: Propriedades dos materiais - ASB (Lawson, Mullet e Rackham, 1997).

Essa tipologia dispõe também de resultados numéricos já realizados, como o de Ramos (2010), calibrado com o mesmo estudo experimental e modelado com o DIANA, servindo também de referência para essa calibração.

Os tópicos seguintes dizem respeito à definição de parâmetros do pré-processamento, como a escolha dos elementos finitos empregados, malha, relações constitutivas dos materiais e contato entre componentes. A geometria do modelo, propriedades dos materiais e condições de contorno e carregamento são aquelas definidas na fase de calibração e mostradas anteriormente.

3.1 Elemento finito

Na criação de um modelo numérico, é de suma importância a escolha apropriada do elemento finito utilizado para cada componente, apresentando características que representem adequadamente seu comportamento. É possível escolher entre os elementos de barra, viga, chapa, casca e sólido, de modo que ofereça bons resultados e tenha o menor custo computacional possível. A representação do modelo físico pode ser constituída por diferentes elementos finitos, formando um modelo composto.

Dessa forma, para a modelagem da laje de concreto o elemento finito utilizado foi o sólido C3D8R, para o perfil de aço foi utilizado elemento de casca tipo S4R e para as barras de reforço, a modelagem foi feita utilizando o elemento de viga B3. Esses elementos finitos estão representados na Figura 5.

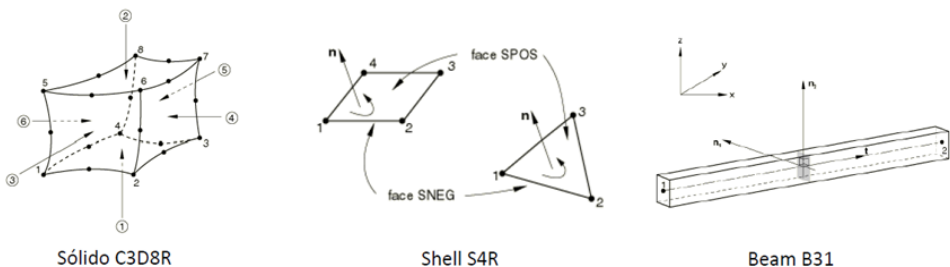


Figura 5: Elementos finitos para a representação do *slim floor* (Silva e Souza, 2018).

3.2 Malha

Dois fatores são importantes na definição da malha do modelo. O primeiro deles é o refinamento, pois uma malha mais refinada possibilita resultados mais próximos do real. O segundo fator é a regularização, garantindo que as dimensões de cada elemento sejam aproximadamente iguais. Assim, nas lajes de concreto em que foi utilizado o elemento finito sólido, buscou-se criar uma malha cujo os elementos tenham as três dimensões iguais, com tamanho de 50 mm x 50 mm x 50 mm. Para os perfis metálicos, que utilizaram o elemento finito de casca, a malha foi discretizada de forma que os elementos se assemelhem a quadrados, com tamanho de 50mm x 50mm, já para as armaduras o tamanho utilizado foi de 10 mm. As malhas das estruturas podem ser vistas na Figura 6.

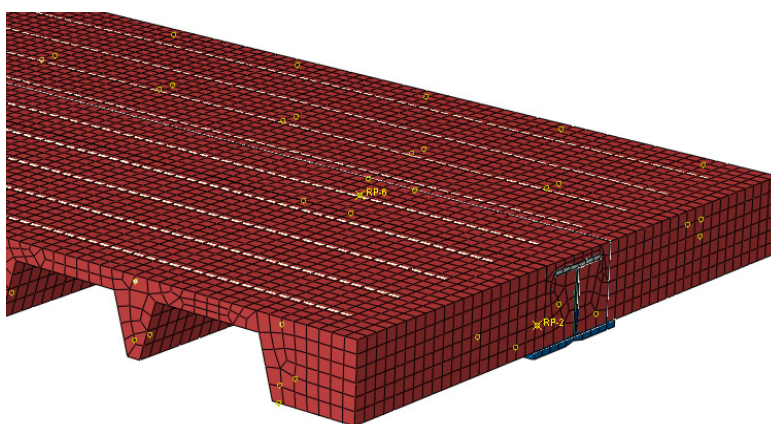


Figura 6: Geometria *Asymmetric Slimflor Beam* para calibração.

3.3 Relações constitutivas e contato entre componentes

Para uma simulação numérica completa e mais coerente, deve-se considerar o comportamento não-linear dos materiais envolvidos, sendo necessário definir modelos constitutivos que representem essa não linearidade. Assim, através da reprodução do comportamento tensão x deformação, foi adotado o modelo constitutivo bi-linear com encruamento isótropo para o perfil metálico. Para a representação das armaduras, o modelo constitutivo utilizado foi o elasto-plástico perfeito.

Na representação da não linearidade física do concreto, o modelo constitutivo utilizado foi o Concrete Damaged Plasticity (CDP). O comportamento do concreto comprimido e tracionado tem curvas tensão x deformação diferentes, sendo que, para a tração, deve-se levar em consideração o efeito do concreto entre fissuras (Tension Stiffening). Assim, deve-se escolher um modelo que melhor retrate o comportamento do concreto à tração e à compressão, sendo utilizado para representar o comportamento do concreto à compressão

o modelo de Carreira e Chu (1986) e para o comportamento do concreto à tração o de Polak e Genikomsou (2015).

Além disso, para utilizar o CDP no ABAQUS® e representar corretamente o comportamento do concreto, são definidos parâmetros, como ângulo de dilatância, excentricidade, relação entre a resistência à compressão biaxial e uniaxial, fator de forma e viscosidade. Os valores dos parâmetros utilizados no presente trabalho são mostrados na Tabela 2.

Parâmetro	Valor
Ângulo de dilatância	36°
Excentricidade	0,06
f_{b0} / f_{c0}	1,16
Fator de forma	0,6667
Viscosidade	0,0001

Tabela 2: Parâmetros para o Concrete Damaged Plasticity.

Em um modelo numérico, além das não linearidades físicas e geométricas, é necessário definir também as não linearidades de contato, principalmente por se tratar de ligações mistas, garantindo que a laje de concreto e o perfil metálico tenham comportamento conjunto. Assim, deve-se escolher a vinculação entre as partes, sendo que para as armaduras e a laje de concreto foi utilizado o comando “Embedded region”, simulando a aderência do concreto armado com restrições referentes a um corpo embutido em outro. Para o contato entre o perfil metálico e a laje de concreto foi escolhida a ferramenta de interação “Surface-to-surface contact”, sendo definido o comportamento normal como “Hard contact”, em que a penetração entre as superfícies é considerada imperceptível, e o comportamento tangencial com a formulação “Penalty”, permitindo o movimento relativo das superfícies com um coeficiente de atrito igual a 0,4.

3.4 Calibração

A fase de calibração do modelo foi feita definindo inicialmente a geometria, as propriedades dos materiais e as condições de contorno e carregamento, de acordo com o estudo experimental de Lawson, Mullet e Rackham (1997), mostradas anteriormente.

O processo de calibração foi feito a partir da comparação da curva momento x deslocamento no meio do vão do estudo experimental com o numérico. Para a realização desse procedimento, foi executado uma análise de cada parâmetro separadamente, avaliando sua influência no comportamento da estrutura, para que, posteriormente, fosse feita a variação combinada dos parâmetros. Foram realizadas análises preliminares, fixando parâmetros que não exerciam influência significativa e variando aqueles que ajudavam a definir melhor o modelo.

Assim, foi implementado o comportamento não-linear do concreto e parâmetros como ângulo de dilatância, excentricidade e viscosidade sofreram variações. Além deles, a malha e o coeficiente de atrito também foram variados a fim de se obter a curva numérica mais próxima possível da experimental. Dessa forma, após a realização da calibração, obteve-se a curva momento x deslocamento no meio do vão mostrada na Figura 7.

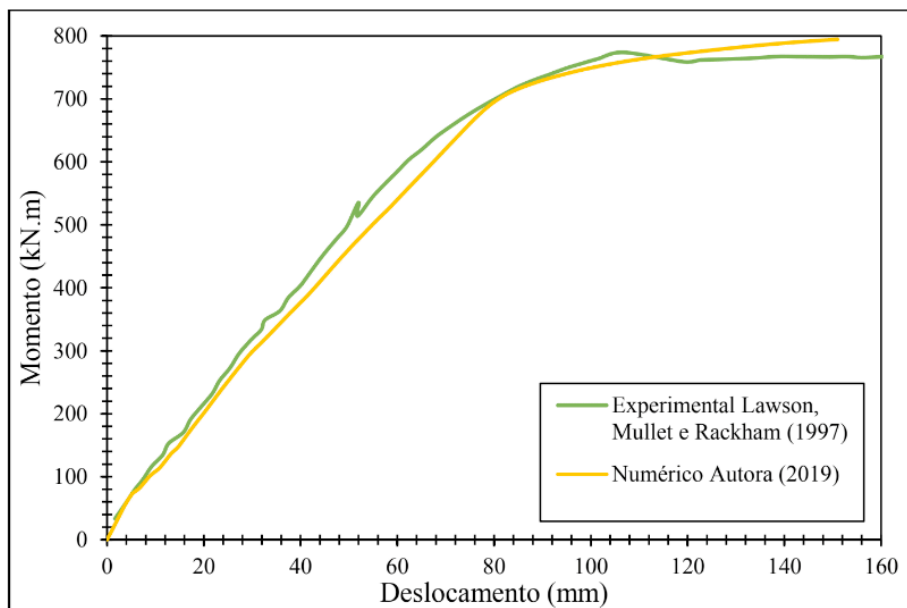


Figura7: Calibração da *Asymmetric Slimflor Beam* (ASB).

A calibração da ASB mostrou que o modelo numérico desenvolvido no presente trabalho apresentou resultados compatíveis com o experimental, com erro relativo ao momento máximo de apenas 5,4%. Na fase linear, as curvas numérica e experimental ficaram quase sobrepostas.

Os modos de falha também foram comparados, a fim de comprovar que o comportamento desenvolvido pelo modelo numérico está de acordo com o experimental. Assim, observou-se que em ambos os estudos, a falha ocorreu quando o momento no meio do vão atingiu aproximadamente 790 kN.m, com o esmagamento do concreto, apresentando fissuras longitudinais no topo da laje, na região sobre a mesa do perfil metálico. A Figura 8 indica a deformada do piso misto de pequena altura mostrada no ABAQUS®.

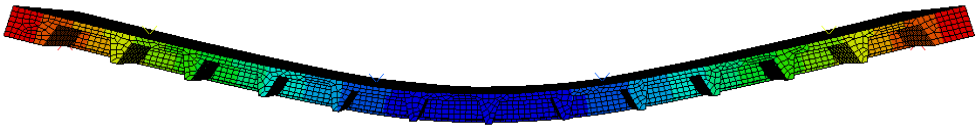


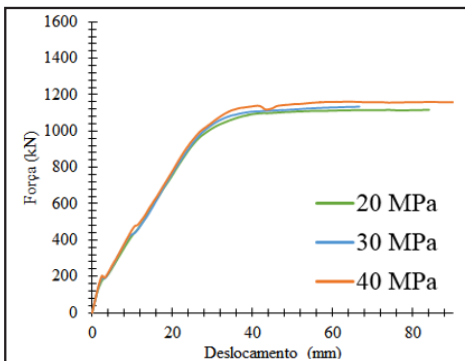
Figura 8: Estrutura deformada – Exemplo *Asymmetric Slimflor Beam* (ASB).

Os resultados mostrados permitem concluir que os modelos numéricos desenvolvidos são confiáveis, suficientemente precisos e podem ser usados para prever o comportamento a flexão do *slim floor*, estando o modelo calibrado.

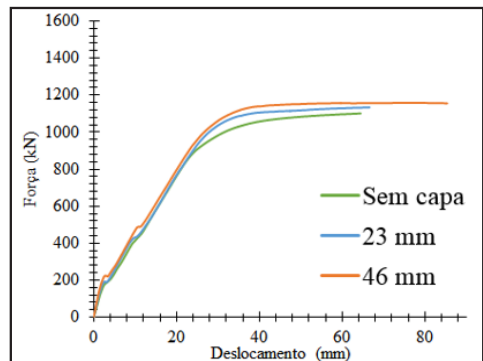
3.5 Análise paramétrica

A análise numérica é muito utilizada para extrapolar os resultados obtidos em estudos experimentais. Dessa forma, realiza-se a calibração a fim de encontrar o modelo que represente fielmente o ensaio realizado, sendo possível variar parâmetros para entender a influência deles no comportamento da estrutura. A essa prática dá-se o nome de estudo paramétrico e no presente capítulo foi realizada para entender a influência de quatro parâmetros no comportamento a flexão do piso misto de pequena altura.

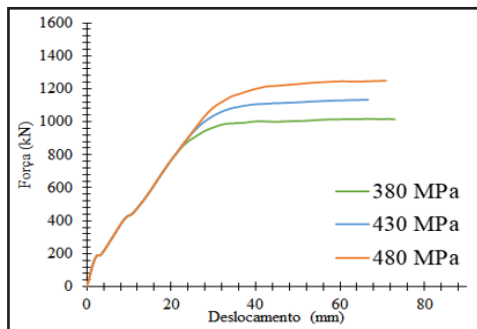
Por meio de revisão bibliográfica foram escolhidos os parâmetros resistência característica do concreto (f_{ck}), altura da capa de concreto (h_c), resistência mecânica do perfil metálico (f_y) e espessura da mesa inferior do perfil metálico (t_b). O estudo paramétrico foi realizado em relação à curva força x deslocamento no meio do vão. A Figura 9 apresenta os resultados obtidos.



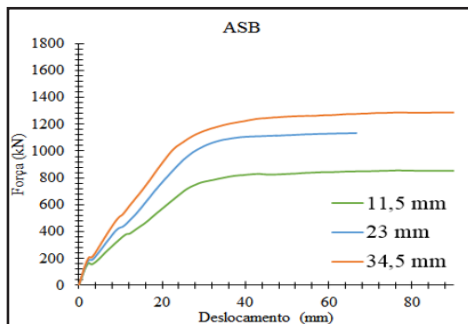
a) Resistência do concreto



b) Altura da capa de concreto



c) Resistência do perfil metálico



d) Espessura da mesa inferior do perfil

Figura 9: Curvas força x deslocamento - Estudo paramétrico.

Com base nos resultados obtidos mostrados na Figura 9, nota-se que a resistência do concreto e a altura da capa de concreto (Figura 9 (a) e (b)) pouco influenciaram no comportamento à flexão do *slim floor*. Para ambos os parâmetros, aumentando os seus valores, aumentou-se levemente a força máxima, sem afetar a rigidez da estrutura.

Por outro lado, a resistência do perfil metálico e a espessura da mesa inferior do perfil (Figura 9 (c) e (d)) exerceram forte influência no comportamento à flexão da estrutura. Percebe-se que a resistência do perfil tem grande influência na capacidade resistente última, porém a rigidez não é afetada. Já com o aumento da espessura da mesa inferior, ocorre um acréscimo considerável tanto na capacidade resistente quanto na rigidez do sistema.

4 | CONCLUSÕES

A simulação numérica no âmbito da Engenharia Estrutural se apresenta como uma alternativa aos ensaios experimentais, à medida que permite a extrapolação de resultados, economizando tempo e dinheiro e possibilitando uma melhor compreensão dos fenômenos. O Método dos elementos finitos é o mais utilizado em softwares de simulação numérica e permite a obtenção de resultados bem próximos aos reais.

A partir do estudo de caso pode-se concluir que a simulação numérica é bastante acessível e, por meio da etapa de calibração, permite encontrar resultados compatíveis com os ensaios experimentais. Assim, após essa etapa, é possível encontrar novos resultados sobre parâmetros que não foram ensaiados, ampliando o estudo de interesse. Isso foi mostrado na simulação numérica do *slim floor*, em que os resultados obtidos na calibração mostraram uma boa concordância com aqueles obtidos no estudo experimental e foi possível analisar a influência de quatro parâmetros no comportamento à flexão desse sistema estrutural.

Assim, por meio de uma análise teórica e um estudo de caso, esse capítulo mostrou

que a simulação numérica pode ser aplicada na Engenharia Estrutural, resolvendo inúmeros gaps dos estudos experimentais e ampliando o conhecimento acerca da estrutura estudada.

REFERÊNCIAS

BAILEY, C. G. **The behaviour of asymmetric slim floor steel beams in fire.** Journal of Constructional Steel Research. v. 50, p. 235-257, 1999.

BORGHI, T. M. **Contribuição ao estudo do piso misto de pequena altura: análise numérica das tipologias.** Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2020.

CARREIRA, D. J.; CHU, K. **Stress-strain relationship for plain concrete in compression.** ACI Journal, vol. 82, pp. 797–804. 1985.

DE NARDIN, S; EL DEBS, A. L. H. C. **Avaliação da influência da posição dos conectores de cisalhamento no comportamento de vigas mistas parcialmente revestidas.** Revista Escola de Minas. Ouro Preto, v.61, n.2, p.239-247, 2008.

LAWSON, R. M.; MULLET, D. L.; RACKHAM, J. W. **Design of Asymmetric Slimflor Beams using Deep Composite Decking.** Relatório Técnico P175. The Steel Construction Institute, 1997.

MULLET, D. L. **Slim Floor Design and Construction.** Relatório Técnico P110. The Steel Construction Institute, 1992.

POLAK, M. A.; GENIKOMSOU, A. S. **Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS.** Engineering Structures. n. 98, p. 38-48, 2015.

RAMOS, A. L. **Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura.** Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2010.

ROCHA, M. **Análise da fratura coesiva com base em formulações enriquecidas do Método dos Elementos de Contorno tridimensional.** 2020. 189p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2020.

SILVA, E. N.; SOUZA, A. S. C. **Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto protendidas.** Reec - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, [s.l.], v. 15, n. 1, p.52-68. 2018. Universidade Federal de Goiás.

EXPERIÊNCIAS PARA A PREVENÇÃO DE DANOS NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO PÓS-TENSIONADO

Data de aceite: 01/07/2021

Data de submissão: 01/06/2021

Sergio Gavilán

Professor Doutor Engenheiro Civil. Universidad Nacional de Asunción, Facultad de Ingeniería San Lorenzo - Paraguay
<https://orcid.org/0000-0001-9931-3602>

RESUMO: Com a necessidade de avanços rápidos no processo de construção, o uso do concreto pós-tensionado cresceu significativamente nos últimos anos. No entanto, a aplicação desta metodologia requer cuidados no momento da sua execução, especialmente no que diz respeito à resistência do concreto e à colocação do reforço ativo. Neste trabalho apresentam-se os resultados de 5 estruturas construídas com concreto pós-tensionado, onde foram apresentados danos relacionados a desvantagens no posicionamento de cordas de aço, bem como não conformidades com a resistência do concreto. Os casos mencionados totalizam 30,000 m². Inicialmente, as manifestações patológicas foram evidenciadas pelo aparecimento de fissuras. Em primeiro lugar, a profundidade das fissuras foi verificada usando ultrassom, também sua forma e localização foram analisadas. Posteriormente, verificou-se a posição dos cabos com sondas eletromagnéticas (pachômetros). Em alguns casos, era necessária uma avaliação da resistência do concreto colocado.

PALAVRAS-CHAVE: Lajes, Concreto, Pós-tensionado, Patologia.

EXPERIENCES FOR THE PREVENTION OF DAMAGES IN POST-STRESSED CONCRETE STRUCTURES

ABSTRACT: With the need for fast advances in the construction process, the use of post-tensioned concrete has grown significantly in recent years. However, the application of this methodology requires some cares at the time of its execution, especially in regard to the concrete strength and the placement of the active reinforcement. This work presents the results of 5 structures built with post-stressed concrete, where pathologies related to disadvantages in the positioning of steel ropes were presented as well as non-conformities of the concrete strength. The mentioned cases total 30,000 m². Initially the pathologies were evidenced by the appearance of fissures. In the first place the depth of the fissures was verified using ultrasound as well as its shape and location were surveyed. Later, the position of the cables with electromagnetic probes (pachometers) was verified. In some cases, an evaluation of the strength of the placed concrete was necessary.

KEYWORDS: Slabs, Concrete, Postensioning, Pathology.

1 | INTRODUCCIÓN

Con el ritmo acelerado de crecimiento de la población genera a su vez un aumento de la necesidad de nuevas viviendas. La presión del mercado inmobiliario exige que un edificio se

construya lo más rápido posible para que los potenciales clientes vean la correspondencia entre la propaganda y la realidad y cierren un trato de compra de un departamento de acuerdo a lo citado por GAVILAN (2017). La industria de la construcción desarrolla métodos que posibiliten la construcción de mayores áreas en los menores plazos y la técnica del postensado es uno de ellos. En el Brasil se registró un notable aumento en el consumo de cabos desde el año 2013, lo que generó inversiones destinadas a duplicar su fabricación según ALMEIDA (2014). En cuanto a los tiempos, se destaca la afirmación de algunas empresas según TAMAKI (2011) de que el tesado se realiza al 100% en el tercer día, cuando el hormigón alcanza un mínimo de 20 MPa.

La técnica requiere conocimientos específicos tanto para el dimensionamiento como para la ejecución. Tanto es así que, por ejemplo, en Estados Unidos se requieren certificaciones para el personal encargado de la colocación y el tensado de los cabos. Este criterio es importante teniendo en cuenta las manifestaciones patológicas que pueden aparecer a raíz de impericias en la ejecución.

Este trabajo presenta experiencias aprendidas en las consultorías de evaluación de daños en estructuras postensadas realizados en Paraguay en los últimos siete años.

2 I METODOLOGÍA EMPLEADA

A continuación, se describe la metodología llevada a cabo en cada caso de evaluación.

2.1 Inspecciones y relevamientos

En primer lugar, se realiza un levantamiento de todos los daños a la vista como pueden ser fisuras, coqueas, desprendimientos (spalling) y aplastamiento del hormigón en los anclajes.

Es importante registrar la ubicación y distribución de los daños a fin de analizar su relación con las armaduras activas y pasivas. La existencia de delaminaciones o spalling puede indicar corrosión activa del sistema de postensado, siendo en sí mismas medios de entrada de humedad, oxígeno y contaminantes del ambiente que acaban atacando al acero de los cabos.

Según lo indicado por PTI DC80.3/12(2012), en el caso de presencia de fisuras resulta conveniente determinar la profundidad de las mismas, ya que, en caso de ser pasantes, es decir, que atraviesen todo el espesor del elemento implica una discontinuidad en el material, lo que compromete su capacidad portante

La medición de la profundidad de las fisuras puede llevarse a cabo con un equipo de ultrasonido.



Figuras 1 y 2 – Medición del ancho de una fisura y medición de la profundidad de una fisura con equipo de ultrasonido.

Fuente propia.

2.2 Detección de armaduras

Se verifica la posición en planta y profundidad de las armaduras activas utilizando un detector electromagnético. Este paso es importante tanto para evitar el corte accidental de cables en caso de extracción de testigos como para detectar posibles fallas en la colocación de los cables, en lo que refiere al recubrimiento de hormigón de los mismos.



Figura 3 – Ubicación de armaduras con detector electromagnético.

Fuente propia.

2.3 Determinación de la resistencia del hormigón

Para ello se realizan extracciones de probetas testigo para su posterior ensayo a

compresión simple.

También se pueden emplear en forma complementaria ensayos no destructivos como la esclerometría y el ultrasonido, que permitan estimar la resistencia a compresión por medio de correlaciones estadísticas.



Figuras 4 y 5 – Extracción de probetas testigo de losa postensionada.

Fuente propia.



Figuras 6 y 7 – Ensayo de esclerometría y ultrasonido.

Fuente propia.

2.4 Medición de deformaciones

Se miden las deformaciones verticales o flechas con técnicas de altimetría, con regla graduada y nivel de anteojo o laser. En el caso de deformaciones activas, la variación de la flecha puede medirse por medio de deflectómetros ubicados en puntos críticos de la estructura.



Figuras 8 y 9 – Medición de deformaciones con nivel de láser y con deflectómetros.

Fuente propia.

3 | CASOS EVALUADOS

A continuación se describe la metodología llevada a cabo en cada caso de evaluación.

3.1 Caso 1

La estructura de cuatro niveles está formada por un sistema de losas postesadas de 15 cm de espesor y vigas también postesadas que apoyan sobre pilares totalizando 1200m² de superficie construida.

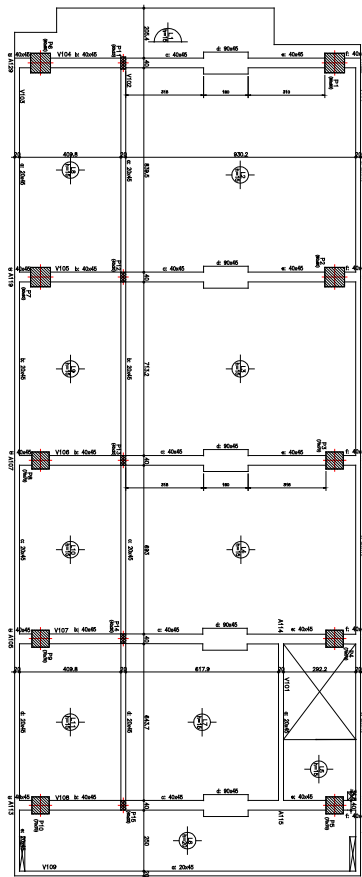


Figura 10 –Encofrado de sector evaluado.
Fuente propia.

Tras la obtención de valores de resistencia a compresión inferiores a la admisible en probetas moldeadas, surgió la necesidad de determinar la resistencia a compresión in situ del hormigón colocado en losas y vigas del techo del primer nivel de la estructura. Para el efecto se llevaron a cabo ensayos no destructivos de esclerometría y ultrasonido, así como también la extracción de probetas testigo para ensayos a compresión.

El análisis de los resultados arrojó una resistencia estimada de 14 MPa, inferior a la especificada en el proyecto de 25 MPa.

La evaluación se realizó durante la etapa de construcción. También se realizó una inspección general del sector en estudio no observándose ningún tipo de daño.



Figuras 11 y 12 –Vista de la losa evaluada y ensayo de ultrasonido.

Fuente propia.

3.2 Caso 2

El edificio tiene un total de 22 pisos construido con losas postensadas de 25 cm de espesor, vigas perimetrales y pilares de hormigón armado cubriendo un total de 12.300m² de superficie construida.

La evaluación fue solicitada tras la aparición de fisuras de hasta 3 mm de ancho y desprendimientos de gran magnitud por debajo de los cabos en las losas de los subsuelos y la planta baja del edificio.

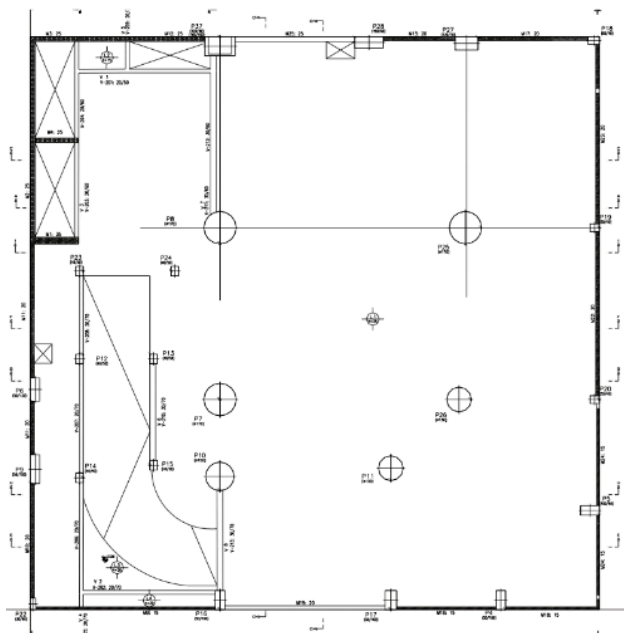


Figura 13 –Encofrado del Subsuelo 1.

Fuente propia.



Figura 14 – Fisura en esquina de losa.

Fuente propia.



Figura 15 – Desprendimiento de hormigón debajo de los cabos.

Fuente propia.

En la inspección de los daños también se detectaron anomalías estructurales importantes como la falta de alineación en los pilares principales. También se llevaron a cabo extracciones de probetas testigo y ensayos no destructivos (esclerometría y ultrasonido) para determinar la resistencia del hormigón colocado.

Se determinó que la resistencia a compresión del hormigón colocado era de 27 MPa, inferior a los 35 MPa especificados en proyecto.

Asimismo, se detectaron errores de ejecución, tales como excentricidades de los pilares, coqueras (compactación deficiente) y recubrimientos de pequeña magnitud en losas, lo que había dado lugar al inicio de procesos de corrosión en losas y vigas.

Todos los desprendimientos observados se ubicaban debajo de la zona inferior de los cabos, los cuales habían sido colocados en una concentración muy elevada y con recubrimientos inferiores a los estipulados en proyecto.

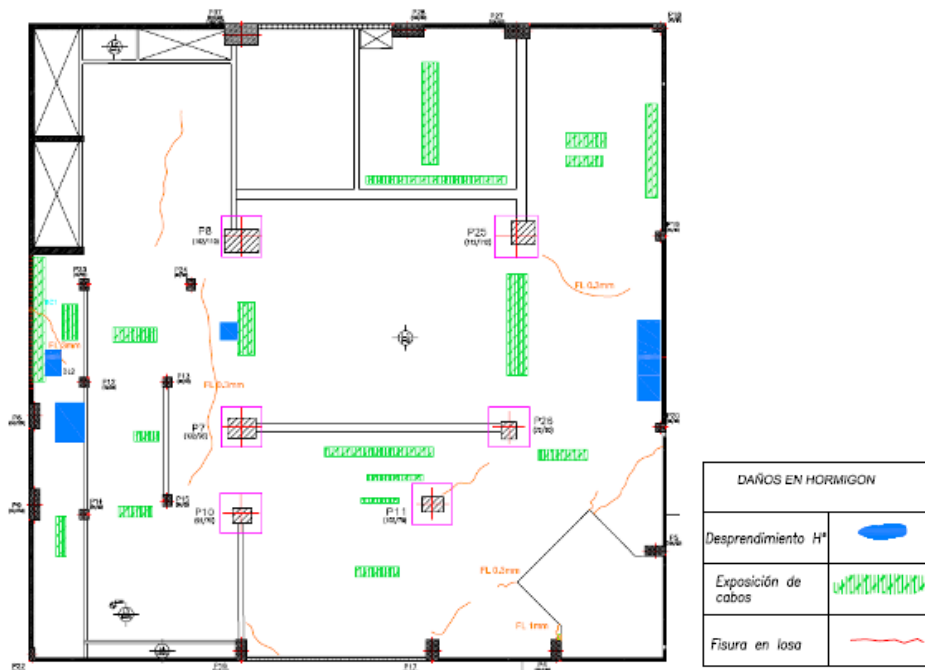


Figura 16 – Relevamiento de daños en la Planta Baja.

Fuente propia.

3.3 Caso 3

La estructura cubre 1500 m² constituye un sector del techo del Subsuelo y está formada por una losa de hormigón postensado de 20cm de espesor que se apoya sobre capiteles de 50cm de espesor en las columnas centrales, y sobre vigas en el perímetro.



Figuras 17 y 18 – Vista del sector de estudio y desprendimientos.

Fuente propia.

La evaluación fue solicitada tras la aparición de desprendimientos del recubrimiento del hormigón de los cabos del postesado y fisuras en un sector de la estructura tras la

operación de tesado de los cabos.

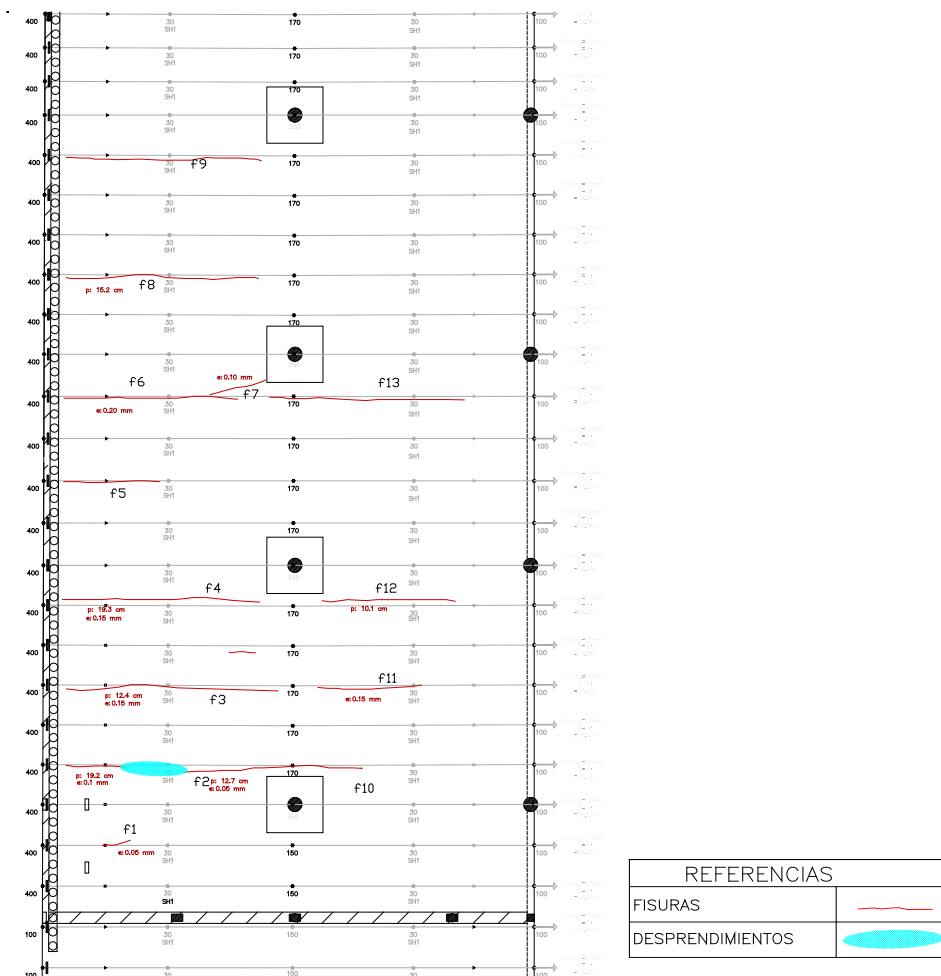


Figura 19 – Relevamiento de daños.

Fuente propia.

Se realizó el relevamiento para ubicar la posición de los cabos con relación a la trayectoria de los surcos observados en la superficie inferior de la losa, con lo que se obtuvo el siguiente esquema.



Figuras 20 y 21. Desplazamiento vertical y horizontal de los cabos.

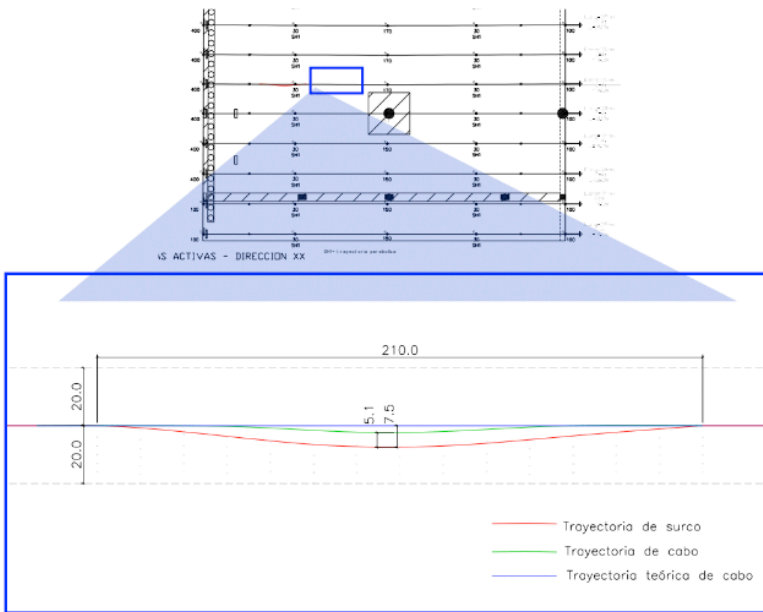
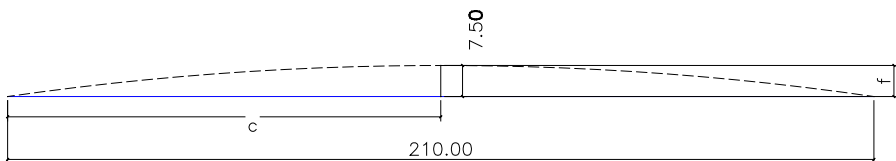


Figura 22. Esquema en planta de posición de cabos y surcos.



$$R = \frac{c^2 + f^2}{2f} = \frac{105^2 + 7,5^2}{2 * 7,5} = 738,8cm$$

Figura 23. Esquema de desviación de los cabos.

En el sector donde se produjo el desprendimiento, la desviación es de 7,5cm, lo que conduce a un radio de curvatura de 738.8 cm como se muestra a continuación, esto genera

fuerzas transversales a la dirección principal del cabo.

Se extrajeron probetas testigo para ensayos a compresión simple y también se realizaron ensayos no destructivos de esclerometría y ultrasonido. El estudio se completó con la verificación estructural.

El diseño estructural utilizado resultó satisfactorio, así como la resistencia del hormigón colocado, de 29 MPa, siendo de 25 MPa la resistencia de proyecto.

Las fisuras principales que aparecen en la losa se deben a que la armadura pasiva colocada es insuficiente para absorber los esfuerzos producidos por cargas móviles actuantes durante las operaciones de construcción del nivel superior. La expulsión del hormigón del recubrimiento se debió al desplazamiento de la posición proyectada del cabo durante el proceso constructivo.

3.4 Caso 4

El edificio cuenta con 5 niveles de losas postesadas de 20 cm de espesor apoyadas sobre pilares con capitel y vigas perimetrales cubriendo 1.000 m² de superficie construida. La evaluación fue solicitada tras observarse desprendimientos del piso en varios niveles. También se evidenciaron daños en las mamposterías y cerramientos vidriados de fachada.



Figuras 24, 25 y 26. Desprendimientos de pisos y fisuras y desprendimientos en losas.

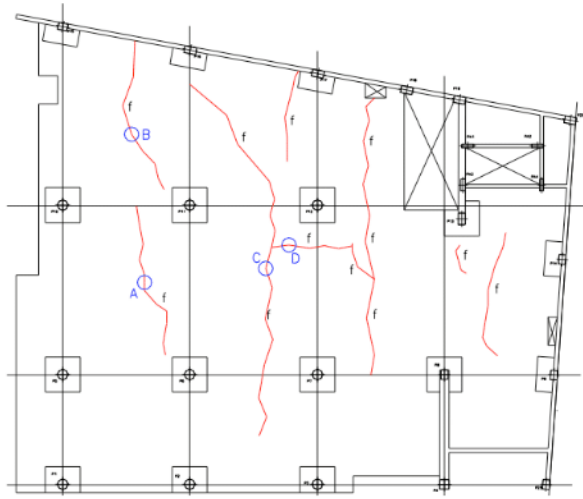


Figura 27. Fisuras en la losa del subsuelo.

Se realizó el relevamiento de daños y nivelación en todos los niveles. La inspección permitió apreciar que numerosas fisuras estaban alineadas con respecto a los cabos. También se detectaron desprendimientos en zonas debajo de cabos y armaduras principales.

Se concluyó que la causa principal de los daños evidenciados (desprendimiento de pisos y rotura de vidrios en fachadas en Techo de Planta Baja y Techos del Primero al Tercer Nivel) fue la deformación de las losas, y ésta a su vez fue debida a la inconveniente disposición de los cabos, ya que se comprobó que los recubrimientos medidos eran inferiores a los especificados en el proyecto ejecutivo.

3.5 Caso 5

El edificio cuenta con 14 niveles construidos con losas postensadas de 20 cm de espesor apoyadas sobre pilares, totalizando 14.000 m² de área construida. La evaluación fue solicitada tras la aparición de fisuras en las losas. Aquí se detectaron numerosos casos de falta de recubrimiento alrededor tanto de cabos como de armaduras principales en vigas y losas



Figuras 28 y 29. Fisuras y cabos expuestos en la losa.

Tras un relevamiento detallado de fisuras y recubrimientos se encontró que las zonas de mayor concentración de fisuras correspondían a aquellas en donde el recubrimiento del cabo establecido en el proyecto era de 25 mm, mientras que en dichos sectores se verificaron recubrimientos menores a los 20 mm. La concentración de cabos en algunos sectores, imposibilitó la colocación adecuada del hormigón. La inspección permitió apreciar que las fisuras estaban alineadas con respecto a los cabos.

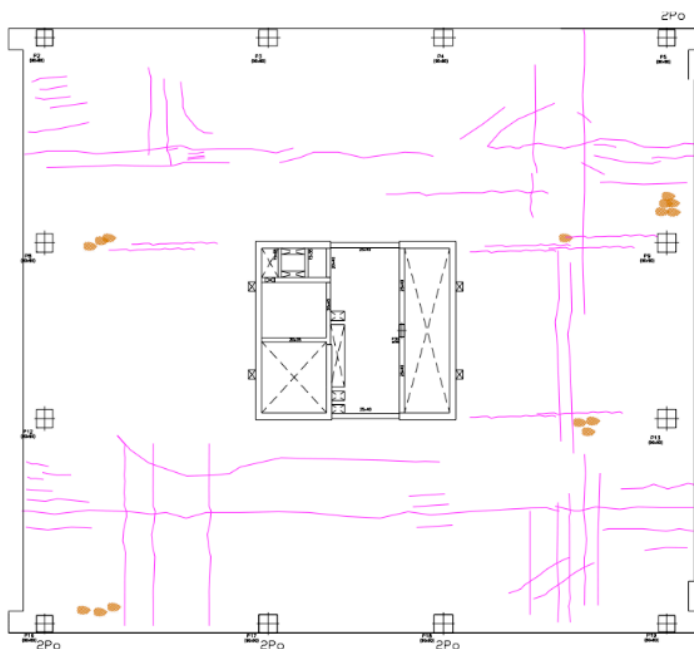


Figura 30. Relevamiento de fisuras en Primer Nivel.

4 | CONCLUSIONES

Tras el análisis de las causas que llevaron a la aparición de diversas manifestaciones patológicas en las estructuras postensadas estudiadas, podemos resaltar los siguientes aspectos a tener en cuenta para la ejecución exitosa de obras con esta metodología:

- La resistencia del hormigón debe verificarse con la misma rigurosidad que en la ejecución de estructuras convencionales de hormigón armado. Este aspecto no representa una dificultad relacionada al sistema constructivo.
- El análisis del proyecto ejecutivo es fundamental en lo que refiere a la cantidad de cabos especificados a ser colocados en una sección. En varios casos se comprobó fehacientemente la imposibilidad de que el hormigón cubra efectivamente a los cabos.
- Dentro de la línea de revisión del proyecto, la cuantía de las armaduras pasivas resulta fundamental, puesto que la situación ideal de ejecución de obra, de reducir al mínimo estas cuantías, no se corresponde con la realidad de ejecución en nuestro medio.
- El 80% de los problemas en nuestro estudio se relaciona con la posición deficiente de los cabos, por lo que arbitrar medios para que la verificación se realice con equipos de topografía, redundará en mejoras en la colocación.

En virtud a lo expresado precedentemente, es recomendable la gestión de capacitación, así como la implementación de certificaciones para el personal destinado a los trabajos de colocación de cabos, mediante un sistema similar al implementado por el IBRACON para la ejecución de estructuras de hormigón armado.

REFERENCIAS

ALMEIDA, A. **Portal Fator Brasil**. Belgo Bekaert Arames investe R\$ 24 milhões para produtos destinados à construção civil. 2006. ISBN: 975 85 7831 038-7

GAVILAN, S. **Aplicação do ensaio APULOT na determinação da resistência à compressão in loco do concreto nas primeiras idades**. PPGEC. UFRGS. Porto Alegre. 2017.

PTI DC80.3-12/ICRI 320.6 **Guide for evaluation and Repair of unbonded post-tensioned concrete structures**. Farmington Hills. Rosemont. 2012

TAMAKI, L. **BIM 2.0**. Técnica. Pini. São Paulo. 2011 v.174.p. 22-28. ISSN.: 0104-1053.

EMPREGO DE ENSAIOS DE DURABILIDADE EM CONCRETOS COM SINTOMAS DE EXPANSÃO EM FUNDAÇÕES DE SUBESTAÇÕES E LINHAS DE TRANSMISSÃO EM MINAS GERAIS

Data de aceite: 01/07/2021

Marina Munaretto Copetti

<http://lattes.cnpq.br/9838212000232840>

Cristiane Carine dos Santos

<http://lattes.cnpq.br/4101897913771990>

<https://orcid.org/0000-0002-0988-2682>

Ana Paula Maran

<http://lattes.cnpq.br/7847252334434156>

Silvane Santos da Silva

<http://lattes.cnpq.br/1015995413129280>

Régis Luís Wagner Mallmann

<http://lattes.cnpq.br/2231561351302325>

RESUMO: As interações químicas entre a sílica constituinte dos agregados e o álcali presente no concreto, em presença de umidade, podem desencadear a reação álcali-agregado (RAA). Um fenômeno expansivo que ocorre em estruturas de concreto que provoca danos e, muitas vezes, inutilização das peças. Em uma obra de Minas Gerais, as fundações de subestações e linhas de transmissão apresentaram sinais de expansão. A partir da constatação, foi realizada uma ampla campanha de ensaios para avaliar a manifestação patológica. Realizaram-se ensaios de microscopia estereoscópica e óptica e análise petrográfica dos agregados, avaliação microestrutural e textural do concreto por microscopia eletrônica por varredura (MEV), além de ensaios suplementares como determinação de teor de SO_2 . Os ensaios realizados

demonstraram que apesar dos agregados serem classificados como potencialmente reativos, não foram encontradas feições típicas de ocorrência da RAA. Apenas uma das amostras foi observada a ocorrência pontual de etringita compactada na argamassa. Foi identificada pela MEV e confirmada pela observação do espectro, com composição de sílico-sulfato de cálcio e alumínio. Os concretos apresentaram-se íntegros, mas em virtude de possuírem agregados potencialmente reativos, o monitoramento contínuo tem sido realizado.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaios de durabilidade, RAA, concreto, linhas de transmissão.

USE OF DURABILITY TESTS IN CONCRETES WITH SYMPTOMS OF EXPANSION IN FUNDS OF SUBSTATIONS AND TRANSMISSION LINES IN MINAS GERAIS

ABSTRACT: The chemical interactions between the silica constituent of the aggregates and the alkali present in the concrete, in the presence of moisture, can trigger the alkali-aggregate reaction (RAA). An expansive phenomenon that occurs in concrete structures that causes damage and, often, the parts are rendered useless. In a work in Minas Gerais, the foundations of substations and transmission lines showed signs of expansion. From the observation, a wide campaign of trials was carried out to evaluate the pathological manifestation. Stereoscopic and optical microscopy tests and petrographic analysis of the aggregates, microstructural and textural evaluation of the concrete by scanning electron microscopy (SEM) were carried out, in addition

to additional tests such as determination of SO₂ content. The tests carried out showed that although the aggregates are classified as potentially reactive, no typical features of RAA were found. Only one of the samples was observed the occasional occurrence of compacted etringite in the mortar. It was identified by MEV and confirmed by observation of the spectrum, with a composition of calcium silicate and aluminum sulphate. The concretes were intact, but due to their potentially reactive aggregates, continuous monitoring has been carried out.

KEYWORDS: Durability tests, AAR, concrete, transmission lines.

1 | INTRODUÇÃO

O concreto é um dos materiais mais antigos e que tem o uso mais disseminado na construção civil. Fazem parte da sua composição aglomerante hidráulico - cimento Portland, agregado miúdo, agregado graúdo, água, podendo ainda conter aditivos químicos e adições. Algumas propriedades fazem com que esse material seja o mais aplicado na engenharia, desde a facilidade de executar elementos diversos, em variedade de dimensões e geometria, ao baixo custo e maior disponibilidade.

As primeiras publicações sobre reação álcali-agregado, reação esta que ocorre entre os álcalis do concreto em estado endurecido, datam o ano de 1916 no Brasil, mas houve estudos maiores no ano 1963. A preocupação maior sempre foi com obras de grande porte como barragens, e parte de usinas hidrelétricas. Mas por volta de 2004, na cidade de Recife foram identificados casos dessa patologia em edifícios acometendo blocos e sapatas de fundações com idades entre 3 a 20 anos. Com o aumento de conhecimento na área, percebeu-se uma incidência na maioria dos estados brasileiros com maior volume no Nordeste.

1.1 Problema Analisado

Em virtude que o ensaio da norma brasileira destina-se a averiguar a potencialidade reativa de um agregado e não da combinação de dois ou mais, ainda mais em se tratando de litologias distintas; isto porque ao final não é possível saber qual das litologias presentes foi a responsável pelas expansões que superaram o valor limite.

Foram testados conjuntamente um agregado miúdo de origem quartzosa (areia fina de Grão Mogol) e dois agregados graúdos de origem calcária (B0 e B1, da Pedreira Salinas). Também foram testados agregados miúdos agora classificados como de litologia quartzosa (areias de Grão Mogol) e agregados graúdos de litologia biotita quartzo (B0 e B1 da pedreira Salinas), com metacaulim marca HP Ultra, haveria mitigação da potencial reatividade. O resultado deste ensaio indicou agregado potencialmente inócuo, no caso a brita de litologia biotita quartzo da pedreira Salinas.

Convém ressaltar que o gráfico resultante não foi adicionado a este relatório, pois este método de ensaio foi removido da lista de ensaios ativos da ASTM desde janeiro/2016, pois os valores obtidos indicavam muitos casos de falso-negativos bem como de falso-

positivos.

Depois disso esse mesmo material foi encaminhado para outro órgão que realiza os mesmos ensaios que chegou a conclusão de “que a substituição de 8% de metacaulim ao cimento CP V ARI - RS, não mitigou satisfatoriamente a expansão devido à reação álcali-agregado especificamente do agregado Brita (Salinas)”.

Devido aos resultados conflitantes entre os ensaios realizados realizou-se inspeção visual em concretos de algumas bases da fundação de torres da linha de transmissão de 230kV, na região do Vale das Cancelas.

Em virtude desses falso-negativo decidiu-se realizar outros ensaios mais conclusivos para poder fazer um diagnóstico mais preciso.

1.2 Visita Técnica

Foi realizado uma visita in loco afim de encontrar quais seria a situação das bases das fundações das torres. Tais bases tem forma cilíndrica com cerca de 0,80m de diâmetro e altura variável entre, aproximadamente, 3m e 5m. O cimento empregado segundo empresa na confecção dos concretos em questão foi o CP V-ARI-RS da Lafarge e a resistência característica do concreto (fck) de 25 MPa. Mas também foi utilizado o cimento CP IV-32 RS.

Apenas uma das bases concretada com o cimento CP V e metacaulim possui cerca de 1,20m de diâmetro. Há uma possibilidade de que o concreto desta base tenha atingido temperaturas elevadas que, se ultrapassaram os 65°C, podem ter deflagrado um processo de formação de etringita tardia (DEF – Delayed Ettringite Formation). Este processo, caso existente nesta estrutura, poderia vir a causar fissurações e degradações do concreto ao longo do tempo.

Foram inspecionadas três bases próximas ao canteiro de obras, três distantes do canteiro, bem como a base que possui diâmetro de 1,20m.

Durante a visita não foi notada nenhuma anomalia que indicasse haver algum problema grave de fissuração. As únicas fissuras existentes, provavelmente, eram devidas à retração por secagem ocorrida no graute aplicado nos 4 cm superiores das peças, nada tendo a ver com processos expansivos no concreto.

Convém salientar que o aparecimento de fissuras devido a processos expansivos, tais como RAA, DEF e sulfetos pode demorar de alguns meses a mais de uma década.

A Figura 1 demonstra o aspecto de base de torre, apresentando algumas fissuras superficiais, possivelmente causadas pela retração por secagem do graute.



Figura 1 - Base de concreto onde fica nítida a fissuração superficial, provavelmente devida à retração por secagem do graute colocado na parte superior.

Fonte: autores(2020).

2 | METODOLOGIA

Em virtude situação exposta foi realizado os seguintes ensaios:

- a. Extração de 3 corpos de prova de 10 cm de diâmetro e comprimento de, no mínimo, 20 cm, sendo um de cada um dos tubulões de 80 cm de diâmetro (11/1 A, 24/1 A, 51/2 A). Nestes testemunhos realizou-se a apreciação da durabilidade de concreto, com ênfase na determinação da reação álcali-agregado, por microscopia estereoscópica, microscopia eletrônica de varredura/EDS e análise petrográfica de lâminas delgadas, bem como análises químicas para obtenção dos teores de enxofre total, na forma de sulfatos e de sulfetos presentes, quantitativamente em %;
- b. Extração de 1 corpo de prova de 10 cm de diâmetro e comprimento de, no mínimo, 20 cm, do tubulão de 120 cm de diâmetro (49/2 A). Neste testemunho realizar apreciação da durabilidade de concreto, com ênfase na determinação da reação álcali-agregado, por microscopia estereoscópica, microscopia eletrônica de varredura/EDS e análise petrográfica de lâminas delgadas, determinação de eventual existência de etringita tardia, bem como análises químicas para obtenção dos teores de enxofre total, na forma de sulfatos e de sulfetos presentes, quantitativamente em %;
- c. Ensaio de reatividade álcali-agregado (ABNT NBR 15577-Parte 7): determinação de expansão de prismas de concreto pelo método acelerado. Neste ensaio deve ser empregado o cimento CP V ARI RS da obra e adicionado 8% do metacaulim de modo que a dosagem a ser ensaiada fique próxima daquela empregada nos tubulões;
- d. Ensaio de reatividade álcali-agregado (ABNT NBR 15577-Parte 7): determinação de expansão de prismas de concreto pelo método acelerado. Este ensaio

deve ser realizado exatamente como está na norma e visa reavaliar a reatividade de potencial do agregado graúdo, para comparar o resultado com os ensaios prévios em barras de argamassa.

3 I ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os ensaios avaliaram os concretos em relação a sua qualidade e durabilidade, com ênfase na ocorrência de eventuais reações expansivas.

A Tabela 1 demonstra a nomenclatura dos testemunhos extraídos nas bases das torres.

Nomenclatura	
222.792	Testemunho de concreto - CP 22
222.793	Testemunho de concreto - CP 18
222.794	Testemunho de concreto - CP 06
222.955	Testemunho de concreto - CP 09

Tabela 1 – Nomenclatura testemunhos extraídos.

3.1 Microscopia estereoscópica e óptica

As análises petrográficas foram feitas primeiramente a olho nu e ao microscópio estereoscópico, sendo complementadas por observação de lâminas delgadas ao microscópio óptico de luz transmitida.

3.1.1 Aspectos Estruturais e Texturais do Concreto a Olho Nu

As principais características do concreto, identificadas macroscopicamente, encontram-se sintetizadas no Quadro 1. Como os concretos são semelhantes foram agrupados em um mesmo quadro.

Amostra		
Aspectos gerais	Cor da argamassa	Cinza
	Distribuição dos constituintes	Homogênea
	Proporção dos constituintes	Pouco argamassado
	Aderência argamassa/ agregado graúdo	Boa
	Porosidade Macroscópica	Medianamente poroso a poroso, com poros milimétricos e submilimétricos.
	Compacidade	Compacto
	Adensamento	Medianamente adensado
	Fraturamento	Ausente

Aspectos relativos a manifestação patológica	Bordas de reação	Raras
	Poros preenchidos	Presente (poros preenchidos por material branco)
	Microfissuras	Presente

Quadro 1 – Análise macroscópico do Concreto.

A caracterização macroscópica dos concretos mostrou que todos os corpos de prova (CP) continham microfissuras mas que o adensamento do concreto não foi perfeito, apresentando o material alta porosidade.

As amostras apresentam argamassa de coloração cinza. O agregado utilizado na amostra é do tipo xistosos, constituído predominantemente por fragmentos angulosos a lamelar com dimensões variadas (2,5 cm a 0,5 cm), como pode ser verificado na Figura 2. Os concretos possuem porosidade alta e os poros predominantemente milimétricos e centimétricos. A distribuição normal dos agregados em meio a argamassa evidencia uma boa homogeneização da mistura como pode ser observado nas Figuras 3. Exceção é feita ao testemunho de concreto CP 222795 como pode ser evidenciado na Figura 2.

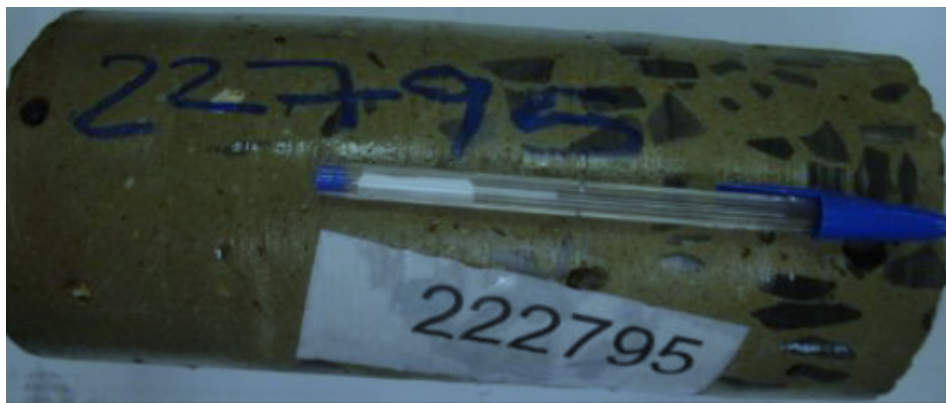


Figura 2 – Falta de homogeneidade na distribuição de agregados.

Fonte: autores(2020).

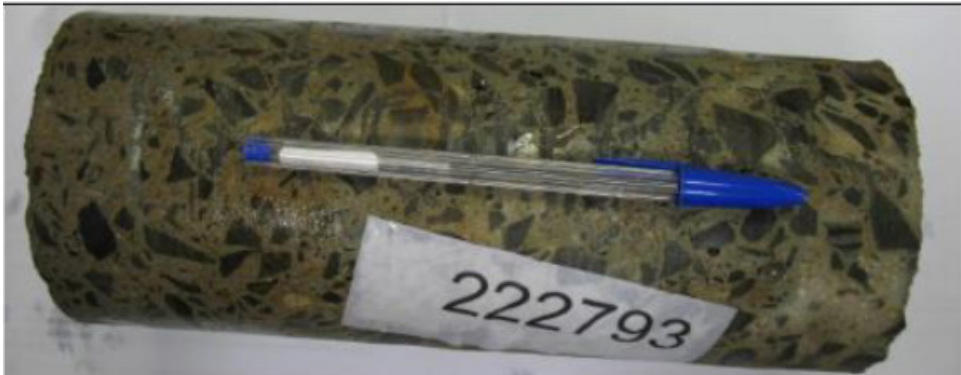


Figura 3 - Distribuição normal dos agregados em meio a argamassa evidencia uma boa homogeneização da mistura. Nas amostras 222792 e 22793.

Fonte: autores(2020).



Figura 3 - Distribuição normal dos agregados em meio a argamassa evidencia uma boa homogeneização da mistura.

Fonte: autores(2020).

3.1.2 Aspectos estruturais e texturais dos concretos por Microscopia Estereoscópica

A observação a olho nu mostrou evidências de reações deletérias sendo observadas raras feições de bordas de reação ao redor dos agregados graúdos e deposição de material esbranquiçado no contato agregado/argamassa, sobre o agregado graúdo. Os concretos apresentaram, raros depósitos de produtos esbranquiçados, preenchendo poros. As Figuras 4 – a e b ilustram essas feições.

Essas são evidências de provável ataque por sulfatos e reação álcali-agregado em âmbito de microscopia estereoscópica, mas que devem ser comprovadas por análise por microscopia eletrônica de varredura(MEV), técnica com maior resolução e diagnóstico desses casos.

Os concretos quando submetidos a tensão do martelo(no momento da amostragem para petrografia e microscopia eletrônica de varredura) apresentou alta resistência ao impacto, portando rompendo com dificuldade.

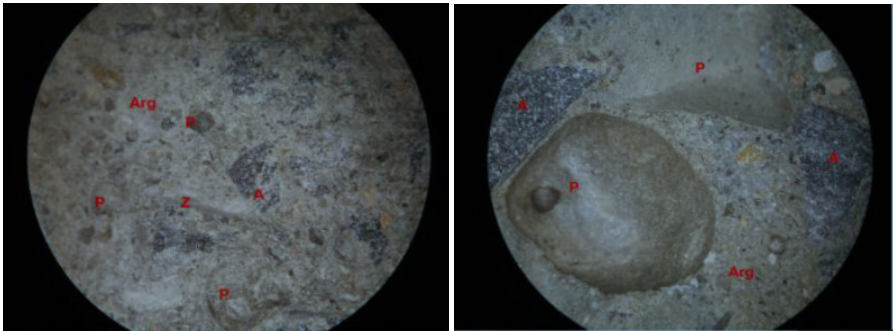


Figura 4 -a) Aspecto geral do concreto CP 22. Observa-se material branco neoformado sobre o agregado (A), na argamassa(Arg) e na zona de descolamento do agregado(Z). Observar os poros vazios. Aumento de 12x. Fonte: autores(2020).b) Aspecto geral do concreto CP 18. Observa-se poros vazios, agregados(a) e argamassa(arg) sem produtos. Aumento 16x.

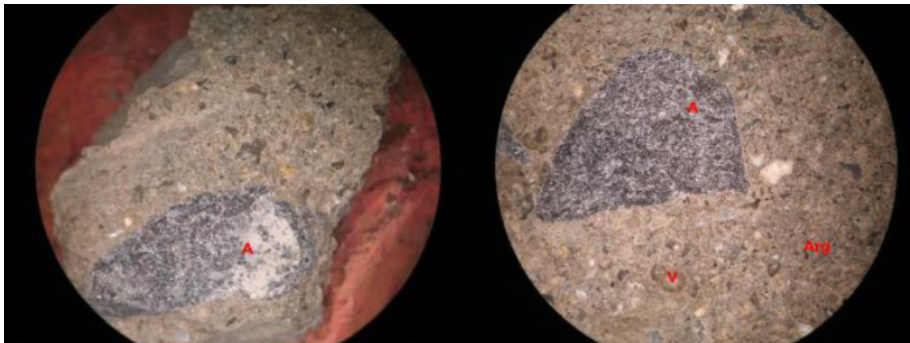


Figura 5 -a)Aspecto geral do concreto 18. Observa-se material branco neoformado. Aumento 12x.
b)Aspecto geral do concreto CP 6. Observa-se ausência de material branco neoformado preenchendo os vazios. Aumento 12x.

3.1.3 Aspectos estruturais e texturais do concreto por microscopia óptica

O microscópio óptico observou-se a presença de microfissuras na argamassa e no contato agregado/argamassa. Essas fissuras podem ter sido geradas no momento da preparação da amostra, uma vez que é necessário romper com o martelo o concreto para a separação da amostra. Entretanto, nenhuma fissura estava preenchida com material neoformado, como por exemplo, a etringita.

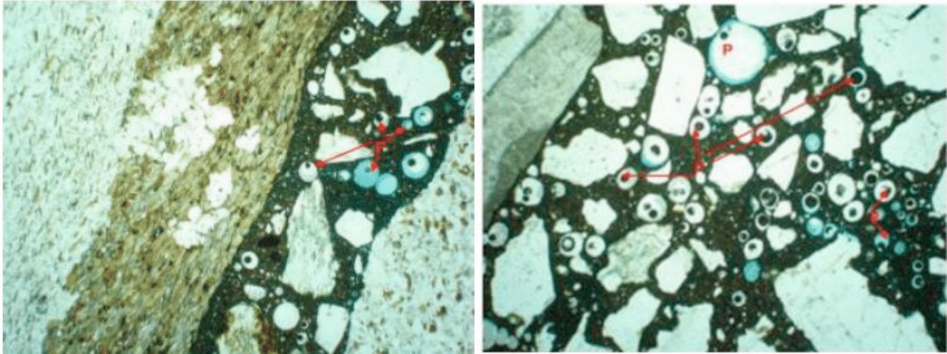


Figura 6 -a)Aspecto geral do concreto CP22. Poros vazios(P). Aumento 10x. b) Aspecto concreto CP 18. Poros vazios. Ampliação 40x.

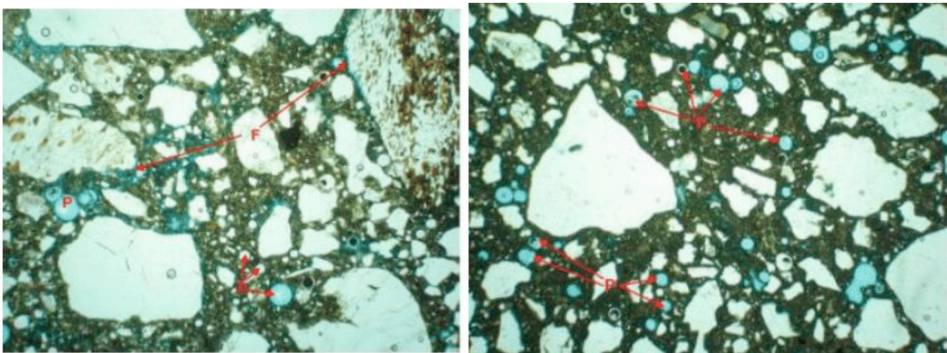


Figura 6 -a)Aspecto geral do concreto CP 6. Poros vazios(P). Aumento 10x. b) Aspecto concreto CP 9. Poros vazios. Ampliação 10x.

3.1.4 Análise Petrográfica dos Agregados

Os agregados estudados são compostos por agregado dpo tipo pedra britada e areia proveniente de britagem de rocha. O Quadro 2 demonstra as características gerais macroscópicas do agregado graúdo.

Características	Tipo	Pedra Britada
	Cor	Cinza esbranquiçada
	Forma	Equidimensional e anguloso
	Grau de arredondamento	Angulosos
	Intervalo de variação	0,5cm a 2,5cm
	Dimensão média	1,5cm
Caracterização Físico mecânica	Friabilidade	Não friável
	Compacidade	Compacto
	Tenacidade	Elevada

Quadro 2 – Características gerais do Agregado Gráudo.

O Quadro 3 demonstra a descrição petrográfica, feita no microscópio óptico de luz transmitida, do agregado gráudo predominante nos concretos.

Mineralogia	Principal	Quartzo, feldspato e biotita
	Subordinada	Sericita-muscovita, titanita, clorita e opacos
	Reativa/deletéria	Quartzo com extinção ondulante(Não foi possível medir ângulo de extinção):5%; e quartzo microcristalino: >5%
Textura	Bandada	
Granulação	Inequigranular – Média fina	
Feldspato(mirmequitas e pertitas)		-
Alteração	Pouco alterada	
Deformação do agregado	Quartzo deformado; minerais estirados segundo a orientação preferencial da rocha e bandas de minerais; micáceos alternados com bandas de minerais quartzo-feldspáticos.	
Tipo de rocha	Metamórfica	
Classificação petrográfica	Biotita Xisto	
Reatividade potencial	Agregado potencialmente reativo	

Quadro 3 – Síntese das características petrográficas do Agregado Gráudo.

Características microscópicas	Grau de arredondamento	Anguloso e subanguloso
	Impregnações	-
Mineralogia	Principal	Quartzo
	Subordinada	Feldspato e mica
Tipo/origem		
Alteração	Pouco nas micas	

Quadro 4 – Síntese das características petrográficas do Agregado Miúdo.

Do ponto de vista físico mecânico, a alta tenacidade e alteração incipiente de sus constituintes, permitem considerar os agregados utilizados nos concretos como de boa qualidade. Entretanto, o agregado graúdo, classificado como biotita xisto, foi considerado potencialmente reativo.

A reatividade da amostra (Biotita xisto) está relacionada a presença significativa de quartzo microcristalino, numa frequência maior que 5%. Além do ponto de vista mineralógico, a deformação observada no agregado graúdo pode favorecer o desencadeamento de reações expansivas do tipo álcali-sílica (RAS).

Essas concentrações de fases minerais deletérias ultrapassam os limites máximos estabelecidos pela NBR 15577-3/18, o que classifica esta amostra como potencialmente reativa.

As Figuras 7 e 8 ilustram as principais feições dos agregados graúdos e a disposição dos agregados graúdos e a disposição dos agregados miúdos.

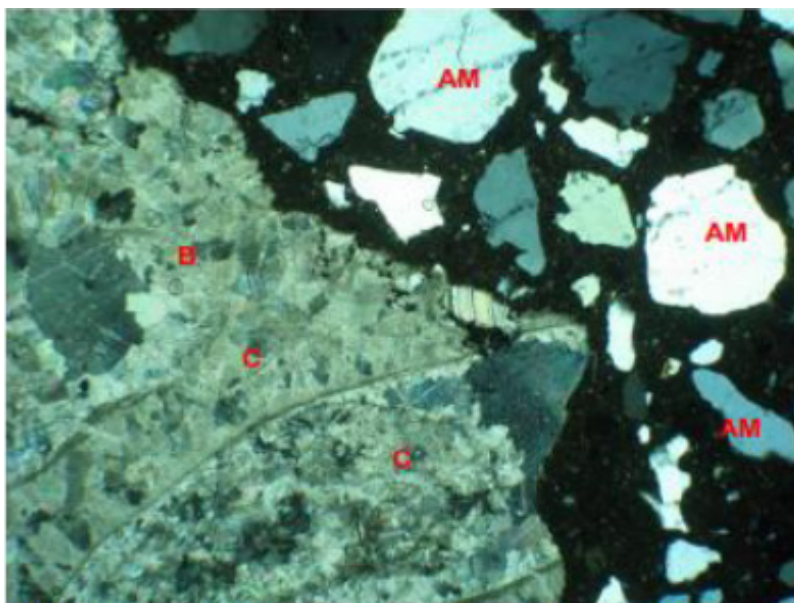


Figura 7 – Fragmentos de concreto CP 22 -Fotomicrografia do agregado graúdo no qual se observa biotitas e moscovitas estiradas segundo a foliação da rocha(B), faixa quartzo/feldspáticas(Q), feldspato(F) e agregado miúdo(M).Microscópio de luz transmitida. Nicóis cruzados. Ampliação 40x.

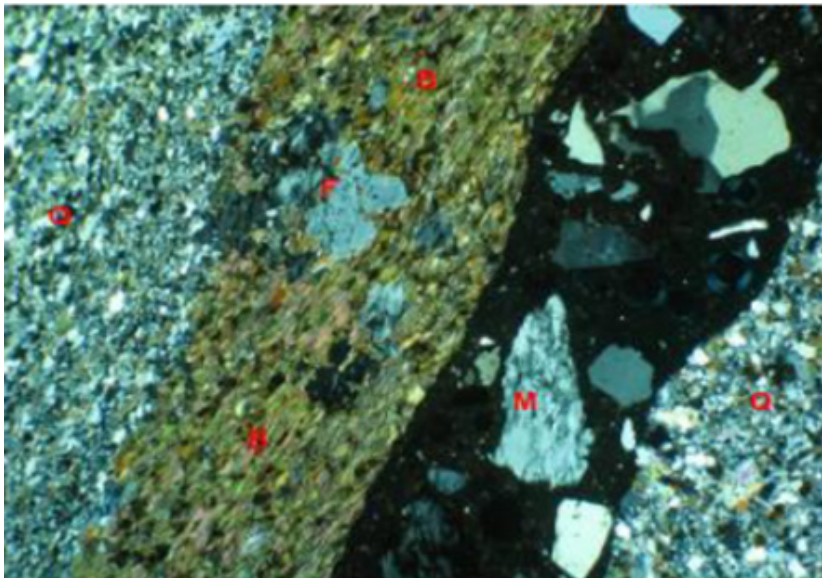


Figura 8 – Fragmentos de concreto CP 18 -Fotomicrografia do agregado graúdo no qual se observa metalcalcário, no qual se observa carbonatos(C), quartzo(pontos cinza), opacos(pontos escuros) e agregado miúdo(AM). Nicóis cruzados. Ampliação 40x.

3.1.5 Aspectos estruturais e texturais do concreto por microscopia eletrônica de varredura(MEV)

Com o objetivo de melhor detalhar a microtextura e a microestrutura dos concretos e, em especial, caracterizar a ocorrência de reação álcali-agregado(RAA) ou ataque por sulfatos, através de seus produtos, foram realizadas análises ao microscópio eletrônico de varredura(MEV).

De um modo geral, as observações ao microscópio demonstraram que os concretos apresentaram características microestruturais e texturais compatíveis com concretos de boa qualidade. Entretanto, deve contrapor que essas amostras encontram-se muito porosas, como pode ser verificado nas Figura 9 – a – b.

Mesmo o agregado ter sido classificado como potencialmente reativo pelo exame petrográfico, as análises locais preferenciais de disposição dos géis e cristais resultantes da reação álcali-agregado, isto é, as zonas de interface agregado-argamassa, superfície de deslocamento do agregado graúdo, entre outros, revelou a ausência de minerais característicos da reação álcali-agregado, como demonstra as figura 10 – a -b.

Cumprе salientar que apenas na amostra CP 22, foi observada a ocorrência, em um único ponto, de etringita, na argamassa, como ilustra a Figura 11.

A etringita ocorre de forma compactada, o que sugere a ocorrência de ataque interno por sulfatos. Observa-se no Gráfico da Figura 12 a presença de enxofre(S), indicativo da sua ocorrência.

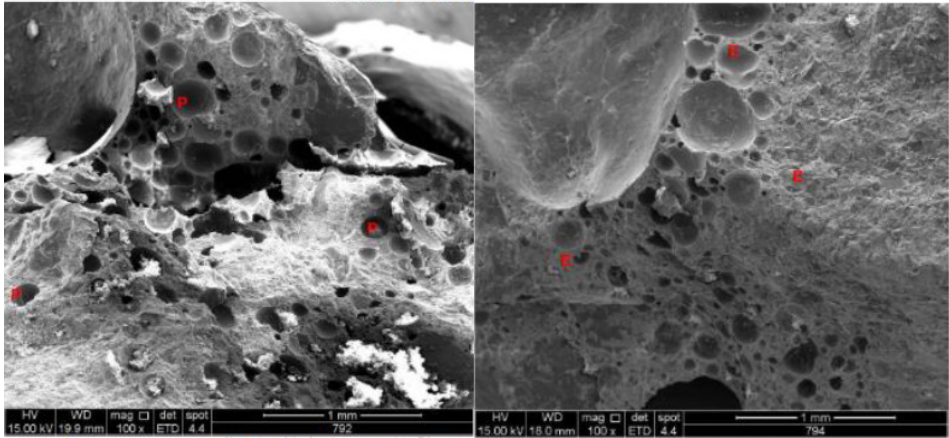


Figura 9 – a) Aspecto ao microscópio eletrônico de alta porosidade do concreto. Observar que os poros(P) encontram-se vazios. – Aumento de 100x – MEV. Concreto CP 22. b) Aspecto ao microscópio eletrônico de alta porosidade do concreto. Observar que os poros(P) encontram-se vazios. – Aumento de 100x – MEV. Concreto CP 6.

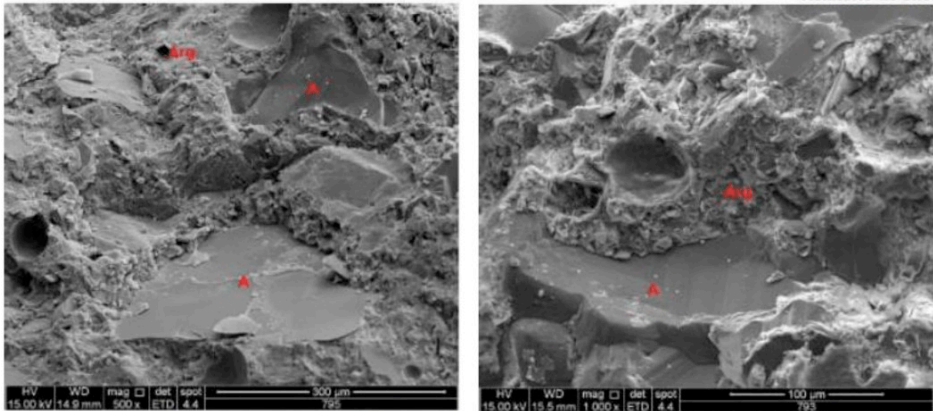


Figura 10 – a) Aspecto ao microscópio eletrônico, do qual se observa contato agregado A/argamassa Arg sem evidência de manifestação patológica – aumento de 1000x – MEV – Concreto CP 18. b) Aspecto ao microscópio eletrônico, do qual se observa contato agregado A/argamassa Arg sem evidência de manifestação patológica – aumento de 500x – MEV – Concreto CP 9.

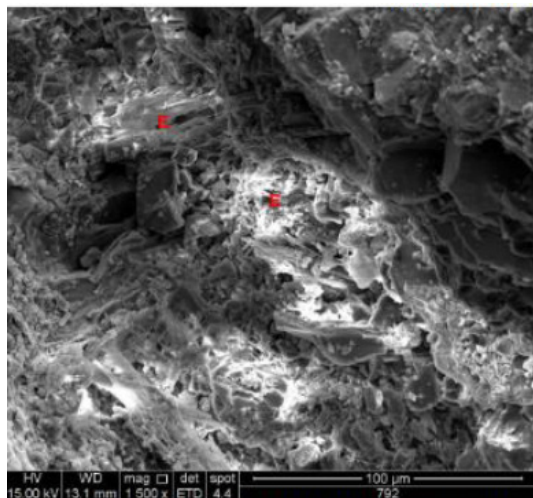


Figura 11 – a) Aspecto ao microscópio eletrônico da etringita(E) compactada na argamassa– aumento de 1500x – MEV – Concreto CP 22.

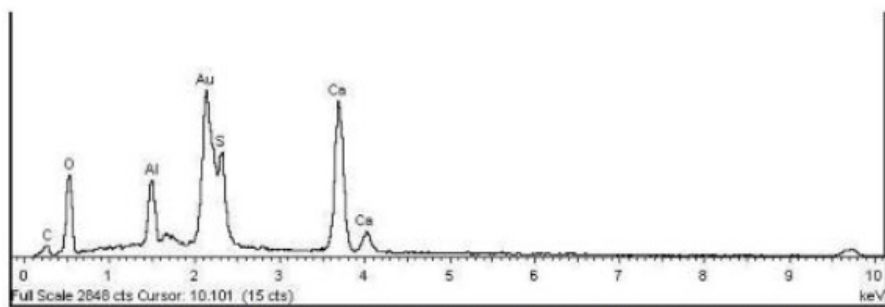


Figura 12 – a) Gráfico de EDS, no qual se observa a composição aproximada de etringita. Notar o conteúdo de enxofre(S) – Microscópio eletrônico de varredura/EDS. Realizado no produto da Figura 11.

4 | CONCLUSÕES

De um modo geral, os concretos apresentaram características e aspectos estruturais e texturais próprios de concretos submetidos a processos inadequados de adensamento, devido a alta macroporosidade. Entretanto, a distribuição regular dos agregados graúdos em meio a argamassa evidencia uma boa homogeneização da mistura, exceção feita a amostra de concreto CP 9, que apresentou uma falta de homogeneização da mistura.

Embora o agregado tenha sido classificado como potencialmente reativo, não foram identificadas feições típicas da ocorrência da reação álcali-agregado, em todas as técnicas empregadas.

Vale a pena comentar que apenas a amostra CP22 foi observada a ocorrência pontual de etringita compactada, na argamassa. Ela foi identificada pelo MEV e confirmada pela observação do espectro, com composição de silico-sulfato de cálcio e alumínio.

A observação de etringita com morfologia compactada reveste-se de importância por

ser associada a etringita tardia, uma das características sugestivas de ataque interno por sulfato na amostra. Entretanto, no caso em estudo, sua rara ocorrência, aliada aos baixos valores de SO₃ e de enxofre na forma de sulfeto indicam não haver sulfatos suficientes no sistema, para o desenvolvimento dessa reação.

Em suma, a ocorrência dos produtos referentes ao ataque por sulfatos encontram-se de forma muito pontual e os concretos encontram-se íntegros, sem nenhuma evidência de manifestação patológica importantes. Entretanto dado o caráter reativo dos agregados. Sugere-se o monitoramento periódico desses concretos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15577-1, agregados – Reatividade álcali-agregado – Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto, 2008.

ABNT NBR 15577-1/18 Agregados - Reatividade álcali-agregado - Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto

ABNT NBR 15577-4/18 Agregados - Reatividade álcali-agregado - Parte 4: Determinação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado

ABNT NBR 16372/15 Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine)

ABNT NBR 16697/18 Cimento Portland – Requisitos

ABNT NBR NM 17/12 Cimento Portland - Análise química - Método de arbitragem para a determinação de óxido de sódio e óxido de potássio por fotometria de chama.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15577-1, agregados – Reatividade álcali-agregado – Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto, 2008.

BATTAGIN, A.; SILVEIRA, A.L.; MUNHOZ, F.; BATTAGIN, I. Associação Brasileira de Cimento Portland. A evolução da cultura da prevenção da reação álcali-agregado no mercado nacional. In: Concreto e construções. Ano 44. Ed. Ibracon, Jul-Set 2016.

BHATTY, M. S. Y.. Mechanism of pozzolanic reactions and control of alkali-aggregate expansion. Cement, Concrete and Aggregates, West Conshohocken, v.7, n.2, 1985.

CARASEK, H.; CASCUDO, O.; CAETANO, G. Contribuição à previsão de danos para estruturas de concreto atacadas pela reação álcali-silica. In: Concreto e construções. Ano 44. Ed. Ibracon, Jul-Set 2016.

CHATTERJI, S.; THAULOW, N.. Studies on alkali-silica reaction. Cement and Concrete Research, West Conshohocken, 1989.

DAHER, C. H. S. Avaliação do grau de influência de parâmetros de contorno no ensaio de reatividade potencial álcali-agregado pelo método acelerado. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

DIAMOND, S.. Alkali Silica Reactions: Some Paradoxes. Cement and Concrete Composites, Amsterdã, v.19, 1997.

DUCHESNE, J.; BÉRUBÉ, M. A.. The effectiveness of supplementary cementing materials in suppressing expansion due to ASR: another look at the reaction mechanism: pore solution chemistry. Cement and Concrete Research, West Conshohocken, v.24, n.2, 1994.

DUCHESNE, J.; BÉRUBÉ, M.A.. The effectiveness of supplementary cementing materials in suppressing expansion due to ASR: another look at the reaction mechanism: concrete expansion and portlandite depletion. Cement and Concrete Research, West Conshohocken v.24, n.1, 1994.

FUSCO, P.B.. Estruturas de Concreto. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, v.1, 1976.

GLASSER, L. S. D.; KATAOKA, N.. The chemistry of alkali-aggregate reaction. Cement and Concrete Research, West Conshohocken, v.11, 1981.

HASPARYK, N. P.. Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado. Tese (Doutorado em

FRAGA, Y. S. B.; SILVA, C. M. M. A.. Efeitos de adições minerais para mitigação de reações álcali-agregado no concreto: estado da arte. Engineering Sciences, v.5, n.1, p.1-13, 2017.

HELENE, P.. Manual de Reparo, Proteção e Reforço de Estruturas de Concreto. São Paulo: Editora Rehabilitar, 2005. HELENE, P.. Manutenção para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto. 2 ed. São Paulo: Pini, 1992.

HOBBS, D. W.. Alkali-silica reaction in concrete. London: 1988.

DOLAR-MANTUANI, L. M. M. Undulatory extinction in quartz used for identifying alkali aggregate reactivities rocks. In: OBERHOLSTER, R. E. (Ed.). **Proceedings of the 5. International Conference on Alkali Reaction in Concrete**. Cape Town: [s.n.], 1981. p. 252.

MIZUMOTO, Camilo. **Investigação da reação álcali-agregado (RAA) em testemunhos de concreto e agregados constituintes**. 2009. 162 f. Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2009. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/11449/91463>>.

MEHTA, P. K.. Concreto Sustentável. Revista Técnica. São Paulo: 2008.

PREZZI, M.. Analysis of the Mechanism of Concrete Deterioration. Berkeley: University of California, 1995.

POOLE, A.B. Introduction to alkali-aggregate reaction in concrete. In: SWAMY, R. M. (Ed.). **The Alkali-aggregate reaction in concrete**. New York: Taylor & Francis Elibrary, 2003. p. 1-29.

RAMACHANDRAN, V. S.. Alkali-aggregate expansion inhibiting admixtures. Cement and Concrete Composites, Amsterdã, v.20, n.3, 1998.

SANCHEZ, L., KUPERMAN, S., HELENE, P. Reação álcali-agregado – Método Acelerado Brasileiro de Prismas de Concreto (ABCPT). Anais de 50º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2008 – 50CBC0223, 2008.

SILVEIRA, A. A.. Contribuição ao estudo do efeito da incorporação de cinza de casca de arroz em concretos. Efeitos de adições minerais para mitigação de reação álcali-agregado. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

TIECHER, Francieli. Reação álcali-agregado: avaliação do comportamento de agregados do sul do Brasil quando se altera o cimento utilizado. UFRGS, Porto Alegre, 2006.

VIVIAN, H. E.. The process of alkali-aggregate reaction. Proceedings. Alkali in Cement and Concrete. London: 1983. WANG, H.; GILLOTT, J. E.. Mechanism of alkali-silica reaction and the significance of calcium hydroxide. Cement and Concrete Research, West Conshohocken, v.21, 1991.

ANÁLISE DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS, FÍSICAS E DE DURABILIDADE DO CONCRETO POLÍMERO DESENVOLVIDO A PARTIR DA UTILIZAÇÃO DE RESINA POLIURETANA VEGETAL

Data de aceite: 01/07/2021

Data de submissão: 04/06/2021

Alexandre Rodriguez Murari

Instituto de Arquitetura e Urbanismo,
Universidade de São Paulo (IAU/USP)
São Carlos – SP
<http://lattes.cnpq.br/0768654046027780>

Giovanna Jacomelli

Escola de Engenharia de São Carlos,
Universidade de São Paulo (EESC/USP)
São Carlos – SP
<http://lattes.cnpq.br/2420191542717052>

Victor José dos Santos Baldan

Instituto de Arquitetura e Urbanismo,
Universidade de São Paulo (IAU/USP)
São Carlos – SP
<http://lattes.cnpq.br/5714966948798458>

Eduvaldo Paulo Sichieri

Instituto de Arquitetura e Urbanismo,
Universidade de São Paulo (IAU/USP)
São Carlos – SP
<http://lattes.cnpq.br/2918779057963012>

Javier Mazariegos Pablos

Instituto de Arquitetura e Urbanismo,
Universidade de São Paulo (IAU/USP)
São Carlos – SP
<http://lattes.cnpq.br/2146473359118521>

RESUMO: A necessidade de investir em tecnologias ecologicamente sustentáveis é cada vez mais notória, inclusive no âmbito

da construção civil. No caso do concreto, por exemplo, são continuamente buscados componentes alternativos ao aglomerante, que apesar de ser o elemento que confere resistência ao concreto, causa sérios danos ao ambiente em sua produção, como a poluição em função da emissão de CO₂. Nesse sentido, o concreto polímero surge como uma alternativa, ao empregar a resina poliuretana de origem vegetal (*Ricinus communis*) em substituição ao cimento Portland. A presente pesquisa teve como finalidade analisar as propriedades físicas e mecânicas e a resistência ao fogo do concreto desenvolvido a partir da incorporação dos agregados miúdo e graúdo à resina vegetal poliuretana de mamona. Para tanto, foram moldados corpos de prova com diferentes teores de resina, com o intuito de avaliar a variabilidade do comportamento do composto. Os resultados dos ensaios executados demonstram que o material desenvolvido tem potencial para a continuidade da pesquisa e para futuras aplicações pelo setor da construção civil.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto polímero; resina poliuretana vegetal; propriedades mecânicas e físicas; sustentabilidade; construção civil.

ANALYSIS OF THE MECHANICAL,
PHYSICAL AND DURABILITY
PROPERTIES OF THE POLYMER
CONCRETE DEVELOPED FROM THE
USE OF VEGETAL POLYURETHANE
RESIN

ABSTRACT: The need to invest in ecologically sustainable technologies is increasingly evident, including in the field of civil construction. In the

case of concrete, for example, alternative components to the binder are continually sought, which despite being the element that gives concrete strength, causes serious damage to the environment in its production, such as pollution due to CO₂ emissions. In this sense, polymer concrete appears as an alternative, by using polyurethane resin of plant origin (*Ricinus communis*) in replacement of Portland cement. This research aimed to analyze the physical and mechanical properties and fire resistance of concrete developed from the incorporation of fine and coarse aggregates to the polyurethane plant resin of castor bean. For this purpose, specimens with different resin contents were molded in order to assess the variability of the compound's behavior. The results of the tests carried out demonstrate that the material developed has potential for continuing research and for future applications by the civil construction sector.

KEYWORDS: Polymer concrete; vegetable polyurethane resin; physical and mechanical properties; sustainability; civil construction.

1 | INTRODUÇÃO

Atualmente nota-se uma crescente necessidade de se discutir a sustentabilidade frente ao desenvolvimento e o crescimento da humanidade. Segundo Agopyan (2011), o principal desafio relacionado a essa questão é o de promover a evolução da economia, de forma que se atenda as expectativas e necessidades da sociedade, mantendo um ambiente saudável para esta e futuras gerações. Nesse sentido, a indústria da construção civil tem um papel determinante no desenrolar de todo esse processo, já que possui responsabilidade por uma grande parcela na geração de poluentes, resíduos e no consumo de recursos.

A produção de cimento, por exemplo, é responsável por aproximadamente, 5% da emissão de CO₂ derivada da atividade humana (AGOPYAN, 2011), sem considerar o elevado consumo de água, energia e agregados (para produção do concreto, por exemplo), bem como a geração de resíduos sólidos oriundos de todo o processo. Assim, torna-se evidente a necessidade de se desenvolver tecnologias capazes de eliminar, ou ao menos reduzir de forma significativa, o consumo de cimento na execução de projetos de engenharia. Os chamados concretos sustentáveis, desse modo, mostram-se uma alternativa bastante interessante de pesquisa e aplicação no âmbito da construção e da tecnologia de materiais. Um desses tipos de concreto a ser destacado é o concreto polímero, principal objetivo desse estudo, que visa a substituição do cimento pela resina vegetal poliuretana de mamona.

O concreto polímero – classificado como um compósito, é um material heterogêneo resultante da combinação de pelo menos dois componentes com características diversas (ISAIA, 2007). O primeiro componente é descontínuo e responsável pela resistência aos esforços mecânicos, nesse caso os agregados miúdo e graúdo. Já o segundo, é contínuo e, desse modo, forma um meio onde se é possível realizar a transferência dos esforços, a matriz, que no composto em estudo é formada pela resina vegetal poliuretana com função de aglomerante (BALDAN, 2015).

A resina poliuretana vegetal utilizada nessa pesquisa é a poliuretana bi componente (formada por um pré-polímero com terminação isocianato e um polioliol), obtida a partir da extração do óleo de mamona. Esse material, ao contrário das poliuretanas provenientes do petróleo, é completamente atóxico, pois não contém qualquer tipo de material volátil pesado, sendo pouco agressiva ao meio ambiente (LIMA, 2015; ZAGO, 2018).

Dentre as vantagens na utilização de um aglomerante de origem predominantemente vegetal em substituição do cimento, além das já citadas anteriormente com relação a emissão de CO₂ na atmosfera, destaca-se a ausência da utilização direta de água na composição de sua matriz, sendo empregada somente a resina na mistura como material ligante. Assim, nota-se a importância de um futuro desenvolvimento desse composto para aplicação em elementos construtivos em escala industrial, bem como a continuidade desse estudo, pois pode proporcionar uma série de benefícios com relação a sustentabilidade no âmbito da construção civil (PABLOS, 2008; MOURA, 2015).

2 | OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é apresentar os resultados de caracterização das propriedades mecânicas e físicas e da resistência ao fogo do concreto desenvolvido a partir da incorporação dos agregados miúdo e graúdo à resina vegetal poliuretana de mamona.

3 | METODOLOGIA

O presente estudo contou com o processo de caracterização dos agregados utilizados, preparação dos componentes do traço para mistura, moldagem dos corpos de prova e ensaios preliminares de avaliação do material com diferentes teores de resina.

3.1 Caracterização dos agregados

Inicialmente foram executados ensaios para a determinação da composição granulométrica dos agregados miúdo (areia média) e graúdo (pedrisco) segundo as especificações contidas na NM 248 (ABNT, 2003).

Amostras dos dois tipos de agregados foram previamente inseridas em estufa e suas massas previamente determinadas. As peneiras do conjunto de ensaio foram encaixadas com abertura de malha em ordem decrescente da base para o topo, comum recipiente adequado de fundo. As amostras foram colocadas separadamente sobre a peneira superior para o início do ensaio com a agitação mecânica do conjunto durante um período pré-determinado de tempo, de modo que fosse possível a separação e posterior classificação de cada um dos grãos componentes da amostra. Para isso, foi separado o conjunto e em seguida pesada a quantidade de material retida em cada uma das peneiras, constituindo assim as curvas granulométricas dos agregados e seus respectivos módulos de finura. O

diâmetro máximo característico e o módulo de finura de cada um dos agregados seguem descritos na Tabela 1.

Agregado	Diâmetro máximo característico (mm)	Módulo de finura (mm)
Areia média	0,60	1,25
Pedrisco	9,50	2,55

Tabela 1 – Dados de caracterização granulométrica.

Ainda como forma de caracterizar o material, foram também determinados os parâmetros de massa específica de acordo com a ABNT NBR NM 52 para os agregados miúdos e graúdos.

A massa específica é a relação numérica entre a massa do agregado seco e seu volume, e foi determinada em laboratório de acordo com o procedimento descrito a seguir. Primeiramente, foi pesado uma amostra de 500g de areia média, colocada no frasco de Chapman aferido, completando-o com 200 g de água. Move-se o frasco de modo que seja possível eliminar as bolhas de ar e realiza-se a leitura, após alguns segundos de estabilização dos componentes no frasco. A massa específica foi calculada de acordo com a Equação 1:

$$d_1 = \frac{m}{V - V_a} \quad (\text{Equação 1})$$

Considerando que o pedrisco utilizado no estudo, possui componentes de dimensões reduzidas, optou-se por realizar a determinação da sua massa específica de modo similar ao procedimento descrito para areia média, sendo apenas alterados as massas de agregado e de água para cada procedimento, 400 g e 300 g, respectivamente.

Os dados observados durante o procedimento, bem como os resultados médios obtidos para massa específica dos agregados, estão descritos na Tabela 2.

Dado	Areia média	Pedrisco
Amostra 1 (g)	500	400
Amostra 2 (g)	500	400
1ª Leitura (mm)	390	439
2ª Leitura (mm)	389	439,5
d média (g/cm³)	2,64	2,87

Tabela 2 – Massa específica dos agregados.

Posteriormente, foi estudada também a massa unitária de cada um dos agregados

empregados na pesquisa. Tal procedimento foi executado com base na norma ABNT NBR NM 45 que trata da relação entre a massa do agregado lançado em um recipiente e o volume do mesmo. Para o ensaio da areia média, foi totalmente preenchida uma caixa de 15 litros de volume, previamente tarada, e foi medida a massa conjunta do recipiente e do agregado, com a superfície da caixa nivelada. Esse processo foi executado 3 vezes. Para a determinação da massa unitária do pedrisco, o procedimento realizado foi semelhante, sendo alterado apenas o recipiente utilizado no processo que continha 3 litros de volume. A massa unitária foi obtida de acordo com a Equação 2. Os dados coletados no ensaio, bem como a massa unitária média para os dois agregados, estão descritos na Tabela 3.

$$\rho_{ap} = \frac{m_{ar} - m_r}{V} \quad (\text{Equação 2})$$

Pedrisco		Areia média	
Tara (g)	3089	Tara (g)	4395
Massa 1 (g)	4301	Massa 1 (g)	2373
Massa 2 (g)	4279	Massa 2 (g)	2392
Massa 3 (g)	4293	Massa 3 (g)	2378
ρ média (g/cm ³)	1,43	ρ média (g/cm ³)	1,29

Tabela 3 – Massa unitária dos agregados.

Os resultados obtidos a partir dos ensaios de caracterização mostraram-se de grande relevância ao longo do estudo, devido à influência da granulometria no comportamento da resina componente da matriz do compósito e também devido a utilização dos valores obtidos para massa unitária e específica na determinação dos traços estudados.

3.2 Estudo dos traços

Inicialmente, foi definido um traço base experimental, considerando uma proporção de 2:1 entre os componentes da resina (duas partes de polioliol para uma parte de pré-polímero) e moldados quatro amostras em formas metálicas de 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura, considerando uma massa de agregados proporcional ao volume total dos corpos de prova produzidos. As quantidades em massa dos componentes do traço estão indicadas na Tabela 4.

Traço 1	
Areia média (g)	270
Pedrisco (g)	180
Pré-polímero (g)	36
Poliol (g)	64

Tabela 4 – Traço em massa para um corpo de prova.

Durante o processo de moldagem, descrito posteriormente, notou-se uma grande expansão volumétrica do composto, verificado posteriormente como um fenômeno causado pela resina poliuretana componente da matriz. Isso se dá, devido a liberação de gases durante a reação de polimerização das partes componentes da resina já que, devido a presença de granulometrias extremamente reduzidas na areia e no pó de basalto do pedrisco, é formada uma película de materiais finos na superfície do concreto, que impede a saída dos produtos gasosos da polimerização. Desse modo, foi observado que as amostras resultantes desse procedimento apresentavam um elevado número de vazios, o que contribuíram de modo negativo nos resultados dos ensaios de resistência a compressão.

A partir das observações realizadas na confecção do traço base, foi necessário buscar alternativas frente a expansão da matriz. A primeira delas foi a de utilizar na composição do mesmo traço, somente os agregados retidos acima da peneira de malha de 0,3 mm, tanto para a areia média, quanto para o pedrisco, reduzindo, dessa forma, a formação da película. Concomitantemente a esse procedimento, foi estabelecido o confinamento do concreto polímero nas fôrmas metálicas, para que fosse possível limitar fisicamente a expansão do composto. Foi observado que mesmo com as precauções descritas, ainda ocorreu uma menor, mas significativa, expansão da resina.

Assim, optou-se pela diminuição da quantidade de resina em 20 e 30%, considerando o traço base. As quantidades em massa dos componentes dos dois novos traços estudados estão indicadas na Tabela 5.

Traço 2 (20% menos resina)		Traço 3 (30% menos resina)	
Areia média (g)	270	Areia média (g)	270
Pedrisco (g)	180	Pedrisco (g)	180
Pré-polímero (g)	28,8	Pré-polímero (g)	25,2
Poliol (g)	51,2	Poliol (g)	44,8

Tabela 5 – Quantidade em massa dos novos traços.

Com base nos traços desenvolvidos, foram executados os ensaios de resistência à compressão simples, de absorção de água e de segurança contra incêndio, e seus

respectivos resultados foram indicados nos itens subsequentes.

3.3 Moldagem e ensaios dos corpos de prova

Para a moldagem dos corpos de prova, primeiramente, os agregados foram secos em estufa a 105°C, durante 24 horas, e a areia média peneirada, sendo utilizados apenas os grãos retidos acima da peneira de 0,3mm. Antes de cada moldagem, foi necessário preparar as fôrmas a serem utilizadas cobrindo seu interior com uma camada uniforme de óleo desmoldante, seguido pela aplicação de uma tira plástica. Dessa forma, o concreto não ficou em contato com a superfície metálica do molde, o que possibilitou a retirada as amostras para a realização dos ensaios sem danos aos materiais.

Na execução da mistura, primeiramente foram pesados os agregados miúdo e graúdo, nas proporções previamente calculadas. Em seguida, foram pesadas as duas parcelas componentes da resina vegetal poliuretana, o pré-polímero e o polioli, sendo o primeiro sempre em menor quantidade que o primeiro, devido as características almejadas pelo estudo. Os componentes do traço da mistura encontram-se ilustrados na Figura 1.

Após a pesagem de todos os materiais, primeiramente foram misturadas em recipiente separado, as duas partes da resina, manualmente com o uso de uma espátula metálica durante 3 minutos. Essa combinação foi adicionada aos agregados e todos os componentes misturados, também manualmente, por aproximadamente 3 minutos, ou até que se adquira um composto coeso (Figura 2). Assim, o concreto polímero é aplicado aos moldes metálicos, com a realização de adensamento manual, por meio de leves batidas na lateral e no fundo das formas (Figura 3).

Logo após esse processo, as fôrmas foram tamponadas com peças rosqueáveis, por aproximadamente 24 horas, período necessário observado para a cura do material (Figura 4). O intuito desse procedimento é o de evitar a expansão da resina componente, e a conseqüente segregação da matriz e do reforço do compósito, dado pela separação dos materiais após a moldagem.



Figura 1 – Materiais componentes do traço.

Fonte: Autores, 2019.



Figura 2 – Mistura do concreto polímero.

Fonte: Autores, 2019.



Figura 3 – Moldagem das amostras.

Fonte: Autores, 2019.



Figura 4 – Confinamento do concreto nos moldes para processo de cura.

Fonte: Autores, 2019.

Após a moldagem e decorrida a cura do concreto, as amostras foram retiradas dos moldes e foram executados ensaios de resistência a compressão aos 7 dias, ensaios de absorção de água e ensaios de resistência ao incêndio.

Os ensaios de resistência mecânica à compressão simples foram realizados em prensa hidráulica com velocidade de carregamento controlada, nas quais foi possível obter a tensão de ruptura do compósito.

Para os testes referentes a absorção de água pelo material as amostras foram, primeiramente secas em estufa por um período de aproximadamente 24 horas. Em seguida,

foram submersas em água por um período de tempo equivalente ao anterior, e ao final de cada um desses procedimentos, foi possível determinar as massas seca e saturada, respectivamente. O cálculo de absorção de água se dá de acordo com a Equação 3:

$$\text{Absorção de água} = \frac{\text{Massa seca} - \text{Massa saturada}}{\text{Massa seca}} \times 100 \quad \text{Equação (3)}$$

Os ensaios referentes a resistência do compósito a ação do fogo foram executados no Laboratório de Geossintéticos do Departamento de Geotecnia da EESC-USP, de acordo com as diretrizes da UL – 94 (2001).

4 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Observações quanto ao comportamento da poliuretana vegetal

Como já mencionado anteriormente, quando misturada com os agregados estudados, se existir uma concentração elevada de materiais finos, forma-se uma película superficial que impede que os produtos de reação sejam liberados no ambiente, promovendo assim, a expansão da resina.

Durante o desenvolvimento do estudo, foi analisado o comportamento da resina frente aos finos separando, por meio do uso do peneirador elétrico, as frações de agregado que não são retidas na peneira de malha 0,3 mm. Para avaliação desses parâmetros foram manualmente misturadas essas frações separadas dos finos com pequenas quantidades da resina poliuretana, sendo marcadas visualmente sua expansão, como ilustrado na Figura 5, em que a substância estava em contato com a porção fina presente no pedrisco.



Figura 5 – Demonstração da expansão da resina.

Fonte: Autores, 2019.

Esse resultado motivou as alterações já descritas na metodologia, no traço base pensado inicialmente, bem como a alteração da matriz que será utilizada na continuidade da pesquisa, da qual será abolida a utilização de areia média, sendo colocado somente o pedrisco (sem sua fração granulométrica fina) e a resina poliuretana vegetal.

4.2 Ensaio de resistência a compressão

Os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados aos sete dias de idade, com base nas orientações prescritas nas normas para concretos convencionais. Foram ensaiados três amostras para cada traço definido, como ilustrado na Figura 6.

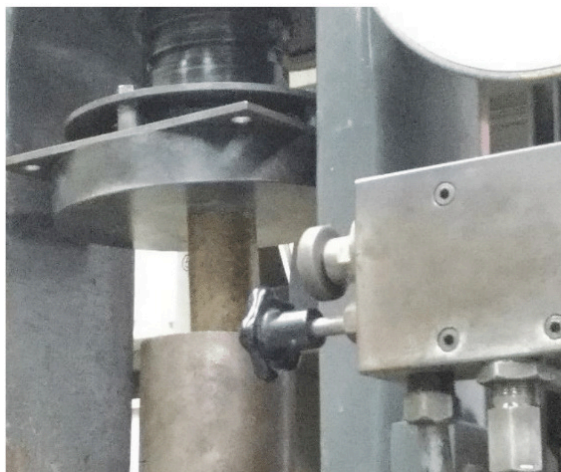


Figura 6 – Demonstração do ensaio de compressão simples.

Fonte: Autores, 2019.

Os resultados médios obtidos para os ensaios de resistência à compressão simples estão indicados da na Tabela 6.

Resistência a compressão média	
Traço 1 (MPa)	3,00
Traço 2 (MPa)	6,60
Traço 3 (MPa)	7,13

Tabela 6 – Resistência a compressão simples dos traços estudados.

Os valores medidos demonstram uma forte relação entre a expansão do composto e sua resistência mecânica à compressão já que os traços com menores teores da poliuretana apresentaram uma resistência bastante superior. Isso se dá devido à alta concentração de vazios promovida pelo processo expansivo, que atuou de forma bem menos significativa

nos traços 2 e 3, desenvolvidos nessa pesquisa

4.3 Ensaios de absorção de água

Os dados coletados e os resultados referentes a absorção média de água pelo concreto polímero estão indicados na Tabela 7, para cada um dos traços executados.

Dados	Traço 1	Traço 2	Traço 3
Massa seca (g)	311,00	311,00	311,00
Massa saturada (g)	312,80	312,80	312,80
Absorção de água (%)	0,60	0,60	0,60

Tabela 7 – Valores médios para absorção de água.

Com base nos resultados obtidos nos ensaios é possível notar que o compósito em estudo é um material de baixa absorção de água, com valores medidos menores que 1%. É possível notar também o efeito do teor de resina contido em cada um dos traços, já que as misturas em que foram empregadas menores quantidades, incorporam valores maiores de água por absorção, o que consequentemente implica que quanto maior o teor de resina, menor a permeabilidade da composição.

4.4 Ensaios de resistência ao incêndio

Com relação ao ensaio de resistência ao fogo, quando executado de acordo com a norma UL - 94 (2001), o material ensaiado apresentou-se autoextinguível e que não propaga chamas.

5 | CONCLUSÃO

É notória, como já explicitado anteriormente, a relevância de estudos como o apresentado nessa pesquisa, para o desenvolvimento cada vez mais sustentável nas tecnologias empregadas na construção civil. Os resultados expressos demonstram a possibilidade de aplicação desse compósito, com diversas vantagens do ponto de vista ambiental com a substituição do cimento Portland por um aglomerante de origem renovável. Com relação aos dados apresentados, percebe-se que a aplicação da poliuretana vegetal requer análises bastante sensíveis a respeito do seu comportamento no concreto, e que sua dosagem interfere diretamente nas respostas físicas e mecânicas do composto.

O material desenvolvido apresentou propriedades mecânicas e físicas satisfatórias quando comparadas entre si. A não variabilidade de valores nos ensaios de propriedades físicas é explicada pelo fato da resina vegetal poliuretana permitir no máximo tais taxas de absorção de água. Além disso, o comportamento de resistência ao incêndio, por tratar de um material autoextinguível, pode ser indicado para o setor da construção civil. O fato do

material ser considerado autoextinguível também é explicado pelo fato da resina vegetal poliuretana apresentar teores de retardância de chamas.

REFERÊNCIAS

Agopyan , Vahan. **O desafio da sustentabilidade na construção civil**. São Paulo: Blucher, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. “NBR NM 248: Agregados - **Determinação da composição granulométrica.**” Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. “NBR NM 45: Agregados - **Determinação da massa unitária e do volume de vazios.**” Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. “NBR NM 52: Agregado miúdo - **Determinação da massa específica e massa específica aparente.**” Rio de Janeiro, 2009.

Baldan, V. J. S. “**Desenvolvimento e caracterização de placas poliméricas produzidas a partir da reciclagem do resíduo industrial de poliuretana termofixa.**” Dissertação (Mestrado), Instituto de Arquitetura e Urbanismo , Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2015.

Isaia, Geraldo Cechella. **Materiais de construção civil e princípios de ciências e engenharia de materiais**. São Paulo: IBRACON, 2007.

Lima, C. R. B. “**Revestimentos hidráulicos – entre arte e tecnologia: passado, presente e novas possibilidades.**” Dissertação (Mestrado), Instituto de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2015.

Moura, W. M. “**Britador de resíduos sólidos da construção civil: projeto de equipamento móvel de pequeno porte.**” Dissertação (Mestrado), Instituto de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2015.

Pablos, J. M. “**Estudo para reutilização do resíduo sólido constituído pelas areias de fundição aglomeradas com argila, através da técnica de solidificação/estabilização em matrizes de cimento Portland, para aplicação no setor da construção civil.**” Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2008.

UL – 94: “**Test for flammability of plastic materials for parts in devices and appliances**”, Underwriters Laboratories, Northbrook (2001).

Zago, M. S. A. “**Estudo para reutilização das cinzas do bagaço da cana-de-açúcar em matrizes cimentícias visando aplicação na construção civil.**” Dissertação (Mestrado), Instituto de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2018.

AVALIAÇÃO DA SUBSTITUIÇÃO PARCIAL DO CIMENTO PORTLAND POR CINZAS DE OLARIAS NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CONCRETO ESTRUTURAL

Data de aceite: 01/07/2021

Data de submissão: 04/06/2021

Larissa Barbosa de Lima

Aluna de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte
Natal – Rio Grande do Norte
<http://lattes.cnpq.br/9376835379853536>

Jozilene de Souza

Professora de Construção Civil do Instituto Federal do Rio Grande do Norte
<http://lattes.cnpq.br/7406174367813289>

Júlio César Damasceno

Professor de Construção Civil do Instituto Federal do Rio Grande do Norte
<http://lattes.cnpq.br/6566084011752120>

José Edivandro de Sousa Júnior

Aluno de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal do Rio Grande do Norte
<http://lattes.cnpq.br/3303283904975413>

RESUMO: Este artigo objetivou avaliar o efeito da substituição parcial do cimento Portland por cinzas de olaria em concretos estruturais. Os materiais utilizados foram cimento Portland CP V ARI, agregado miúdo, agregado graúdo, água e aditivo plastificante. Após os ensaios de caracterização foi realizado um estudo de dosagem que possibilitou um traço igual a 1:1,2:1,5:0,45 (Cimento:Areia:Brita:Água, em massa), além de um teor de 12,5 ml de aditivo por quilo de cimento. Na sequência moldou-se corpos

de prova cilíndricos dos traços: convencional (T0), com substituição parcial de 5% do Cimento pela cinza (TC5) e com substituição parcial de 10% do Cimento pela cinza (TC10), realizando-se ensaios de absorção e resistência à compressão simples, após cura. A escolha do percentual de cinzas foi realizada seguindo os parâmetros da NBR 11578:1991 que limita o percentual de filler em 10%, já que as cinzas estudadas classificam-se como um material dessa classe. Analisando os resultados obtidos observou-se que houve um acréscimo da absorção dos traços com cinzas em relação ao traço convencional, provavelmente devido à cinza apresentar estrutura porosa. Em relação a resistência a compressão ocorreu decréscimo em relação ao traço convencional, com redução de 3% e 16% para os traços TC5 e TC10, respectivamente. Diante dos dados apresentados conclui-se que a substituição do cimento por cinzas de olarias é viável desde que se respeite o teor máximo igual a 5%, uma vez que esse teor não apresentou redução significativa na resistência a compressão do concreto.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto; cinzas de olaria; filler.

EVALUATION OF THE PARTIAL REPLACEMENT OF PORTLAND CEMENT BY POTTERY ASHES ON THE MECHANICAL BEHAVIOR OF STRUCTURAL CONCRETE

ABSTRACT: This paper aimed to evaluate the effect of the partial replacement of Portland cement by potash ash in structural concretes. The materials used were Portland cement CP V ARI,

small aggregate, large aggregate, water and plasticizing additive. After the characterization tests, a dosage study was carried out that allowed a trace equal to 1: 1,2: 1,5: 0,45 (Cement: Sand: Brita: Water, in mass), besides a content of 12, 5 ml of additive per kg of cement. Afterwards, it was molded cylindrical specimens of the traces: conventional (T0), with partial replacement of 5% of the cement by the ash (TC5) and with partial replacement of 10% of the cement by the ash (TC10). Absorption and simple compressive strength after curing. The percentage of ash was chosen according to the parameters of NBR 11578: 1991, which limits the percentage of filler to 10%, since the ashes studied are classified as a material of this class. Analyzing the obtained results it was observed that there was an increase in the absorption of the traces with ashes in relation to the conventional trait, probably due to the ash present a porous structure. In relation to the compressive strength, there was a decrease in relation to the conventional trait, with a reduction of 3% and 16% for the traces TC5 and TC10, respectively. In view of the data presented, it is concluded that the substitution of cement by potash ash is viable, provided that the maximum content is equal to 5%, since this content did not show a significant reduction in the compressive strength of the concrete.

KEYWORDS: Concrete; pottery ashes; filler.

1 | INTRODUÇÃO

A discussão sobre o desenvolvimento sustentável tem ganhado cada vez mais espaço na atualidade, cabe enfatizar que esta temática está presente no discurso da Organização das Nações Unidas (ONU) desde os Objetivos de Desenvolvimento do Milênio (ODM) e Agenda 21 até a proposta mais recente dos Objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) e Agenda 2030, elaborada em 2015 com a designação das 17 metas globais para os próximos 15 anos, visando o futuro da sociedade e também do planeta.

A proposta é embasada no equilíbrio das esferas econômica, social e ambiental em um modelo de desenvolvimento, conhecido como “*triple bottom line*” que em português se refere à tríade ou tripé da sustentabilidade (SOUZA, 2016). No entanto, existem diversos desafios que precisam ser enfrentados para a resolução dos problemas de uma sociedade submersa em várias crises.

Neste cenário, a construção civil é uma das áreas que ganham destaque, por possuir grande representatividade na economia, além de promover melhorias para a vida em sociedade, mas o grande entrave é o impacto gerado por essa indústria ao meio ambiente. Logo, ampliar o conhecimento de práticas, materiais e metodologias com viés sustentável neste âmbito são de fundamental importância, pois representam maneiras de avançar rumo ao propósito traçado.

Em se tratando dos materiais utilizados para a produção de obras de engenharia, sabe-se que o concreto se destaca devido a inúmeros fatores como facilidade de manipulação, custo-benefício e durabilidade (TRINDADE, 2017). Todavia, ele contribui negativamente ao meio ambiente por possuir o cimento em sua composição

Rodgers (2018) aponta que se a indústria do cimento fosse um país ela seria o

terceiro maior emissor de dióxido de carbono (CO₂) do mundo, destacando que em 2016 a produção mundial deste material gerou cerca de 2,2 bilhões de toneladas do poluente.

Diante disso, tem-se a necessidade de estudos no âmbito da construção civil que possuam o objetivo de entender o comportamento do concreto quando o percentual de cimento for diminuído, resultando menor impacto ambiental. Dessa forma, novos materiais podem ser incorporados na mistura em substituição e, por vezes, o resultado final se apresenta de maneira a assegurar a capacidade técnica do concreto e até promover economia na sua produção.

Levando em consideração os dados apresentados, foram buscados possíveis insumos que poderiam ser acrescentados no traço de concreto e notou-se a abundância de cinzas do processo de queimas de olarias na região do estudo, sendo elas descartadas inadequadamente. Com isso, a presente pesquisa pretende estudar o comportamento mecânico do concreto estrutural com substituição parcial em teores de 5 e 10% do cimento por cinzas de olarias.

1.1 Problema analisado

A região de São Gonçalo do Amarante/RN/Brasil possui grande parte de sua atividade econômica voltada ao artesanato e a produção de artefatos cerâmicos, uma vez em que é aproveitado o fato do solo predominante ser rico em argila.

Estima-se que no entorno da cidade existem 11 empresas que são voltadas para a fabricação de peças como tijolos, telhas e lajotas. Cabe destacar que no processo de fabricação desses produtos é gerado um resíduo proveniente da queima da madeira, nomeado como cinza de olaria, sendo este material objeto de estudo da presente pesquisa. Analisou-se, especificamente, a cinza de olaria oriunda da queima do cajueiro.

A grande problemática presente consiste em não existir, na maioria das vezes, o descarte adequado. Observou-se que a forma mais comum de destinação desses resíduos é o acúmulo ao ar livre em valas abertas no próprio terreno, conforme exibido na figura 01. O que representa poluição atmosférica como afirma Melo (2012) e demais entraves.



Figura 01 – Descarte das cinzas na olaria em São Gonçalo do Amarante/RN. (foto do autor).

Outra destinação realizada pelas empresas descarte é o lançamento ao ar através de bombas como a representada na figura 02, então além da fumaça liberada no processo de queima, tem-se a possibilidade de inalação desse resíduo que pode provocar diversos agravantes à saúde dos trabalhadores e da população.



Figura 02 – Bomba para lançar as cinzas ao ar utilizadas em São Gonçalo do Amarante/RN. (foto do autor).

Em virtude do problema analisado, buscou-se utilizar essas cinzas como substituição parcial ao cimento, uma vez em que na literatura é vista essa forma de inserção em diversos trabalhos, a exemplo estudos com as cinzas da casca de arroz (CCA) como realizado por Meta e Monteiro (2008).

Sabe-se que a cinza de olaria aqui discutida não possui atividade pozolânica

comprovada com base em Silva et. Al (2015), portanto elas foram utilizadas como filler em teores que não ultrapassem 10% conforme a recomendação da NBR 11578:1991.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

2.2 Materiais

Para o desenvolvimento desta pesquisa foram utilizados os materiais ilustrados na figura 03, abaixo. Sendo eles:

- a. Cimento Portland CP V-ARI;
- b. Cinza de olaria – peneirada na peneira de abertura 0,075mm e proveniente da queima de lenha de cajueiro pela indústria de cerâmica vermelha do município de São Gonçalo do Amarante/RN/Brasil;
- c. Agregado miúdo;
- d. Agregado graúdo;
- e. Água;
- f. Aditivo plastificante;



Figura 02 – Materiais utilizados, cimento, cinza, areia e brita, da esquerda para direita.

Foto do autor.

A caracterização dos materiais foi realizada através dos ensaios de massa específica real, massa unitária e granulometria, dados apresentados na tabela 01. Nota-se que a areia empregada apresentou granulometria contínua e módulo de finura de 2,54 podendo ser classificada segundo a NBR 7214:2015 como areia média.

Ensaio		Norma	Cimento	Cinza	Areia	Brita
Massa específica real (g/cm ³)		NBR NM 52:2009	3,17	2,78	2,604	2,71
Massa unitária (g/cm ³)		NBR NM 45:2006	1,32	0,56	1,49	1,292
Granulometria	Diâmetro máximo (mm)	NBR NM 248:2003	-	-	4,8	19
	Módulo de finura	NBR NM 248:2003	-	-	2,54	3,07

Tabela 01 – Caracterização dos materiais

Objetivando identificar os cristais presentes nos compostos das cinzas bem como sua estrutura, foram realizados outros ensaios mais específicos como o de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), fazendo uso do aparelho modelo TESCAN (VEGA3-LMU) do laboratório de Recursos Naturais (DIAREN/IFRN/CNAT).

No tocante à identificação dos elementos químicos que compõem esse material foi utilizado o Espectrômetro de Energia Dispersiva (EDS), com a seguinte configuração: EDS:deletor x act (Oxford Microanalyses Group) acoplado ao MEV, visando a interpretação de dados, acerca da composição química obtida pelo EDS, através do software INCA.

A metalização prévia ocorreu em um equipamento QUORUM Q150R ES, utilizando ouro (DIAREN/IFRN). Cabe enfatizar que a função do EDS é detectar semi-quantitativamente, em níveis de energia de cada elemento detectado em uma pequena região da amostra (2 micrômetros de diâmetro). Além desses, também foi realizado o ensaio de Difração de Raios-X para a determinação das estruturas cristalinas e amorfas.

2.3 Métodos

A pesquisa teve como intuito analisar o efeito da substituição do cimento Portland pela cinza de olaria, quando em teores iguais a 5 e 10%, no comportamento mecânico do concreto estrutural.

Para tal, a metodologia seguiu com a determinação dos componentes dos traços com base no método de dosagem do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). Partiu-se de um traço de concreto com resistência característica (f_{ck}) de 30MPa com consistência no estado fresco associada ao abatimento igual a 70 ± 20 mm, vale ressaltar que ajustes no teor de água e argamassa foram necessário para atingir a coesão e consistência ideais como recomenda Campiteli (2011).

O traço obtido com o estudo de dosagem foi em massa igual a 1:1,2:1,5:0,45 (cimento:areia:brita:água), além da utilização de aditivo plastificante num teor igual a 12,5ml por quilo de cimento e adição de cinza. Esse traço foi denominado como traço referência (T0), uma vez em que não consta adição de cinzas.

Partindo desses dados, foram produzidos mais dois traços para a análise das cinzas, onde 5% e 10% do cimento foi substituído pela cinza de olaria, nomeados respectivamente como T5 e T10. Na tabela 02 constam as quantidades de cada material que foi inserido na

betoneira, permitindo a produção de seis corpos de prova cilíndricos com dimensão de 10 x 20cm (diâmetro x altura).

Denominação	Cimento (kg)	Cinza (kg)	Areia (kg)	Brita (kg)	Fator A/C	Aditivo (ml)
T0	8,0	-	9,6	12	0,45	100
TC5	7,6	0,4	9,6	12	0,45	100
TC10	7,0	0,8	9,6	12	0,45	100

Tabela 01 – Caracterização dos materiais.

O desmolde foi realizado com 24 horas e em seguida foi realizado o processo de capeamento com pasta de cimento, conforme ilustrado na figura 04. Posteriormente, os corpos de prova foram submersos em água por 28 dias para o período de cura e posteriores ensaios de resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral e absorção à água.



Figura 04 – Capeamento dos corpos de prova. (foto do autor).

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos se iniciam com a análise do ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) com a cinza de olaria, em que como é possível observar na figura 05, os cristais presentes são demasiadamente pequenos, além de possuírem uma estrutura floculosa.

Com isso, tem-se a necessidade de aumentar o fator água-cimento e utilizar o aditivo plastificante, já que a cinza absorve a água de constituição do traço que é imprescindível para que as reações químicas ocorram corretamente, dessa forma pode interferir na resistência final, caso essa correção não seja levada em consideração.

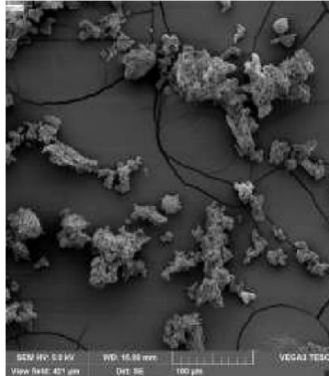


Figura 05 – Microscopia Eletrônica de Varredura(MEV) da cinza de olaria. (foto do autor).

O Espectrômetro de Energia Dispersiva (EDS) possibilitou a determinação da composição química da cinza, apresentando-se conforme a tabela 03, a seguir.

Componentes	Percentual (%) CONT	Percentual (%) CP
CaO	53,356	80,470
K ₂ O	27,540	1,463
SiO ₂	9,309	9,438
P ₂ O ₅	3,120	-
MgO	2,567	-
SO ₃	1,938	2,758
Al ₂ O ₃	-	1,740
MnO	0,715	0,041
Fe ₂ O ₃	0,660	3,684
SrO	0,606	0,104
TiO ₂	0,135	0,272
Rb ₂ O	0,050	-

Tabela 03 – Composição química da cinza de olaria (CONT) e do cimento Portland (CP).

Ao observar os dados do EDS contidos na tabela é possível notar que o cimento possui o CaO com percentual de 80%, sendo o maior valor e o que já se esperava, uma vez em que as matérias primas do aglomerante em questão são basicamente calcário e argila.

Ainda é possível notar a presença de SiO₂ com um percentual em torno de 9% e demais elementos com percentuais inferiores a 4%. Já dentre os valores para a cinza, contém o maior percentual de 53,356% que também é de CaO sendo seguido do K₂O e SiO₂.

No gráfico 01 abaixo, tem-se o resultado do ensaio por Difração de Raios X (DRX)

onde é possível observar os picos de CaCO_3 em maior evidência e além disso, constata-se que a cinza de olaria não apresenta estrutura amorfa.

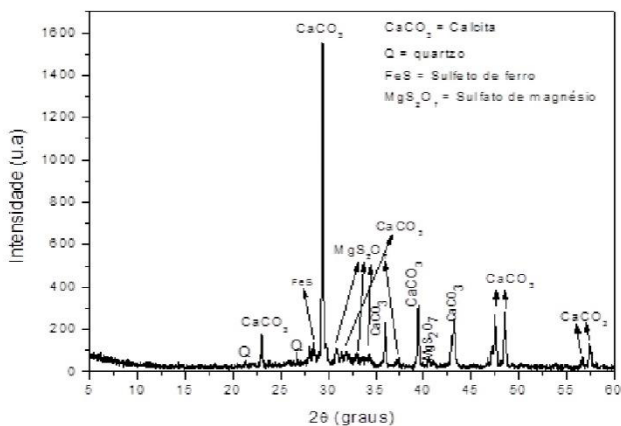


Gráfico 01 – Difração de raios X com a cinza de olaria.

Os valores obtidos nos ensaios de absorção, realizados com 2 corpos de prova de cada traço, constam na tabela 04 e no gráfico 02. É possível observar que houve um acréscimo na absorção quando se compara os traços com cinzas em relação ao traço convencional.

Donde o traço com 5% de cinza apresentou um aumento de 26%, enquanto que o traço com 10% de cinza foi igual a 35%. Esse fato pode ser explicado pela porosidade inerente a esta cinza, o que também foi evidenciado no ensaio de MEV, de acordo com Lima et al (2016). No entanto, os valores de absorção de água encontram-se de acordo com os padrões da norma para concreto.

Absorção individual	T0	TC5	TC10
ABS1	2,7%	3,6%	3,2%
ABS2	3,3%	3,9%	4,9%
Média	3,0%	3,8%	4,0%
Dif. % em relação ao T0	-	+26,00%	+35,36%

Tabela 04 – Resultados do ensaio de absorção.

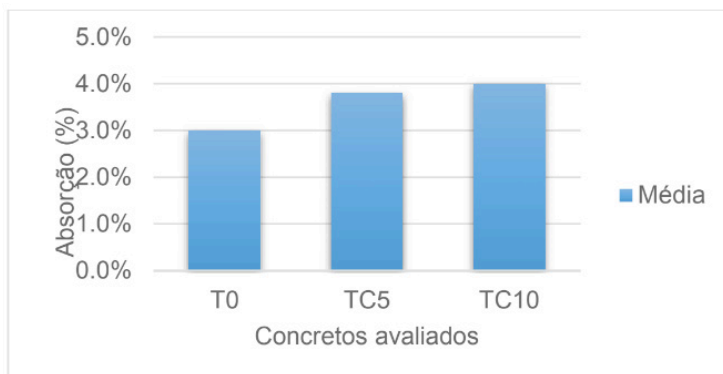


Gráfico 02 – Média dos resultados do ensaio de absorção.

Na tabela 5 e o gráfico 3 apresentam os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples de 4 corpos de prova dos traços T0, T5 e T10, respectivamente, aos 28 dias de cura. Ao analisá-los é possível destacar que o implemento das cinzas no concreto aos 28 dias ocasionou um decréscimo de resistência para o traço T5, representando uma redução de 3,2% em relação ao T0.

Já o traço T10 apresentou redução de cerca de 16%, o que era esperado, uma vez em que a cinza não possui atividade pozolânica comprovada. Além disso, o cimento Portland já possui fillers em sua composição e ao acrescentar as cinzas na mistura o teor total obtido é superior aos 10% máximos preconizados pela NBR 11578:1991.

Diante dos resultados observados, conclui-se que a substituição do cimento por cinzas de olarias é viável desde que seja respeitado o teor máximo igual a 5%, uma vez em que esse teor não apresentou redução significativa na resistência à compressão do concreto. No entanto, estudos mais aprofundados devem ser realizados a cabo para avaliar a influência das cinzas no estado fresco e na durabilidade do concreto, devido à elevação da absorção observada.

Absorção individual	T0	TC5	TC10
RCS1	34,50	33,40	26,90
RCS2	34,40	32,40	27,60
RCS3	34,50	32,30	27,60
RCS4	30,10	31,40	30,00
Média	33,40	32,40	28,00
Dif. % em relação ao T0	-	-3,00%	-16,03%

Tabela 05 – Resultados do ensaio de resistência à compressão simples aos 28 dias.

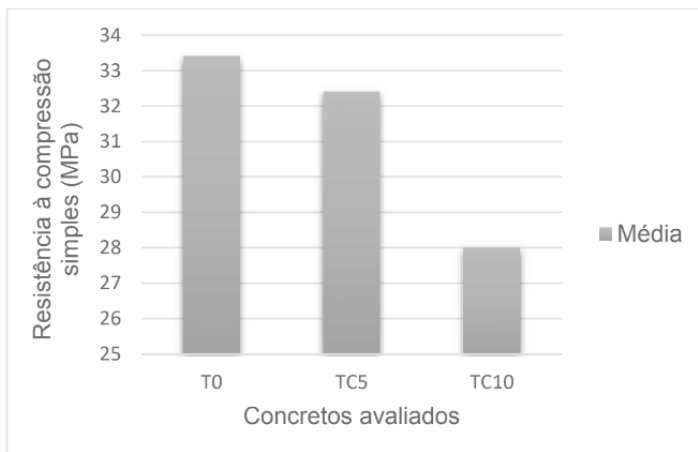


Gráfico 03 – Média dos resultados de resistência à compressão simples aos 28 dias.

A tabela 06 e o gráfico 04 trazem os resultados do ensaio de resistência à compressão diametral de dois corpos de prova dos traços T0, TC5 e TC10, aos 28 dias de cura. Ao realizar a análise dos dados obtidos notou-se que o traço TC5 atingiu uma resistência 5,7% maior do que o T0, evidenciando que a cinza, neste parâmetro e nesta quantidade trouxe benefícios ao traço de concreto em análise.

Absorção individual	T0	TC5	TC10
RCS1	1,8	2,2	1,7
RCS2	2,0	1,9	1,9
Média	1,9	2,0	1,8
Dif. % em relação ao T0	X	5,7%	6,0%

Tabela 06 – Resultados do ensaio de resistência à compressão diametral aos 28 dias.

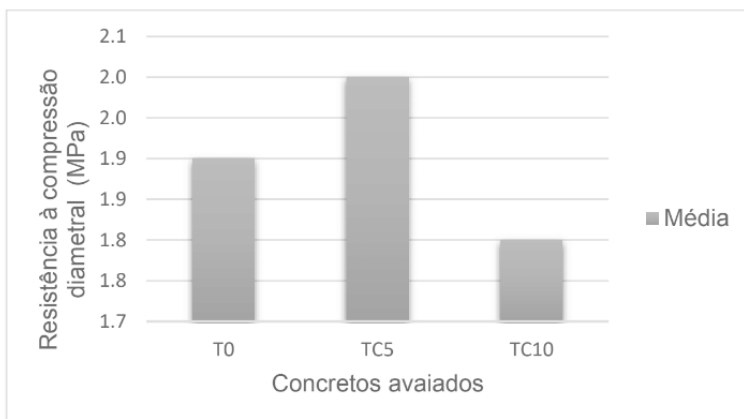


Gráfico 04 – Média dos resultados de resistência à compressão diametral aos 28 dias.

4 | CONCLUSÕES

A incorporação da cinza de olaria ao traço de concreto como substituição parcial ao cimento Portland foi buscada por se tratar de um material com descarte inadequado e com potencial na construção civil.

Com base nos resultados apresentados, é possível concluir que existe viabilidade técnica na utilização do resíduo nos traços de concreto, já que não houveram mudanças drásticas entre os traços com cinzas e o convencional. Portanto, torna-se uma inovação que garante economia e diminuição de impacto ambiental, por diminuir o consumo de cimento que além de ser o material mais caro do traço gera poluição em sua fabricação.

Todavia, cabe destacar que teores de substituição superiores a 5% são desaconselháveis, pois ocasionaram redução significativa na resistência e aumento da absorção de água. Por causa da elevação observada na absorção, maiores estudos devem ser realizados para avaliar a influência das cinzas no estado fresco e na durabilidade do concreto.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248:2003**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: Abnt, 2003. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7214**: Areia normal para ensaio de cimento - Especificação. Rio de Janeiro: Abnt, 2015. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11578**: Agregado – Cimento Portland composto.. Rio de Janeiro: Abnt, 1998. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio Janeiro: Abnt, 2007. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67**: Ensaio de abatimento do concreto (Slump test).. Rio de Janeiro: Abnt, 1998. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Agregado Miúdo – Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: Abnt, 2003. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 45**: Agregado – Determinação da massa unitária e volume de vazios. Rio de Janeiro: Abnt, 2006. 8p.

CAMPITELI, V. C. **Fundamentos da dosagem de concretos**. Editora UEPG, Ponta Grossa/PR, 2011.

SILVA, D.C.M.G.; MARCIANO, J.S; OLIVEIRA, J.P.S; SOUZA, J. **Estudo da inserção de cinzas de olarias em traços de argamassas para reboco**. 57o Congresso Brasileiro do Concreto. Bonito/MS, 2015.

SOUZA, J. **Estudo da Durabilidade de argamassas utilizando cinzas de casca de arroz**. Tese de Doutorado. 160p. Universidade Federal de Campina Grande/PB. Campina Grande/PB, 2008.

TASHIMA, M.M. **Influência da granulometria da cinza de casca de arroz em concretos. Relatório de Iniciação Científica**. (Graduando em Engenharia Civil) –Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho. – 2004.

LIMA, L.B; SOUZA, J.; DAMASCENO, J.C. **Avaliação da influência da adição de cinzas de olarias em concretos estruturais**. 2oCongresso Luso-brasileiro de materiais de construção sustentáveis. João Pessoa/PB, 2016.

RODGERS, Lucy. **Climate change: The massive CO2 emitter you may not know about**. 2018. Disponível em: <https://www.bbc.com/news/science-environment-46455844>. Acesso em: 01 jun. 2021.

TRINDADE, Juliana Corrêa. **A influência do teor de agregados reciclados provenientes de concretos simples com diferentes resistências no comportamento ao atrito-cisalhamento**. Dissertação de mestrado- UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE (UENF). CAMPOS DOS RJ. MARÇO, 2017. 140 p.

SOUZA, Cássia Silva. **Sustentabilidade Urbana: conceitualização e aplicabilidade**. 2016. 66 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Tecnologias Para O Desenvolvimento Sustentável, Universidade Federal de São João Del-rei, Ouro Branco, 2016. Disponível em: https://www.ufsj.edu.br/portal2-repositorio/File/ppgtds/DISSERTACOES/Cassia_Souza.pdf. Acesso em: 10 out. 2020.

MELO, Fellipe César Andrade Costa. **Análise de Argamassas com Substituição Parcial do Cimento Portland por Cinza Residual de Lenha de Algaroba**. 2012. 103 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012

ESTUDO DO USO DE MATERIAIS ALTERNATIVOS NA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO CIVIL BRASILEIRA

Data de aceite: 01/07/2021

Data de submissão: 05/05/2021

Marcos David dos Santos

Universidade Federal de Pernambuco - UFPE
Recife-PE
<http://lattes.cnpq.br/0438204551866729>

Marco Antônio Assis de Oliveira

Universidade Federal de Pernambuco - UFPE
Caruaru-PE
<http://lattes.cnpq.br/4632705594699517>

Danylo de Andrade Lima

Universidade Federal de Campina Grande -
UFCG
Campina Grande-PB
<http://lattes.cnpq.br/0647347864117778>

Marcelo Laédson Morato Ferreira

Universidade Federal de Campina Grande -
UFCG
Pombal-PB
<http://lattes.cnpq.br/2396476724752361>

Hosana dos Santos Lima

Universidade Federal de Campina Grande -
UFCG
Pombal-PB
<http://lattes.cnpq.br/1285647648016411>

Jaciara Isabelle Medeiros de Oliveira

Universidade Federal de Campina Grande -
UFCG
Pombal-PB
<http://lattes.cnpq.br/6715925912585162>

RESUMO: A construção civil é um dos principais responsáveis pelo desenvolvimento socioeconômico do país, no entanto traz sérios problemas para o meio ambiente, deixando de lado os ideais da sustentabilidade. Problemas como desperdício, extração exacerbada dos recursos naturais, descarte irregular dos entulhos gerados, entre outros, são motivos que justificam a utilização de materiais alternativos como forma de reaproveitamento destes e diminuição do consumo de matérias-primas virgens, por exemplo. O objetivo deste artigo consiste em exemplificar a participação desse setor da economia no desenvolvimento sustentável visando mitigar os transtornos gerados pela fabricação, manejo e descarte dos materiais convencionais, bem como mostrar a importância do uso dos materiais de construção, os entraves que os materiais alternativos encontram para adentrar no mercado, as políticas de incentivo para que essas novas soluções sejam aceitas pelos consumidores ainda receosos e por fim, os tipos de materiais não convencionais, suas características e vantagens que chegam como uma ótima proposta de serventia para os futuros profissionais. A metodologia empregada é de caráter descritivo, assim como qualitativo da produção acadêmica e científica, acerca dos materiais de construção, que compreende desde a retirada do material virgem até o seu descarte final no meio ambiente. A disseminação e utilização de materiais alternativos no canteiro de obras, pode ser visto como um grande avanço para a sustentabilidade no nosso planeta, sendo o mesmo tão viável quanto o emprego dos tradicionais no sentido de conforto, segurança e

durabilidade.

PALAVRAS-CHAVE: Engenharia de materiais, edificações sustentáveis, matéria-prima.

STUDY ON THE USE OF ALTERNATIVE MATERIALS IN THE BRAZILIAN CIVIL CONSTRUCTION INDUSTRY

ABSTRACT: Civil construction is one of the main factors responsible for the socioeconomic development of the country, however, it brings serious problems to the environment, leaving aside the ideals of sustainability. Problems such as waste, exacerbated extraction of natural resources, irregular disposal of debris generated, among others, are reasons that justify the use of alternative materials as a way of reusing them and reducing the consumption of virgin raw materials, for example. The objective of this article is to exemplify the participation of this sector of the economy in sustainable development in order to mitigate the disturbances generated by the manufacture, handling, and disposal of conventional materials, as well as to show the importance of the use of construction materials, the obstacles that alternative materials encounter to enter the market, the incentive policies for these new solutions to be accepted by consumers who are still afraid of them, and, finally, the types of non-conventional materials, their characteristics, and the advantages that come as a great proposal of usefulness for future professionals. The methodology used is descriptive, as well as qualitative, of the academic and scientific production about building materials, which includes from the removal of virgin material to its final disposal in the environment. The dissemination and use of alternative materials in the construction site can be seen as a great advance for the sustainability of our planet, being as viable as the use of traditional materials in terms of comfort, safety and durability.

KEYWORDS: Materials engineering, sustainable buildings, raw material.

INTRODUÇÃO

O ramo da construção civil tem um papel fundamental para o desenvolvimento socioeconômico, movimentando o mercado de trabalho com a geração de empregos diretos e indiretos que, atualmente, é responsável por mais de 16% do PIB brasileiro e empregava, até o final de 2015, cerca 3,5 milhões de pessoas no país segundo dados do IBGE. No entanto, ao mesmo tempo em que este setor possui uma enorme relevância para o sistema econômico, é uma das áreas que mais causam impactos ambientais em especial no consumo de recursos naturais e geração elevada de resíduos. Dados do relatório da Fundação Dom Cabral (entidade que atua no desenvolvimento e consultoria de empresas) mostram que 75% de todo recurso natural e 44% da energia produzida no Brasil são consumidos na construção civil.

Diante desse cenário, os órgãos governamentais e privados são obrigados a buscar alternativas sustentáveis de modo que retire o setor da posição de vilão. Dessa forma, a sustentabilidade ganhou relevância no mundo das construções, fazendo com que os profissionais dessa área dediquem mais tempo e recursos para projetos, bem como

pesquisas com a finalidade de minimizar os impactos ambientais causados pelas obras, que começam desde a extração de matérias-primas até a produção e destinação final dos resíduos gerados.

A humanidade esteve em constante processo de descoberta tanto para uso de materiais quanto de ferramentas que contribuam para o funcionamento de suas atividades. A ligação principal dos materiais com a evolução das sociedades se dá devido sua dependência a eles, em particular à sua disponibilidade, assim como seu desenvolvimento. A implementação de materiais alternativos, a exemplo do bambu como substituto da madeira convencional e do ferro, o uso de agregados alternativos no concreto, os tijolos ecológicos fabricados sem necessidade de queima, entre outros materiais, são considerados possibilidades inovadoras, pois diminuem de forma significativa os efeitos negativos promovidos ao meio ambiente e possuem propriedades físico-mecânicas adequadas ao uso na construção civil. Tais iniciativas, entretanto, ainda são tecnologias desconhecidas e conseqüentemente pouco aceitas pela sociedade, além de não ter políticas públicas e normas regulamentadoras que facilitem o progresso e utilização desses substitutos ecológicos.

Este artigo tem como objetivo, exemplificar e apresentar parâmetros, como também conceitos que auxiliem na escolha dos materiais que serão usados nas construções, de modo que as edificações se tornem mais sustentáveis, além de apontar exemplos de materiais alternativos e suas aplicações, bem como as dificuldades encontradas no mercado pelos mesmos.

JUSTIFICATIVA

Apesar da construção civil assumir impacto negativo no desenvolvimento sustentável, ela representa um setor em crescimento constante na medida que alavanca a economia e atende os anseios da sociedade. A construção de infraestrutura de base e saneamento, a execução de estradas e ferrovias ou edifícios seja para fins de moradia, educação, saúde e lazer, ilustram algumas das demandas da atividade. Realizar escolhas conscientes no momento de adquirir os materiais é um modo eficiente de contribuir com a sustentabilidade. A importância do assunto é marcante, uma vez que os materiais de construção são os principais elementos da edificação que causam impactos ambientais desde a extração da matéria-prima nas jazidas, passando pela produção e utilização nas obras até o seu descarte. Outro ponto que vale ser ressaltado é que o consumo contínuo e feroz dos materiais alimentado pela crença equivocada de que os recursos são inesgotáveis não pode se sustentar indefinidamente. Sendo assim, é necessária uma melhor compreensão acerca do tema de modo a contribuir com a construção de um setor mais sustentável, uma sociedade mais consciente e uma economia mais ambientalmente correta.

METODOLOGIA

A metodologia empregada no trabalho é de caráter descritivo, bem como qualitativo da produção acadêmica e científica, acerca dos materiais de construção, desde a extração da matéria-prima até o descarte final do produto no meio ambiente. Assim, para a elaboração do artigo científico foram pesquisadas, além de obras e referências clássicas, as recentes publicações acadêmicas que tratam do assunto e os principais estudos desenvolvidos envolvendo a temática, por meio de monografias, artigos, revistas científicas e afins. Isto porque, este tipo de estudo se produz por meio de um conjunto significativo de pesquisas, visando o estado da arte que, de índole bibliográfica consiste em debater, assim como esquematizar os principais aspectos de uma determinada produção acadêmica em diferentes tempos e contextos.

SUSTENTABILIDADE

O conceito de Desenvolvimento Sustentável foi apresentado pela primeira vez na década de 80 pelo Relatório Brundtland. Este relatório tem por base o princípio de que o ser humano deve gastar os recursos naturais de acordo com a sua capacidade de renovação, para evitar o seu esgotamento (CHAVES, 2016).

Em junho de 1992, houve a Conferência das Nações Unidas sobre Meio Ambiente e Desenvolvimento, também conhecida como ECO-92, que ocorreu no Rio de Janeiro. Nela o setor da construção foi incentivado ao desenvolvimento de primeiras metodologias de avaliação ambiental de edifícios, de modo que auxiliassem ao cumprimento das metas ambientais locais estabelecidas pela conferência (AGOPYAN; JOHN, 2011). A principal consequência da ECO-92 foi a criação de documentos, entre eles a Agenda 21.

A Agenda 21 trata-se de um documento consensual firmado entre os países com 27 princípios, onde está presente o direito ao desenvolvimento sustentável, atendendo equitativamente as necessidades de desenvolvimento e de meio ambiente das gerações presentes e futuras. Assim, a Rio-92 marcou um período crucial na história do pensamento ambiental, uma vez que introduziu como foco do desenvolvimento sustentável a concepção do equilíbrio do tripé economia, social e ambiental (MOTTA; AGUILAR, 2009).

MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Uma edificação vista em todo o seu ciclo de vida gera resíduos. A cada metro quadro construído de um edifício são consumidos aproximadamente uma tonelada de materiais, exigindo grandes quantidades de insumos direta e indiretamente (GOMES; FAVERO, 2015).

Outro fator a ser considerado é a energia incorporada a cada material, onde o transporte e a vida útil do produto influem. Quanto maior o número de processos pelos quais um material passar, maior será a energia integrada e resíduos produzidos, sendo

preferível a escolha por materiais que estejam mais perto de seu estado natural, como uma janela de madeira a uma janela de alumínio, como ceras e tintas orgânicas ou a base d'água a tintas sintéticas (ROAF, 2006).

MATERIAIS ALTERNATIVOS

A preocupação com a escolha de materiais construtivos, como fator que agrega à sustentabilidade, é algo muito recente e pouco consolidado em muitos países, inclusive no Brasil, tendo em vista as dificuldades encontradas. Vale ressaltar que o consumo contínuo acelerado dos materiais não pode se sustentar indefinidamente (FLORES, 2011).

Uma das maneiras de otimizar o processo da indústria da construção civil é através da incorporação do resíduo de outras indústrias ou proveniente do próprio consumidor, em insumo para compor os materiais de construção. É uma forma de diminuir a demanda sobre os recursos naturais virgens (FLORES, 2011). Dessa forma, a utilização de materiais com conteúdo reciclado reduz o consumo de matéria-prima virgem, assim como os impactos decorrentes da extração, tais como assoreamento de rios, erosão do solo, perda de biodiversidade e a quantidade de resíduos dispostos no meio ambiente.

Para Flores (2011), a energia utilizada no processo de reciclagem para a maioria dos materiais é muito menor do que a energia necessária para a produção original. Exemplifica o caso do alumínio reciclado que utiliza somente de 10% a 20% da energia necessária para transformar o minério bruto em produto final.

Mesmo com ações ainda tímidas as empresas começam a desenvolver produtos e serviços baseados em análises de mercado do novo material a ser desenvolvido, ou se uma nova técnica que empregue um alternativo terá uma boa aceitação. Assim, a geração de um produto, a fim de se tornar um substituto ecológico de um determinado material deve possuir propriedades geométricas, físico-mecânicas e de durabilidade semelhantes, para permitir a reposição dos já aplicados nas construções existentes (VANSAN, 2012).

LIMITAÇÕES NA IMPLEMENTAÇÃO

A elaboração de uma nova tecnologia requer participação de diversos órgãos e setores sejam estatais ou privados. No entanto, para Oliveira (2015), uma das principais dificuldades encontradas por estes novos materiais para adentrar no mercado e conquistar seu espaço é a falta de normas regulamentadoras e/ou políticas públicas que dificultam a criação de soluções sustentáveis, além de uma baixa difusão de importantes ferramentas como Análise do Ciclo de Vida (ACV), que é um método criado com o intuito de analisar os impactos causados pelos produtos no meio ambiente.

Outro fator que contribui para esse entrave é o oligopólio das empresas que investem nos materiais convencionais. O poder persuasivo das mesmas, no qual garantem que os seus materiais são mais duráveis e resistentes, aumentam o receio dos consumidores em

apostar em substitutos ecológicos não usuais e desconhecidos para a população menos informada (JOHN, 2002).

Segundo John (2002), quando se opta por uma construção diferenciada e com materiais alternativos, também se depara com o problema técnico da falta de mão de obra qualificada para este tipo de demanda. Faltam metodologias específicas para orientar a execução, bem como corpo técnico capacitado.

FATORES QUE IMPULSIONAM O USO DE MATERIAIS ALTERNATIVOS

Um dos principais estímulos para o uso de materiais mais sustentáveis em edificações são as certificações ambientais. [...] O interesse do mercado brasileiro da construção civil por certificações ambientais, tem crescido cada vez mais (OLIVEIRA, 2015). Conforme pesquisa realizada pelo GBCI (Green Business Certification Inc.), em 2014 o Brasil passou a ocupar a terceira posição no ranking dos países com o maior número de edifícios em processo da certificação, atrás apenas dos Estados Unidos e China.

LEED

Segundo a GCB Brasil (2014), LEED (Leadership in Energy and Environmental Design) é um sistema internacional de certificação e orientação ambiental para edificações, utilizado em 143 países, e possui o intuito de incentivar a transformação dos projetos, obras e operações das edificações, sempre com foco na sustentabilidade de suas atuações.

Para a instituição a Certificação internacional LEED possui pré-requisitos e créditos a serem avaliados nas edificações. O nível da certificação é definido, conforme a quantidade de pontos adquiridos, podendo variar de 40 pontos, nível certificado a 80 pontos ou mais, nível platina.

AQUA

Inspirado no selo francês HQE, o AQUA é o primeiro selo de certificação de construções sustentáveis adaptado à realidade brasileira. A avaliação da Qualidade Ambiental do Edifício é feita para cada uma das 14 categorias de preocupação ambiental como eco construção, gestão e conforto classificando-se nos níveis base, boas práticas ou melhores práticas, conforme perfil ambiental definido pelo empreendedor na fase pré-projeto (PORTAL VANZOLINI, 2015).

CBCS

Outro estímulo foi a criação do Conselho Brasileiro de Construção Sustentável - CBCS, que conta com a participação de diversos membros representantes da academia e do setor produtivo da indústria da construção. O CBCS é uma associação civil sem fins lucrativos que tem por objetivo social contribuir para a promoção do desenvolvimento

sustentável por meio da geração e disseminação de conhecimento, orientação técnica, capacitação, realização de eventos, articulação e formação de redes mobilizando a cadeia produtiva da construção civil, seus clientes e consumidores (CBCS apud OLIVEIRA, T. Y. M, 2015).

IPTU Verde

A redução de impostos vem sendo cada vez mais adotada mundialmente, em locais como Berlim, Medellín, Bogotá, e por 55 cidades brasileiras. No Brasil, temos como exemplo a cidade de Salvador que adota o programa IPTU Verde, que incentiva empreendimentos imobiliários residenciais, comerciais, mistos ou institucionais a realizarem e contemplarem ações e práticas de sustentabilidade em suas construções. Para isso, oferece descontos diretamente no IPTU, de acordo com suas realizações a sua pontuação no Programa de Certificação Sustentável. Para receber o desconto, o imóvel precisa ter um certificado. São três etapas de certificação: bronze, para aqueles que atingirem no mínimo 50 pontos, prata, para os que alcançarem 70 pontos e ouro, para os que chegarem até 100 pontos. É possível alcançar até 200 pontos, mas com 100 já é garantido 10% de desconto no IPTU (PREFEITURA DE SALVADOR, 2015).

EXEMPLOS DE MATERIAIS ALTERNATIVOS

Ao longo desta seção são apresentados exemplos de materiais sustentáveis. A lista possui materiais que além dos benefícios ecológicos traz novas alternativas para engenheiros e profissionais da área. É importante ressaltar que não existe edificação e nem material totalmente sustentável, uma vez que, será sua aplicação que decidirá o quão positivo ou negativo é o seu impacto.

Tijolo ecológico

Há algum tempo, o bagaço da cana-de-açúcar vem sendo empregado como finalidade de geração de energia elétrica. No entanto, como resultado da queima, geram-se cinzas do bagaço, um material de difícil degradação. Assim, o desenvolvimento de tijolos ecológicos mais resistentes do que os tradicionais, produzido a partir da mistura das cinzas do bagaço com areia e argila veio a calhar. Este material que contém apenas 7% de cimento na fórmula, possui um preparo simples, pois depois de prensados os tijolos não precisam ser queimados (G1, 2013).

Outra alternativa de tijolo ecológico muito difundida é o solo-cimento. O tijolo ecológico ou de solo-cimento é feito de uma mistura de solo e cimento, que depois são prensados. A cada quantidade de terra é preciso usar 5% cimento e misturar com água. Seu processo de fabricação não exige queima, o que evita desmatamentos e emissões de gases nocivos à atmosfera, pois não lança resíduos tóxicos no meio ambiente (SALA,

2006).

Além do benefício ambiental por não ter o processo de queima, esse tipo de bloco de tijolo ecológico é autotravado, ou seja, dispensa a argamassa, necessitando apenas de cola, reduzindo em até 50% o tempo de execução. Além disso, possui resistência à compressão semelhante à do tijolo tradicional, porém a qualidade final é superior com dimensões regulares e faces planas.

Bambu

O bambu considerado por muitos como a madeira do futuro ou o aço vegetal é um material sem muito valor econômico, social ou cultural em nosso país, porém em outros é motivo de orgulho e pesquisas por seu potencial em diversas e comprovadas áreas de atuação (MARÇAL, 2008). Seu “caule”, que tem aparência cilíndrica e alongada, esconde características que poucas plantas possuem. Um sistema de feixes de fibras longitudinais que são praticamente paralelos da base ao topo dessa gramínea que chega a ter mais de trinta metros de altura.

Segundo Marçal (2008), algumas vantagens do uso do bambu são pouca emissão de carbono, redução do tempo de execução da obra, economia nos custos da estrutura do prédio, além de substituir 70% do cimento e aço usado na estrutura com mesma intensidade e durabilidade.

Uma desvantagem é com relação ao custo. Apesar de o bambu ter um preço mais baixo que outros materiais, o valor final ainda não pode ser considerado muito inferior a obras convencionais. Isto se deve ao fato de não existirem fornecedores de grande porte que garantam a qualidade do tratamento químico e secagem das varas de bambu e do custo da mão de obra ainda ser elevada devido à falta de pessoal capacitado em construção com bambu (MARÇAL, 2008).

Cimento ecológico

A fabricação do cimento envolve um elevado consumo de energia e grandes emissões, tornando-se um material de alto custo e poluente. A indústria do cimento, a nível mundial, tem 2% do consumo global de energia e 5% do consumo de energia industrial global (OLIVEIRA, 2015).

De acordo com o Pensamento Verde (2013), graças aos resíduos proveniente de indústrias – siderúrgica, fundição, termelétrica e carvão vegetal, foi desenvolvido o cimento ecológico. A substituição do clínquer (material de argila e calcário utilizado na produção de cimento convencional) por estes materiais, proporciona uma redução em 95% as emissões de carbono e em 80% o gasto de energia em relação ao processo de produção tradicional.

Essa alternativa verde é fundamental para garantir a sustentabilidade do mercado de construção civil no médio e longo prazo, uma vez que, conforme projeções da indústria, a demanda pelo material deve mais do que dobrar até 2050 (PENSAMENTO VERDE, 2013).

Lã de pet

Com a necessidade crescente de preservar os recursos naturais está crescendo a busca por Lã de Pet. Segundo Trisoft (2014), essa lã é feita de 100% poliéster, material que é proveniente da reciclagem de garrafas pet. Além de ser ecologicamente correto, é também hipoalergênico, ou seja, não causa nenhum mal à saúde do instalador, além disso elimina a utilização de equipamentos de proteção, como macacões de manga longa, luvas, máscaras e não precisa ser ensacada.

A Lã de Pet é feita com fibras muito leves que passam por um processo de compactação a baixa temperatura (160°C a 180°C) e pressão. Não é utilizada água e nenhum tipo de resina ou qualquer componente volátil, o que garante uma estabilidade muito maior e mantém o comportamento acústico e térmico por tempo indeterminado, além de ser ecologicamente correta e sustentável (TRISOFT, 2014). Uma de suas aplicações é a sua utilização como recheio do drywall, definido conforme Casa Abril (2016), como chapas com miolo de gesso e face de papel-cartão fixadas em estruturas de aço que substituem as vedações internas convencionais, apresentando bons resultados mesmo quando comparados com os enchimentos tradicionais como a lã de rocha, contribuindo no isolamento e no condicionamento acústico.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A busca por inovações construtivas que reduzam os impactos ambientais e tragam conforto, além de economia para o usuário são desafios de extrema importância visando à prevenção de consequências posteriores, bem como romper a visão que se tem desta área, que hoje é uma das que mais extraem matérias-primas da natureza e poluem com o descarte inadequado de resíduos.

No entanto, essas ideias estão sendo cada vez mais difundidas no nosso país por meio das certificações (governamentais ou não) para construções sustentáveis, mesmo que ainda existam muitos entraves devido os receios dos consumidores ou das empresas que adotam os materiais convencionais. Projetos como o IPTU Verde, são caminhos alternativos que elucidam e estimulam práticas sustentáveis, restando o trabalho de firmá-los como política nacional.

Por fim, a importância da utilização de meios que promovam a diminuição da extração dos recursos naturais, bem como reduzam o desperdício através de um manejo e reaproveitamento inteligente torna-se inevitável. A divulgação e utilização de materiais alternativos podem ser considerado como um grande avanço para a sustentabilidade no nosso planeta, sendo o mesmo tão viável quanto o uso dos tradicionais no sentido de conforto, segurança e durabilidade, ideia esta que deve ser implantada na sociedade a fim de buscar aprovações da população em geral que desconhecem esses métodos ecológicos por serem pouco transmitidos e por terem poucas ferramentas de estudo, assim como

pesquisas sobre os mesmos no país.

REFERÊNCIAS

AGOPYAN, Vahan; JOHN, Vanderley Moacyr. **O desafio da sustentabilidade na construção civil**. São Paulo, 2011.

CASA ABRIL. **Drywall: Entenda como funciona esse sistema de construção**. 2016. Disponível em: <<http://casa.abril.com.br/materiais-construcao/drywall-entenda-como-funciona-esse-sistema-de-construcao/>>. Acesso em: 05 out. 2020.

CBCS. **Quem Somos**. 2007. Disponível em: <<http://www.cbcs.org.br/website/institucional/show.asp?ppgCode=09804C7D-A825-42C4-AE3B-D7834C71E1ED>>. Acesso em: 15 out. 2020.

CHAVES, Vinicius Figueiredo. **Governança da sustentabilidade: o papel do direito**. Revista Argumentum. São Paulo, v. 17, p. 111-133, jan./dez. 2016.

FLORES, C. Z. **Procedimento para especificação e compra de materiais da construção civil de menor impacto ambiental**. Dissertação. Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), 2011.

G1 (Alagoas). **Jovens alagoanas criam tijolo com cinzas do bagaço da cana-de-açúcar**. 2013. Disponível em: <<http://g1.globo.com/al/alagoas/noticia/2013/12/jovens-alagoanas-criam-tijolo-com-cinzas-do-bagaco-da-cana-de-acucar.html>>. Acesso em: 15 out. 2020.

GCB BRASIL. **Certificação LEED**. 2014. Disponível em: <<https://www.gbcbrazil.org.br/>>. Acesso em: 15 out. 2020.

GOMES, Kauana; FAVERO, Marina. **Transformando entulhos da construção civil em novos produtos**. 2015. Disponível em: <<https://jornalismo3periodo.wordpress.com/2015/06/28/transformando-entulhos-da-construcao-civil-em-novos-produtos/>>. Acesso em: 15 out. 2020.

JOHN, Vanderley Moacyr. **Desenvolvimento sustentável, construção civil, reciclagem e trabalho multidisciplinar**. Universidade de São Paulo (USP), 2002.

MARÇAL, V. H. S. **Uso do bambu na construção civil**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade de Brasília (UnB), 2008.

MOTTA, S. F. R.; AGUILAR, M. T. P. **Sustentabilidade e processos de projetos de edificações**. Gestão e Tecnologia de Projetos. v. 4, n. 1, p. 88-123, 2009. Disponível em: <<https://www.revistas.usp.br/gestaodeprojetos/article/view/50953>>. Acesso em: 05 nov. 2020.

OLIVEIRA, T. Y. M. **Estudo sobre o uso de materiais de construção alternativos que otimizam a sustentabilidade em edificações**. Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), 2015.

PENSAMENTO VERDE. **Cimento ecológico: uma alternativa verde para a construção civil**. 2013. Disponível em: <<http://www.pensamentoverde.com.br/arquitetura-verde/cimento-ecologico-alternativa-verde-construcao-civil/>>. Acesso em: 30 out. 2020.

PORTAL VANZOLINI (São Paulo). **Certificação AQUA-HQE em detalhes**. 2015. Disponível em: <<http://vanzolini.org.br/aqua/certificacao-aqua-em-detalhes/>>. Acesso em: 30 out. 2020.

PREFEITURA DE SALVADOR (Salvador). **IPTU Verde: Ações sustentáveis valem desconto no IPTU**. 2015. Disponível em: <<http://iptuverde.salvador.ba.gov.br/>>. Acesso em: 05 nov. 2020.

ROAF, Susan. **Ecohouse: a casa ambientalmente sustentável**. Bookman. Porto Alegre, 2006.

SALA, L. G. **Proposta de habitação sustentável para estudantes universitários**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, 2006.

TRISOFT. **Isolamento térmico acústico**. 2014. Disponível em: <<http://www.VANSAN.com.br/blog/la-de-pet-substitui-la-de-rocha-vidro-isolamento-termico-acustico/>>. Acesso em: 05 nov. 2020.

VANSAN, A. R. **Estratégias para utilização de materiais alternativos na construção civil**. Seminário de Iniciação Científica e Tecnológica da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2012.

CAPÍTULO 12

ARTEFATOS DE CONCRETO LEVE E PERMEÁVEL COM A UTILIZAÇÃO DE RESÍDUOS SÓLIDOS DA CONSTRUÇÃO CIVIL E POLIESTIRENO EXPANSÍVEL

Data de aceite: 01/07/2021

Mariana Venturini

Graduanda em Engenharia Civil do Centro
Universitário Filadélfia

Gabriel Salvador

Graduando em Engenharia Civil do Centro
Universitário Filadélfia

Carlos Henrique Costa

Graduando em Engenharia Civil do Centro
Universitário Filadélfia

RESUMO: Através do grande impacto que a construção civil introduz ao meio ambiente, o estudo apresentado tem por meio auxiliar na sua diminuição mediante da confecção de artefatos de concreto com característica leve e permeável juntamente da utilização de Resíduos Sólidos da Construção Civil (RCC) de classe A na comparação de traço com o tipo Misto e tipo Cinza, e, Polistireno Expansível (EPS), cujo também ao introduzido no meio ambiente possui um papel prejudicial no mesmo. Para a obtenção de um traço na junção de RCC e EPS leve e permeável sem que resultasse em um traço debilitado e enfraquecido, se acrescentou Sílica Ativa e Aditivo Incorporador de Ar afim de obter uma melhor resistência em seu estado endurecido e melhor vida útil. Na comparação dos traços realizados de RCC misto e traço de RCC cinza, se deu que, o traço realizado com a utilização de RCC cinza possui uma melhor resistência a compressão, permeabilidade acima

do necessário e leveza dentro da expectativa

PALAVRAS-CHAVE: Concreto leve; Concreto Permeável; Resíduos Sólidos; Sustentabilidade; Polistireno Expansível.

INTRODUÇÃO

Com o descontrolado e extenso consumo de recursos naturais, juntamente com a falta de preocupação com as futuras gerações, o desgaste ambiental é aumentado a cada dia e todos nós corremos riscos, através da queima de combustíveis fósseis, descarte de lixos e esgoto, crescimento desordenado das cidades, queima e destruição de cidades onde trazem as consequências do aquecimento global, poluição de água e ar, entre outros.

No segmento da construção civil, levando em conta as fases das construções, o uso de recursos naturais para a fabricação e a má disposição deles no meio ambiente após o uso, é um dos maiores contribuintes de impactos no mundo, levando em consideração esta geração de resíduos. De acordo com o professor Vahan Agopyan da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, a construção civil é responsável pelo consumo de 40% a 75% de matéria-prima produzida no Planeta [1] e, apenas no Brasil, é gerado cerca de meia tonelada de entulhos [2] cujo também geram custos para a sua coleta, seu transporte e deposição em local apropriado.

Esses resíduos são conhecidos como

RCC – Resíduos Sólidos da Construção Civil, em que são divididos em quatro classes, a classe A, referente aos resíduos reutilizáveis ou recicláveis como de demolição de peças pré-moldadas em concreto ou demolição de componentes cerâmicos; Classe B, recicláveis como papéis, plásticos, metais, vidros, madeiras e gesso; Classe C, resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias que permitam sua reciclagem, como isopor e a Classe D o qual são resíduos perigosos ou oriundos no processo da construção como tintas, solventes, óleos ou outros prejudiciais a saúde.

Apesar do EPS apresentar uma pequena parcela do lixo produzido de RCC, a sua maior ameaça é no momento em que o mesmo chega ao mar, pois de acordo com Douglas McCauley, professor de biologia marinha na Universidade da Califórnia em Santa Barbara [3], há dois tipos de problemas provocados pelo EPS para os animais marinhos, o químico, em que representa a propriedade absorvente do material, pois age como uma esponja em que absorve os compostos poluentes do oceano e o tipo mecânico, onde se encontra no intestino dos animais como uma espuma de isopor, onde pode ser fatal.

Através destas pesquisas realizadas pelos autores deste trabalho, juntamente com os professores orientadores, determinou-se o direcionamento dos estudos a respeito da confecção de concreto leve permeável com a utilização do RCC de classe A e EPS com o intuito de auxiliar na diminuição dos impactos ambientais. O principal desafio se trata de conciliar a sua leveza e permeabilidade, onde acaba prejudicando a resistência devido a quantidade de EPS a ser adicionado ao traço, tendo como objetivo então, a definição da proporção de EPS para o traço juntamente com o RCC.

MÉTODOS

Primeiramente para a utilização de RCC no estudo realizado, a coleta dos materiais foram realizadas através da empresa Kurica para RCC misto e para RCC cinza obtido através da empresa Mannain, sendo triturado na Universidade Estadual de Londrina. E então, para a caracterização dos agregados graúdos, de acordo com a norma ABN NBR NM 248:2003, se destinou as amostras de cada RCC para a secagem na estufa por 24 horas e após, o peneiramento utilizando a série normal de peneiras determinada pela norma. Posteriormente, foi realizada a caracterização dos materiais através do ensaio de granulometria e, para a determinação da massa específica dos materiais e massa unitária, foram executadas através das normas ABN NBR NM 52:2009 e ABNT NBR NM 45:2006, respectivamente.

Devidos a estudos referente a utilização de RCC e EPS para a confecção de artefatos de concreto já realizados anteriormente na instituição de ensino onde se realizou os testes, analisou-se que os testes apresentavam um concreto leve porém, se esfarelava em excesso e não possuía resistência. Logo, se optou pela elaboração de um traço com 30% de quantidade de EOS introduzido no RCC, e a escolha do traço 1:4 a/c 0,4 desenvolvido

pelos autores para o estudo e a adição da sílica ativa e o aditivo incorporador de ar Drafill EXP 300. Quando utilizando a sílica ativa juntamente com um plastificante, esta reage formando um concreto de alta resistência, possibilitando assim, a confecção de elementos estruturais de dimensões menores, o que torna essa estrutura mais leve e mais econômica.

A sílica, sendo uma pozolana altamente reativa, ao ser acrescentada em concretos e argamassa, resulta em uma série de alterações em suas propriedades físicas e químicas. Devido a sua forma de refinamento das partículas extremamente finas, atua no preenchimento dos vazios decorrente da hidratação do cimento, proporciona uma melhor densificação em relação a pasta de cimento. E, através da consequência decorrente do efeito químico do hidróxido de cálcio obtido pela hidratação do cimento, em reação com a sílica ativa, há a formação do silicato de cálcio hidratado, responsável pela resistência na pasta endurecida [4]. De acordo com de Dal Molin e Schuler [5] estudos referentes a resistência à compressão na adição em argamassa, com a utilização de teores de 10% da sílica em relação ao cimento, resultaram a aumentos na sua resistência.

O aditivo atua como incorporador de ar para utilização em concretos e/ou argamassas, podendo ser utilizado com um ampla gama de dosagens, sendo adequado às seguintes aplicações: elaboração de concretos leves para especificações termo acústicos, concretos leves para reparos, o que faz reduzir o tempo de execução. Também é utilizado em concretos leves que necessitam uma redução no peso. Optamos pelo seu uso nos traços pelo seu ótimo desempenho na utilização de concretos leves. Além de atender a ABNT: NBR 11768-2011-IA. Entre os benefícios da utilização desse aditivo plastificante em concreto fresco, seria a redução da água de amassamento, proporciona um aumento na fluidez e manutenção de abatimento desse concreto, aumenta a coesão e facilita o adensamento e o lançamento. Já no concreto endurecido, ajuda na produção de um concreto de baixa densidade. O aditivo foi utilizado em nosso estudo como forma de unir os agregados, devido a utilização do EPS.

Para o emprego do mesmo, foi submetido a um teste exploratório afim de chegar ao melhor teor, sendo, a realização do traço 1:4 a/c 0,4 com a utilização de RCC do tipo cinza e outro teste com RCC do tipo misto. O teste resumiu-se em, moldar corpos de prova do tamanho 20x10 e adicionando porcentagens do teor de 0,1% a 0,5% de aditivo a cada molde diferente e inverte-los a cada moldagem ainda frescos para a verificação e análise do corpo de prova com o objetivo de encontrar os melhor teor em que conseguisse atingir uma visualização do aglomeramento de agregados e sem apresentar o efeito parede, sem permeabilização. Encontrando-se o melhor teste com teor de 0,5% onde atendeu-se as viabilidades necessárias.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para início de teste foi realizado dois traços de referência, um com apenas RCC

cinza, cimento e água e outro com RCC misto da mesma forma. A seguir serão apresentados na Tabela 1 e Tabela 2.

RCC CINZA SEM EPS					
CORPO DE PROVA	PESAGEM (Kg)	PERMEABILIDADE (K)	RESISTÊNCIA À 7 DIAS	RESISTÊNCIA (MPa)	PESO ESPECÍFICA (Y)
1	3,11	3,641x10 ⁻⁴	4,57	-	1,98
2	3,455		5,55	-	2,20
3	3,345		5,24	-	2,13
4	2,9	5,127x10 ⁻⁴	-	6,3	1,85
5	2,857		-	6,1	1,82
6	3,788		-	5,8	2,41
7	2,98	4,532x10 ⁻⁴	-	6,3	1,90
8	3,386		-	6,0	2,16
9	3,312		-	5,9	2,11
MÉDIA	3,24	4,433 x10 ⁻⁴	5,12	6,1	2,06

Tabela 1: Resultado de Teste Referência RCC Cinza.

RCC MISTO SEM EPS					
CORPO DE PROVA	PESAGEM (Kg)	PERMEABILIDADE (K)	RESISTÊNCIA À 7 DIAS	RESISTÊNCIA (MPa)	PESO ESPECÍFICO (Y)
1	2,22	5,787 x10 ⁻⁴	0,64	-	1,41
2	2,13		0,84	-	1,36
3	2,16	6,567 x10 ⁻⁴	0,63	-	1,38
4	2,115		-	0,84	1,35
5	2,155		-	1,44	1,37
6	2,16	7,291 x10 ⁻⁴	-	0,87	1,38
7	2,15		-	0,97	1,37
8	2,175		-	1,04	1,39
9	2,135	6,674 x10 ⁻⁴	-	0,74	1,36
10	2,21		-	1,30	1,41
11	2,11		-	1,35	1,34
MÉDIA	2,16	6,5795 x10 ⁻⁴	0,703	1,07	1,37

Tabela 2: Resultado de Teste Referência RCC Misto.

Através dos resultados obtidos nesses ensaios, foi possível observar que, os dois traços já apresentam uma boa permeabilidade e o ensaio do RCC misto um peso específico dentro do considerado ideal, porém ao analisar a resistência, o RCC cinza se destacou.

Levando em consideração que os traços de referência realizados deram bons resultados, deu-se continuação com os testes na junção do EPS, aditivo e a sílica.

RCC CINZA C/ 30% EPS, 10% SÍLICA E 0,5% ADITIVO					
CORPO DE PROVA	PESAGEM (Kg)	PERMEABILIDADE (K)	RESISTÊNCIA À 7 DIAS	RESISTÊNCIA (MPa)	PESO ESPECÍFICO (Kg/m ³)
1	2,755	4,958 x10 ⁻⁴	5,15	-	1,75
2	2,72		4,38	-	1,73
3	2,66		4,27	-	1,69
4	2,71	5,231 x10 ⁻⁴	-	5,5	1,73
5	2,695		-	5,1	1,72
6	2,735		-	5,7	1,74
7	2,75	5,716 x10 ⁻⁴	-	6,1	1,75
8	2,78		-	5,1	1,77
9	2,83		-	5,8	1,80
MÉDIA	2,74	5,301 x10 ⁻⁴	4,6	5,6	1,74

Tabela 3: Resultado de Teste Traço 1:4 a/c0,4 RCC Cinza com 30% EPS.

RCC MISTO C/ 30% EPS, 10% SÍLICA E 0,5% ADITIVO					
CORPO DE PROVA	PESAGEM (Kg)	PERMEABILIDADE (K)	RESISTÊNCIA À 7 DIAS	RESISTÊNCIA (MPa)	PESO ESPECÍFICA (γ)
1	2,005	6,112 x10 ⁻⁴	0,38	-	1,28
2	1,835		0,51	-	1,17
3	2,01	7,075 x10 ⁻⁴	0,48	-	1,28
4	1,995		-	0,43	1,27
5	2,045	6,283 x10 ⁻⁴	-	0,42	1,30
6	1,985		-	0,51	1,26
7	2,01		-	0,56	1,28
8	2,02	7,349 x10 ⁻⁴	-	0,56	1,29
9	2,00		-	0,41	1,27
10	2,30		-	0,50	1,26
MÉDIA	2,02	6,704 x10 ⁻⁴	0,457	0,484	1,27

Tabela 4: Resultado de Teste Traço 1:4 a/c0,4 RCC Misto com 30% EPS.

Devido a permeabilidade já ter apresentado bons resultados no traço de referência, ao realizar os ensaios do estudo em questão, por conta do EPS, geraram melhores resultados. E, o peso específico de ambos os testes continuaram dentro da faixa de referência considerável leve.

Em relação a resistência à compressão axial em comparação aos dois testes, apresentaram uma diferença relevante, o ensaio referente ao RCC misto, retomando o ensaio de referência realizado anteriormente, houve um decréscimo de resistência, já o RCC cinza foi notável um aumento.

CONCLUSÃO

Após a análise realizada dos resultados obtidos dos dois testes, foi considerado o traço com a utilização de RCC cinza, o mais qualificado. Através das observações realizadas pelos moldes de corpo de prova de ambos os testes, foram concluídas que, pela presença do material cerâmico presente no RCC misto, onde absorvem uma grande quantidade de água, apresenta uma filtração da mesma em sua pasta ocasionando a um molde de baixa resistência e grande esfrelamento similar aos testes realizados anteriormente na instituição.

Com a obtenção deste resultado, podemos estimular a utilização de materiais de descarte em meio a construção civil, auxiliando no grande impacto que introduz ao meio ambiente e juntamente contribuindo com a diminuição de seu custo ao comparar com a utilização de um concreto convencional para respectivos produtos.

APOIO

Fundação Araucária.

REFERÊNCIAS

[1] AGOPYAN, Vahan. Globo Ciência. Construção Civil consome até 75% da matéria prima do planeta. Jul, 2013. Disponível em < <http://redeglobo.globo.com/globociencia/noticia/2013/07/construcao-civil-consome-ate-75-da-materia-prima-doplaneta.html>>. Acesso em 25 out. 2016.

[2] ABRECON. **Brasileiro produz por ano meia tonelada de resíduos de construção civil.** Disponível em: <https://abrecon.org.br/brasileiro-produz-por-ano-meia-tonelada-de-residuos-de-construcao-civil/>. Acesso em: 25 out. 2019

[3] SÃO PAULO SÃO. **Por que Nova York declarou guerra ao isopor.** Disponível em: <<https://saopaulosao.com.br/conteudos/outros/273-por-que-nova-york-declarou-guerra-ao-isopor.html#>> . Acesso em: 25 out. 2019

[4] VASKE, N. R.; CAMPAGNOLO, J. L.; MOLIN, D. C. Aplicação da argamassa com adição de sílica ativa como material de reforço em elementos comprimidos de concreto. **Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído.** Número, p.1-19, out/2018.

[5] DAL MOLIN, D. C. C.; SCHULER, A. Estudo a respeito da aderência de argamassas com adição de microssilica sobre o concreto endurecido, suas propriedades mecânicas e possibilidade de uso em reforços estruturais. Relatório de Pesquisa. CPGEC, UFRGS, 1993.

[6] DIPROTEC. **ADITIVOS E COMPLEMENTARES**. Disponível em: <<http://diprotec.com.br/produto/silica-ativa-microsilica/>>. Acesso em: 23 out. 2019

[7] EPS. **APLICAÇÕES**. Disponível em: <<http://www.epsbrasil.eco.br/aplicacoes.html>>. Acesso em: 23 out. 2019

[8] GCPAT. **PRODUTOS**. Disponível em: <<https://gcpat.com.br/pt-br/soluciones/products/darafill-0>> . Acesso em: 23 out. 2019

ANÁLISE COMPARATIVA DE MITIGAÇÃO UTILIZANDO OS CIMENTOS CPII – F 32, CPII E-40, CPIV E CPV COM METACAULIM EM AGREGADOS POTENCIALMENTE REATIVOS

Data de aceite: 01/07/2021

Marina Munaretto Copetti

<http://lattes.cnpq.br/9838212000232840>

Cristiane Carine dos Santos

<http://lattes.cnpq.br/4101897913771990>

<https://orcid.org/0000-0002-0988-2682>

Ana Paula Maran

<http://lattes.cnpq.br/7847252334434156>

Silvane Santos da Silva

<http://lattes.cnpq.br/1015995413129280>

Régis Luís Wagner Mallmann

<http://lattes.cnpq.br/2231561351302325>

RESUMO: Com relação à avaliação da mitigação da reação álcali-agregado pelo método acelerado ABNT NBR 15577-5, a parte 1 da norma estabelece que a comprovação da mitigação da reação é obtida quando a expansão for menor que 0,19% aos 30 dias (28 dias de cura em solução alcalina). Este trabalho tem como objetivo realizar o estudo comparativo de determinação da mitigação da expansão da reação-álcali agregado em barras de argamassa pelo método acelerado além da análise petrográfica do agregado utilizado, onde foram utilizados um mesmo agregado potencialmente reativo da região onde será instalada a obra e quatro tipos de aglomerante cimentício CP II F 32, CPII E 40, CP IV e CPV e metacaulim. A análise petrográfica realizada confirmou a reatividade do agregado. O melhor desempenho entre os cimentos estudados

foi o do CPV-RS tem como justificativa seu teor de até 50% de adição de material pozzolânico, que promove reações capazes de inibir a RAA no cimento Portland. Desta forma, conclui-se que, além do equivalente alcalino, a presença de adições também tem uma grande influência na reação álcali-agregado no cimento Portland.

PALAVRA-CHAVE: RAA. Patologia. Concreto. Adições minerais. Agregado reativo.

ABSTRACT: Regarding the assessment of mitigation of the alkali-aggregate reaction by the accelerated ABNT NBR 15577-5 method, part 1 of the standard establishes that proof of mitigation of the reaction is obtained when the expansion is less than 0.19% at 30 days (28 days of cure in alkaline solution). This work aims to carry out a comparative study to determine the mitigation of the expansion of the alkali reaction aggregated in mortar bars by the accelerated method in addition to the petrographic analysis of the aggregate used, where the same potentially reactive aggregate was used in the region where the work will be installed and four types of cement binder CP II F 32, CPII E 40, CP IV and CPV and metakaolin. The petrographic analysis carried out confirmed the reactivity of the aggregate. The best performance among the studied cements was that of CPV-RS, justified by its content of up to 50% of addition of pozzolanic material, which promotes reactions capable of inhibiting RAA in Portland cement. Thus, it is concluded that, in addition to the alkaline equivalent, the presence of additions also has a great influence on the alkali-aggregate reaction in Portland cement.

KEYWORDS: AAR, Patholog AAR, Concrete.

1 | INTRODUÇÃO

O concreto é um dos materiais mais antigos e que tem o uso mais disseminado na construção civil. Fazem parte da sua composição aglomerante hidráulico - cimento Portland, agregado miúdo, agregado graúdo, água, podendo ainda conter aditivos químicos e adições. Algumas propriedades fazem com que esse material seja o mais aplicado na engenharia, desde a facilidade de executar elementos diversos, em variedade de dimensões e geometria, ao baixo custo e maior disponibilidade.

As primeiras publicações sobre reação álcali-agregado, reação esta que ocorre entre os álcalis do concreto em estado endurecido, datam o ano de 1916 no Brasil, mas houve estudos maiores no ano 1963. A preocupação maior sempre foi com obras de grande porte como barragens, e parte de usinas hidrelétricas. Mas por volta de 2004, na cidade de Recife foram identificados casos dessa patologia em edifícios acometendo blocos e sapatas de fundações com idades entre 3 a 20 anos. Com o aumento de conhecimento na área, percebeu-se uma incidência na maioria dos estados brasileiros com maior volume no Nordeste.

2 | PATOLOGIA DO CONCRETO

Os fenômenos patológicos habitualmente apresentam manifestação externa característica, a partir da qual se pode ter uma ideia dedutiva quanto à natureza, à origem e aos mecanismos dos fenômenos envolvidos.

Pode-se dizer que os problemas patológicos de maior gravidade nas estruturas em concreto armado, especialmente pelo seu evidente risco à integridade da estrutura, são a corrosão da armadura do concreto, as fissuras e as flechas excessivas das peças estruturais (HELENE, 1992).

De acordo com Helene (2005), dentre os processos que interferem na durabilidade do concreto armado, estão processos físicos e químicos, onde os mais relevantes dos processos químicos são a corrosão das armaduras, a penetração de cloretos, a carbonatação, o ataque por sulfatos e as reações álcali-agregado.

No mundo, em aproximadamente 35 países, existem diversas obras com estruturas de concreto afetadas por reação álcali-agregado. Antigamente, quando se falava em reação álcali-agregado, pensava-se em obras de barragem e obras de grande porte. Atualmente as reação podem ser encontradas em diversos tipos de estruturas de concreto por isso os órgãos que estudam o concreto com mais afinco desenvolveram um guia prático para prevenção de reação álcali-agregado, guia prático para inspeção e diagnóstico da reação álcali-agregado e também um guia de ação frente as estruturas afetadas pela reação álcali agregado em conjunto com a ABNT

A deterioração induzida pela RAA nos compósitos cimentícios é um problema sério sem nenhuma solução simples, embora existam inúmeros métodos tradicionais que tentam impedir esta reação tais como a escolha do agregado de maneira adequada e que não seja reativo; a utilização de cimentos com um teor alcalino baixo; a adição de materiais pozolânicos e assim por diante, o fato é que este problema é cada vez mais presente em concretos de cimento Portland. Além disso, a reparação das estruturas afetadas é um empreendimento muito caro. Até 2005, existem relatos no meio técnico indicando mais de 140 casos de barragens no mundo afetadas pela RAA (HASPARYK, 2005).

A autora também comenta que em estruturas onde estão instalados equipamentos hidrodinâmicos e elétricos (comportas, geradores, turbinas, etc.), os problemas ocasionados pela RAA passam a ter uma maior dimensão e custos, devido à manutenção e reparo.

A fissuração que ocorre no concreto devido à RAA pode contribuir com outros problemas que afetam a durabilidade das estruturas, como por exemplo, a corrosão das armaduras. Segundo o CBDB (Comitê Brasileiro de Barragens, 1999), a micro-fissuração junto à superfície dos agregados e a perda de aderência podem levar a perdas de resistência e à redução do módulo de elasticidade do concreto.

Assim sendo, esta pesquisa sobre adições minerais e tipos de cimento, na atenuação da reação álcali-agregado ocorrida nas estruturas de concreto por ela afetadas, mostra-se relevante para o desenvolvimento do conhecimento técnico-científico sobre o assunto.

3 I REAÇÃO ALCÁLI – AGREGADO(RAA)

A RAA é um tipo de reação expansiva bastante conhecida devido ao grande número de casos registrados no mundo. A RAA ocorre devido ao processo químico que provém da reação dos compostos mineralógicos do agregado com hidróxidos alcalinos originários do cimento, água de amassamento e agentes externos, os quais estão dissolvidos na solução dos poros de concreto.

O produto resultante dessa reação é um gel cristalino expansivo na presença de umidade, podendo originar fissuras, aumento de permeabilidade, diminuição da resistência e conseqüentemente a ruptura da estrutura. Por trazer tanto risco as obras civis e não havendo um método eficiente na solução desse problema quando instalado a melhor solução técnico/econômica para se combater a RAA é a prevenção (SANCHEZ, KUPERMAN, HELENE, 2008).

Os ensaios, regidos pela norma NBR 15577-1 (ABNT 1555-1, 2008) estabelecem limites de expansão em um determinado corpo-de-prova, concluindo se este é potencialmente reativo ou potencialmente inócuo. A utilização de areia considerada reativa em concreto, somada a um ambiente úmido, geram patologias muitas vezes irreversíveis. A fim de evitar esse problema, adiciona-se material de característica pozolânica que, em

algumas quantidades inibem a reação, tornando o agregado que antes era considerado potencialmente reativo, em potencialmente inócuo, conhecido como mitigação.

A deterioração do concreto causada pela reação álcali-agregado foi identificada pela primeira vez no ano de 1940, na Califórnia – EUA, por Stanton, quando se constatou inexplicáveis expansões em estruturas de diversos prédios escolares, pontes, pavimentos e construções portuárias. Ao investigar, Stanton chegou a conclusão que as expansões estavam relacionadas ao uso de cimento com alto teor de álcalis e que as deteriorações ocorridas foram devido à reação álcali-silica (HOBBS, 1988).

A reação se manifesta no concreto por um padrão de fissuração, expansão e consequente deslocamento dos elementos estruturais, o que causa ainda a desagregação de fragmentos da superfície. Algumas vezes, ocorre a exsudação de gel sílico-alcálico resultante da reação, que se deposita na superfície do concreto (PAULON, 1981). Segundo Bonato (2015), a reação álcali-agregado, é a reação química que ocorre no interior de uma estrutura de concreto, acontece entre os álcalis do cimento e os minerais dos agregados, sendo que geralmente os álcalis ou hidróxidos alcalinos também podem advir da água de amassamento, de aditivos químicos, de adições pozolânicas, entre outros.

A fissuração, é uma porta para agentes prejudiciais ao concreto como o CO_2 que age no processo de corrosão das armaduras, ocorre devido à formação de gel que é parcialmente solúvel em água e pode expandir ou contrair com a perda ou ganho de água. Então, a variação de volume ocasiona uma pressão interna e, consequentemente, expansão e fissuração (SILVEIRA, 2007).

Segundo Paulon (1981), independentemente do tipo de reação álcali-agregado (álcali-silica, álcali-silicato ou álcali-carbonato), a fissuração em forma de mapa pode ser observada em todos os casos, porém algumas características permitem diferenciar os três tipos.

Conforme ilustrado na Figura 1, há um bloco de fundação com problema de fissuração devido à reação álcali-agregado.



Figura 1: Fissuração de bloco de fundação afetado pelo RAA.

Fonte: SALLES, F. M.; SANTO, T. D. E; MARQUES, M (2003).

Vários fatores podem influenciar na intensidade da reação e no seu desenvolvimento no decorrer do tempo, como: a presença de agregado reativo no concreto e de álcalis na pasta de cimento, a presença de umidade e outras condições ambientais. A RAA é mais comum em obras que estejam expostas à umidade.

No Brasil, existe uma norma específica para a análise da reatividade álcali-agregado: ABNT NBR 15577 (2008). Esta norma está dividida em 6 partes:

Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto;

Parte 2: Coleta, preparação e periodicidade de ensaios de amostras de agregados para concreto;

Parte 3: Análise petrográfica para verificação da potencialidade reativa de agregados em presença de álcalis do concreto.

Parte 4: Determinação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado; Parte 5: Determinação da mitigação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado;

Parte 6: Determinação da expansão em prismas de concreto.

As reações álcali-agregado podem ser de três tipos: reação álcali-sílica, reação álcali-silicato e reação álcali-carbonato, cada tipo dependente da composição mineralógica reativa do agregado. Diante aos problemas gerados por essas reações, diversos estudos têm procurado maneiras de minimizar estes efeitos. De acordo com Monteiro et al. (1997), a ação mais empregada para minimizar e até suprimir a reação álcali-agregado é substituir parcialmente o cimento por adições minerais, principalmente materiais pozolânicos.

Segundo Mehta (2008), em torno de 50 a 70% da massa do clínquer presente no cimento Portland pode ser substituída por diversos materiais complementares. Estes materiais são rejeitos industriais e agroindustriais e podem ou não sofrer beneficiamento. Os materiais pozolânicos que são comumente utilizados para substituir parcialmente o cimento Portland, são a cinza volante, cinza de casca de arroz, escória de alto forno e sílica ativa. Com base no exposto, o presente trabalho tem como objetivo fazer um estado da arte sobre as principais adições minerais utilizadas para mitigar as reações álcali-agregado e verificar os seus efeitos

3.1 Uso de adições minerais para mitigação de RAA

Segundo Mehta (2008), a utilização de adições minerais tem influência benéfica sobre a durabilidade do concreto, devido aos efeitos físicos associados com o tamanho das partículas, que são geralmente mais finas que as do cimento Portland, e pelas reações pozolânicas e cimentíceas.

De acordo com a ASTM C 618/97 e a ABNT NBR 12653: 1992, pozolana é um material que, por si só, possui pouca ou nenhuma atividade cimentícea, porém, quando finamente dividida e na presença de água, reage com o hidróxido de cálcio à temperatura ambiente para formar compostos com propriedades cimentantes, reação na qual é chamada

de reação pozolânica.

As pozolanas podem se originar tanto de materiais naturais como: tufos vulcânicos, terras diatomáceas, argilas calcinadas; assim como de subprodutos e resíduos industriais (cinza volante, sílica ativa e cinza de casca de arroz). Elas podem ser utilizadas como substituição de parte do cimento ou como adição em percentuais variáveis em relação à massa de cimento. A adição de materiais pozolânicos, além de combaterem a expansão causada pela reação álcali-agregado, melhora outras propriedades do concreto, como a permeabilidade, a resistência ao calor, a difusividade, e o tamanho da zona de transição, devido à presença de partículas sólidas menores. Existem muitas proposições que buscam explicar o efeito da incorporação de adições minerais pozolânicas na reação álcali-agregado.

A seguir serão apresentadas as diversas explicações de alguns autores sobre a utilização de pozolanas e seus efeitos nestas reações.

Vivian (1983); Diamond (1997) e Hobbs (1988) constataram em seus estudos que a incorporação de materiais silicosos finamente moídos, ou pozolanas, poderiam agir de forma benéfica na redução das expansões nas reações álcali-agregado (teores ótimos). Porém, descobriram ainda que alguns teores podem agir de forma contrária, os chamados teores péssimos.

Segundo Ramachandran (1998), a eficácia com que as misturas de pozolanas naturais, cinza volante, cinza de casca de arroz, escória de alto forno e sílica ativa previnem os efeitos da reação álcali-agregado, vai depender da composição química das misturas, da quantidade adicionada, do tipo de agregado e do tipo de álcalis no cimento (Sódio, Potássio ou Lítio).

Para um determinado teor de álcalis do cimento, uma determinada quantidade de pozolana deve ser adicionada com o objetivo de produzir uma quantidade máxima de C-S-H e uma quantidade mínima de gel (SILVEIRA, 2007).

Segundo Diamond (1997), as adições pozolânicas agem por meio de um mecanismo de reação de superfície, que reduz não só a concentração de álcalis, mas ainda a concentração de íons hidroxila (OH⁻), isto é, o pH da solução da água dos poros.

Prezzi (1995) explicou que as adições minerais reduzem o pH da solução de água dos poros do concreto, tornando-a menos agressiva e diminuem a carga negativa da superfície da sílica. Quanto menor a concentração iônica na superfície carregada da partícula, menores a pressão e as expansões que são desenvolvidas.

Chatterji et al. (1989) apontaram como responsável da redução da expansão, o consumo de Ca(OH)₂ formado durante a hidratação do cimento, sendo a adição de minerais importantes contribuidores para este fato.

De acordo com Wang et al. (1991), o Ca(OH)₂ possui duas funções no mecanismo da reação álcali-sílica. Age mantendo o pH alto da solução da água dos poros, isto é, uma alta concentração de OH⁻ e age como fonte de Ca₂₊, cuja liberação pode produzir gel silico-

alcalino expansivo.

Bhatty (1985) concluiu que as pozolanas reduzem a expansão causada pela reação durante a produção de C-S-H e silicatos hidratados com baixa relação Cálcio/Silica (Ca/Si). Estes hidratos podem reter o álcali adicional, reduzindo assim a quantidade de álcalis disponível para a reação com os agregados reativos, eliminando o efeito nocivo da expansão. Os resultados da sua pesquisa indicaram que a quantidade de álcalis retida aumentou com o aumento da adição de pozolanas. A partir dessas considerações, foi possível observar que a adição de pozolana auxilia na redução da expansão do concreto, inibindo desta forma as reações álcali-agregado.

A seguir, serão mostrados os principais tipos de adições pozolânicas utilizadas por alguns pesquisadores e seus respectivos efeitos na mitigação das reações álcali-agregado.

Duchesne et al. (1994) foram responsáveis por analisar o efeito de algumas adições minerais como sílica ativa, cinza volante e escória de alto forno, com o objetivo de reduzir a expansão devido às reações álcali-agregado. A contribuição das pozolanas foi avaliada por dois parâmetros: consumo de Ca(OH)_2 e análise da solução de água dos poros. Os autores chegaram a conclusão que quanto maior o conteúdo de material suplementar (cimento substituído por pozolana), maior o consumo de Ca(OH)_2 . Não foi constatada nenhuma correlação entre o teor de Ca(OH)_2 e a redução da expansão do concreto. Desta forma, o consumo Ca(OH)_2 observado nas análises parece ser apenas uma consequência da reação pozolânica, em função da redução da alcalinidade na solução de água dos poros do concreto.

Segundo TIECHER (2006) as adições pozolânicas impedem a reação álcali-agregado pois ao reagirem com o hidróxido de cálcio do cimento Portland provocam uma diminuição do pH da solução dos poros, inibindo assim a reação.

Outro fator que combate a RAA com adições minerais é que a sílica presente nestas reage com os álcalis do CP antes da sílica presente nos agregados do concreto, e esta reação que ocorre primeiramente não é prejudicial, pois o produto silicoso, finamente dividido, é inofensivo por não acarretar em expansões (DIAMOND, 1984, apud TIECHER, 2006).

Atualmente no Brasil são produzidos cimentos Portland com variadas porcentagens de adições, nessas opções tem-se dois tipos com altas porcentagens de adições, que podem ser usados para prevenirem o desencadeamento da reação álcali-agregado.

4 | METODOLOGIA

Em virtude do histórico encontrado em fundações de subestações na região central de Minas Gerais fez-se um estudo meticuloso para evitar futuros problemas, o agregado em questão não poderia ser alterado devido distância da obra. Então buscou-se fazer um estudo comparativo de mitigação apenas trocando o aglomerante da mistura para encontrar melhor solução para evitar esse propenso problema.

4.1 Agregado, aglomerantes

Nesse estudo foi utilizado o agregado da cidade de Salinas do estado de Minas Gerais foram realizados coleta e ensaios de agosto de 2018 a fevereiro de 2019. Foram recolhidos os agregados, tipos de cimentos e metacaulim e realizado o estudo de mitigação.

Estudos anteriores (relatórios ABCP) indicaram que essa região tem agregados potencialmente reativos. Com o intuito de contribuir com subsídios para a mitigação da expansão desses agregados foi realizado o ensaio prescrito pela NBR 15577-5, onde usou os cimentos (CP IV 32 - CP II E – 40 - CP II F 40 e CP V + 8% de metacaulim).

Portanto, este estudo apresenta os resultados dos ensaios referentes à determinação da mitigação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado prescrito pela ABNT NBR 15577-5, indicado para avaliar a eficiência de cimentos com adições de materiais pozolânicos ou escórias de alto-forno em inibir a expansão de agregados classificados como potencialmente reativos pela metodologia prescrita pela ABNT NBR 15577-4. O tipo de cimento variou conforme estudo, onde o agregado foi o mesmo em todo o estudo.

4.1.1 Análise petrográfica

A análise petrográfica dos agregados foi realizada seguindo as prescrições normativas da NBR 15577-3 e efetuando-se a visualização das amostras por técnicas microscópicas para se determinar as características mineralógicas dos agregados. O diagnóstico do agregado quanto a sua reatividade também foi feito em função da presença de minerais reativos e a avaliação do ângulo de extinção ondulante identificado no quartzo tensionado via microscopia de luz polarizada, de acordo com o procedimento descrito por Mantuani (1983 apud WEST 1996, p. 29-32).

Na Figura 2 segue esquematizada a determinação do ângulo de extinção ondulante em microscópio petrográfico. O objetivo é avaliar a qualidade da brita como agregado para concreto do ponto de vista mineralógico, no que se refere a sua potencialidade à reação álcali-agregado (RAA).

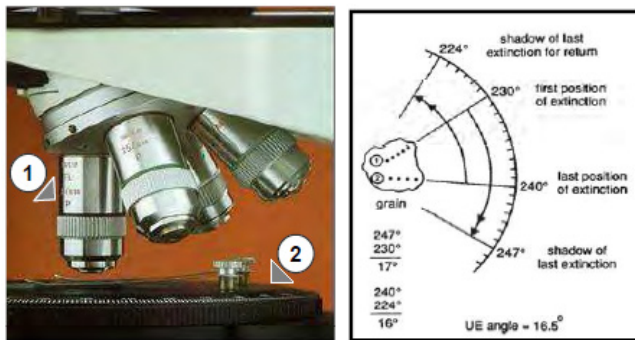


Figura 2 -Análise petrográfica. a) Detalhe do microscópio petrográfico – objetivas (1) e mesa giratória (2); b) Determinação do ângulo de extinção ondulante (*undulatory extinction - UE*) na mesa giratória.

Fonte: (MANTUANI, 1981 apud POOLE, 1992, p. 12).

4.1.2 Método Acelerado de Barras de Argamassa

O ensaio acelerado em barras de argamassa foi realizado para a determinação da propensão dos agregados estudados à reação álcali-agregado. O Método Acelerado de Barras de Argamassa é normatizado no pela ASTM C-1260 (2007) e ABNT NBR 15577-4 (2008), e é, devido à sua velocidade de avaliação, o método mais utilizado no mundo (SANCHEZ, 2008).

O ensaio consiste na confecção e imersão de barras de argamassa em uma solução de hidróxido de sódio a 80 °C por um período de 30 dias, fazendo-se leituras de expansão aos 16 e 30 dias contados a partir de sua moldagem, e em períodos intermediários (ABNT NBR 15577-4, 2008). No instante de moldagem foram controladas as condições do ambiente (umidade e temperatura) por meio de um relógio termo-higrômetro. Após 24 ± 2h de cura nos moldes, efetuou-se o acondicionamento das barras em recipiente com água destilada, mantendo-se na temperatura de 80°C durante 24±2h. Seqüencialmente, realizou-se a primeira medição das barras, sendo as mesmas posteriormente transferidas para um banho térmico de NaOH 1N a 80 °C.

A Figura 3 demonstra onde as amostras receberam o banho térmico NaOH 1N controlado à 80°C.



Figura 3 - Banho térmico NaOH 1N controlado à 800C.

Fonte: Dados elaborados pelo autor(2020).

A retirada e retorno de cada barra do banho térmico para leitura foi realizado num período de tempo inferior a 1 min. A Figura 4 representa a retirada das amostras para as leituras.



Figura 4- Instante de retirada da barra do banho térmico.

Fonte: Dados elaborados pelo autor(2020).

A ASTM C-1260 (2007) define um limite de expansão de 0,20% aos 16 dias, acima do qual a reação é considerada deletéria. A Figura 5 representa o leitor de expansões.



Figura 5 - Equipamento de leitura de expansões.

Fonte: Dados produzidos pelo o autor (2020).

Expansões entre 0,10% e 0,20% são classificadas como potencialmente deletérias, e abaixo de 0,10%, como inócuas. Já a ABNT NBR 15577-4 (2008) classifica como potencialmente inócua a reação com expansão abaixo de 0,19% aos 30 dias, e acima desse limite como potencialmente reativa.

No caso da avaliação da mitigação da reação álcali-agregado pelo método acelerado NBR 15577-5, foi testada a mistura: (Brita + CP IV RS – 32), (Brita + CP II Z 40)(Brita + CP II F – 32) e (Brita + CP V ARI - RS + 8% de metacaulim). Substituiu-se o metacaulim em cima da massa de cimento, ou seja 404,8 g de cimento e 35,8g de metacaulim.

A *Tabela 1* apresenta a composição dos materiais utilizada para a preparação de três barras de argamassa de (25 x 25 x 285) mm. A amostra de agregado foi previamente britada e pulverizada, utilizando-se um britador de mandíbulas, marca Renard, modelo BMA 125.80, em seguida peneirada até obtenção da distribuição granulométrica indicada. Este procedimento foi realizado em todas as amostras. A quantidade de materiais utilizadas em cada moldagem das barras é a mesma, o que muda é o aglomerante. O aglomerante A é o cimento CP IV RS 32, o aglomerante B é o cimento CP II F 40 e o aglomerante CP II E 40 e o aglomerante D é o CP V + METACAULIM.

	Abertura nominal das peneiras (mm)	Massa (g)
Agregado	4,8-2,4	99,0
	2,4-1,2	247,5
	1,2 -0,6	247,5
	0,6-0,3	247,5
	0,3-0,15	148,5
Cimento A, B, C e D.		440,0
Água destilada (a/c = 0,47)		206,8

TABELA 1 - Composição dos materiais.

Fonte: Dados produzidos pelo o autor (2020).

5 I RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Análise petrográfica

A análise petrográfica foi realizada primeiramente ao microscópio estereoscópico, sendo complementada por observações de lâmina delgada ao microscópio óptico de luz transmitida. O Quadro 1 demonstra a síntese das características petrográficas.

Mineralogia	Principal	Quartzo
	Subordinada	Opacos, carbonatos, sericita
	Reativa/Deletéria	Quartzo microgranular(20-30%)
Cor		Cinza escuro
Estrutura		Foliada
Textura		Granolepidoblástica/ Xistosa
Granulação		Inequigranular. Média(5mm a 1 mm) a fina(<1mm)
Deformação do agregado		Foliação marcada pela orientação das micas
Feldspato(Texturas potencialmente reativas)		Não ocorre
Quartzo deformado(<extinção ondulante)		15° a 30°
Quartzo microgranular(%)		>15%
Microfissuração		Fraco
Tipo		Rocha britada
Grau de alteração		Rocha sã
Propriedades físico-mecânicas		Rocha muito coerente
Tipo de rocha		Metamórfica
Classificação petrográfica		Quartzo xisto
Reatividade potencial		Potencialmente reativa

Quadro 1 – Síntese das características petrográficas.

Fonte: Dados produzidos pelo o autor (2020).

A rocha é constituída principalmente por quartzo e feldspato dispostos em uma textura granolepidoblástica xistosa, podendo-se classificar a rocha como um quartzo de xisto. Por meio do estudo petrográfico a amostra foi considerada potencialmente reativa com relação a sua reatividade frente ao álcalis do concreto. A reatividade da amostra está relacionada à presença de quartzo microgranular em teores de 15% constituintes totais da amostra.

5.2 Método Acelerado de Barras de Argamassa

Os ensaios acelerados em barras de argamassa foram realizados com agregado potencialmente reativo. Os ensaios de reatividade foram realizados até a idade de 28 dias, como especifica a norma.

A Tabela 2 apresenta os resultados dos ensaios realizados utilizando o cimento CP IV RS - 32, CP II E 40, CP II F 32 e CP V + metacaulim destacando-se os valores aos 28 dias de cura em solução de NaOH 1N a 80°C.

Os ensaios acelerados indicaram a maior tendência à reação na amostra CP II

40, possuindo expansões elevadas nas primeiras idades, sendo aos 14 dias facilmente caracterizados como potencialmente reativo o cimento CP II. Os cimentos CP II F32 E CPV + Metacaulim confirmaram sua reatividade aos 19 e 21 dias. O cimento CP IV apresentou-se dentro do índice sendo considerado não reativo.

Idade de Cura agressiva	Variações dimensionais (cimento CP IV – RS -32)	Variações dimensionais (cimento CP II E - 40)	Variações dimensionais (cimento CP II F 32)	Variações dimensionais (CP V – RS + 8% METACAULIM)
(dias) ^(*)	médias (%)	médias (%)	médias (%)	médias (%)
1	-	-	-	-
2	0,02	0,02	0,01	0,01
3	-	-	-	-
4	-	-	-	-
5	0,04	0,07	0,03	0,03
6	-	-	-	-
7	0,05	0,1	0,05	0,04
8	-	-	-	-
9	0,07	0,12	0,08	0,08
10	-	-	-	-
11	-	-	-	-
12	0,09	0,16	0,11	0,09
13	-	-	-	-
14	0,1	0,19	0,13	0,11
15	-	-	-	-
16	0,11	0,22	0,15	0,14
17	-	-	-	-
18	-	-	-	-
19	0,14	0,25	0,18	0,16
20	-	-	-	-

21	0,16	0,27	0,2	0,17
22	-	-	-	-
23	0,17	0,3	0,21	0,2
24	-	-	-	-
25	-	-	-	-
26	0,17	0,33	0,23	0,22
27	-	-	-	-
28	0,17	0,35	0,25	0,24

TABELA 2 - Variação dimensional das barras de argamassa em solução alcalina de todos os tipos de cimento utilizados para esse estudo.

Fonte: Dados produzidos pelo o autor (2020).

A Figura 6 ilustra a evolução das expansões médias das barras de argamassa com o tempo de cura.

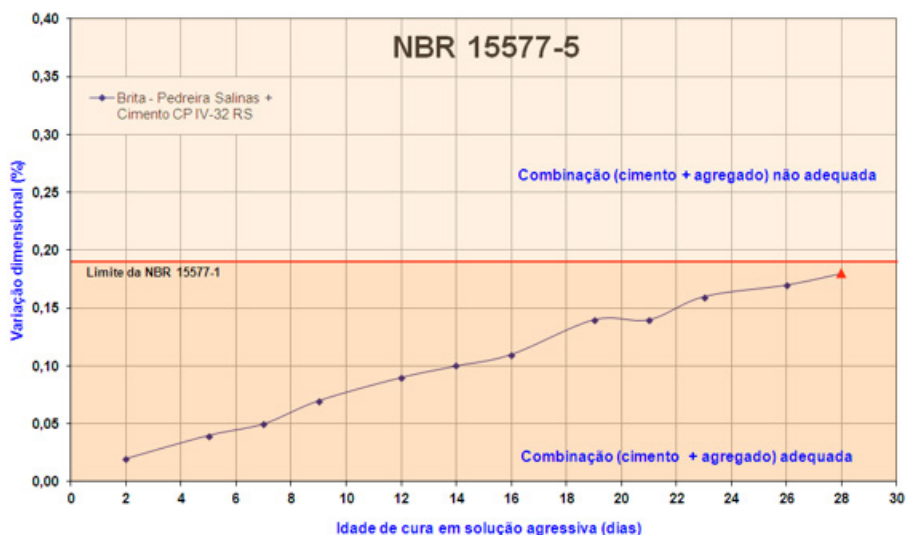


Figura 6 - Evolução das expansões médias das barras de argamassa com o tempo de cura.

Fonte: Dados produzidos pelo o autor (2020).

Em estudo realizado por TIECHER (2006), concluiu-se que o CP IV, ou cimento Pozolânico, gerou menores expansões comparando-se com os outros tipos de cimento, então recomenda-se que na execução de grandes obras sujeitas a reação álcali-agregado seja utilizado o CP IV.

A Figura 7 ilustra a evolução das expansões médias das barras de argamassa com o tempo de cura.

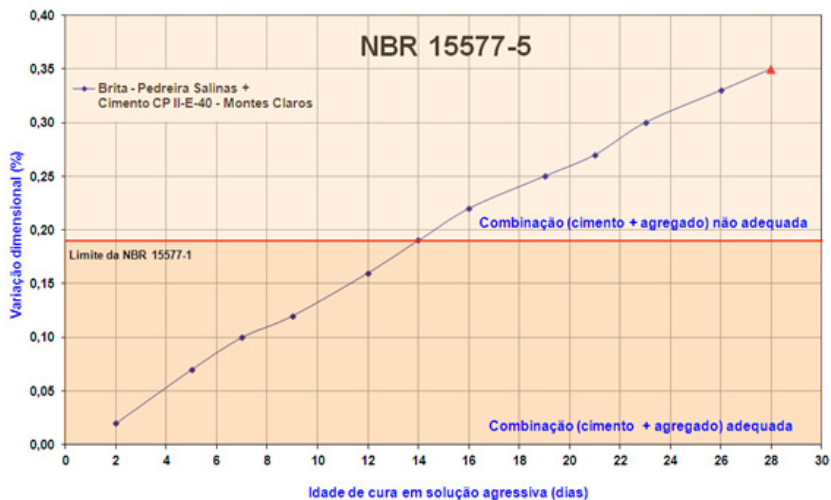


Figura 7 - Evolução das expansões médias das barras de argamassa com o tempo de cura.

Fonte: Dados produzidos pelo o autor (2020).

A Figura 8 apresenta os resultados dos ensaios realizados utilizando o cimento CP II F 32 destacando-se os valores aos 28 dias de cura em solução de NaOH 1N a 80°C.

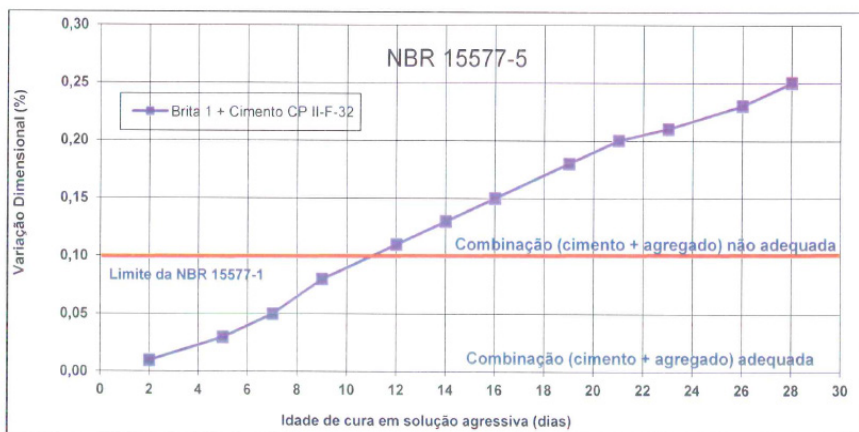


Figura 8 - Evolução das expansões médias das barras de argamassa com o tempo de cura.

Fonte: Dados produzidos pelo o autor (2020).

O agregado quando combinado com o cimento CP II-F-32 apresentou valor de

expansão superior de 10% aos 14 dias de cura em solução alcalina, indicando que a combinação especificadamente ensaiada não é adequada, o agregado é reativo e esse tipo de cimento não conseguiu inibi-lo.

A Figura 9 ilustra a evolução das expansões médias das barras de argamassa com o tempo de cura.

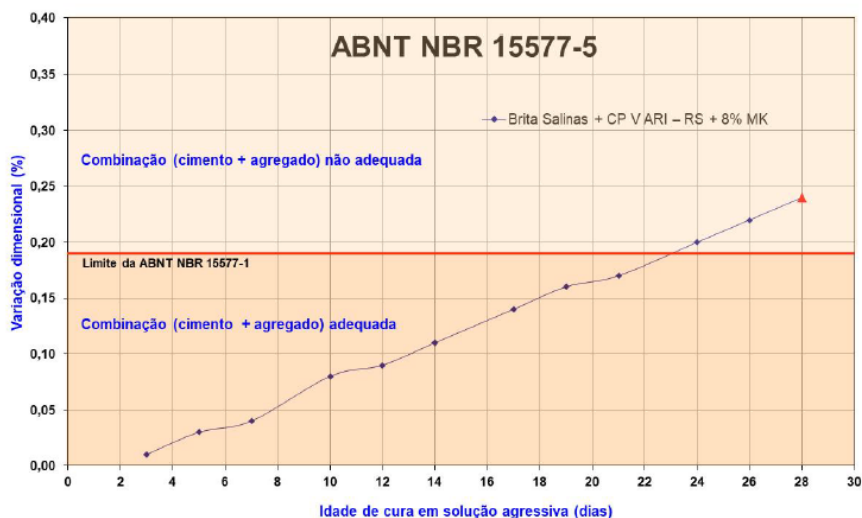


Figura 9 - Evolução das expansões médias das barras de argamassa com o tempo de cura.

Fonte: Dados produzidos pelo o autor (2020).

Com relação à avaliação da mitigação da reação álcali-agregado pelo método acelerado ABNT NBR 15577-5, a parte 1 da norma estabelece que a comprovação da mitigação da reação é obtida quando a expansão for menor que 0,19% aos 30 dias (28 dias de cura em solução alcalina).

A amostra de brita (Salinas) quando combinada com o cimento (CP V ARI - RS adicionado 8% de metacaulim), apresentou valor de expansão superior a 0,19% aos 28 dias de cura em solução alcalina, indicando que a combinação especificadamente ensaiada não é adequada, o agregado é potencialmente reativo e o cimento não inibiu a expansão devido à reação álcali-agregado nos níveis requeridos.

A grande presença de gel característico da RAA no CPV-ARI está de acordo com os resultados apresentados por este no ensaio acelerado das barras de argamassa, em que foi o cimento que mais apresentou expansão, e o único em que a reação foi classificada como deletéria.

Nem sempre é possível limitar os álcalis totais, principalmente em concreto mistura com alto teor de cimento. Nesse caso, a influência dos álcalis agressivos pode ser mitigada pelo uso de adições minerais, como escória granulada de alto-forno moída, cinzas volantes,

sílica ativa ou metacaulim. Esses materiais reduzem e imobilizam os álcalis o suficiente para prevenir ou controlar o RAA. Essa prática foi aceita em todo o mundo e contribuiu também para a melhoria ambiental. No entanto, as próprias adições minerais podem contribuir com alguns álcalis à mistura. A vantagem das adições minerais é que elas têm um conteúdo alcalino ativo consideravelmente menor do que o cimento Portland, uma vez que seus álcalis geralmente estão amarrados em suas fases vítreas e são liberados a uma taxa muito mais lenta do que o cimento Portland. Os mecanismos pelos quais as adições minerais suprimem a expansão da RAA envolvem complexidade alcalis para reduzir as concentrações de íons hidroxila e alterar as taxas de difusão de álcalis e cálcio nos locais de reação, resultando na formação de produtos de reação não expansivos inofensivos.

Existem dois tipos de cinzas volantes, Classe F e Classe C (ASTM C618, 2017), distinguidas por seu teor de cal (CaO), com cinzas de Classe C com maior teor de cal, geralmente excedendo 10% ou até 20%. Para fins de prevenção do RAA expansivo, a proporção mínima permitida de $\text{SiO}_2 \cdot 1\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 1\text{Fe}_2\text{O}_3$ para cinzas da classe F é de 70% e para cinzas da classe C é de 50%. Um requisito adicional para cinzas volantes é um limite máximo de 1,5% para os álcalis disponíveis, conforme determinado.

CONCLUSÃO

A maneira óbvia de impedir a RAA é evitar o uso de agregados reativos a álcalis. Muitos tipos de rochas que ocorrem naturalmente são potencialmente reativos. Isso enfatiza a importância de testar fontes de agregados novas ou não testadas para RAA antes de serem usadas no concreto. No entanto, há ocasiões em que não é possível evitar um agregado reativo a álcalis. Nesses casos, a mistura com um agregado não reativo pode reduzir o problema. Outra medida é excluir os constituintes suscetíveis de RAA por beneficiamento (extração e trituração seletivas, separação de meios pesados, etc.). Como alternativa, deve-se prestar atenção à redução ou minimização dos álcalis na mistura ou modificação do ambiente para eliminar a umidade

Os resultados estão, em geral, de acordo com a bibliografia, que apresenta o CPV-ARI como pouco resistente à RAA, o CPIV-RS como bom inibidor, bom desempenho em contato com a reação álcali-agregado. Índícios da RAA, como a presença de gel, também são observados por diversos autores, mesmo para cimentos que não sofrem com a reação. O desempenho ruim do CPV-ARI, mesmo sendo o cimento com menor equivalente alcalino entre os avaliados, pode ser justificado por sua elevada pureza e ausência de adições capazes de controlar o desenvolvimento da reação álcali-agregado. De forma análoga, o bom desempenho do CPIV-RS tem como justificativa seu teor de até 50% de adição de material pozolânico, que promove reações capazes de inibir a RAA no cimento Portland. Desta forma, conclui-se que, além do equivalente alcalino, a presença de adições também tem uma grande influência na reação álcali-agregado no cimento Portland.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15577-1, agregados – Reatividade álcali-agregado – Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto, 2008.

ABNT NBR 15577-1/18 Agregados - Reatividade álcali-agregado - Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto

ABNT NBR 15577-4/18 Agregados - Reatividade álcali-agregado - Parte 4: Determinação da expansão em barras de argamassa pelo método acelerado

ABNT NBR 16372/15 Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine)

ABNT NBR 16697/18 Cimento Portland – Requisitos

ABNT NBR NM 17/12 Cimento Portland - Análise química - Método de arbitragem para a determinação de óxido de sódio e óxido de potássio por fotometria de chama.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15577-1, agregados – Reatividade álcali-agregado – Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto, 2008.

BATTAGIN, A.; SILVEIRA, A.L.; MUNHOZ, F.; BATTAGIN, I. Associação Brasileira de Cimento Portland. A evolução da cultura da prevenção da reação álcali-agregado no mercado nacional. In: Concreto e construções. Ano 44. Ed. Ibracon, Jul-Set 2016.

BHATTY, M. S. Y.. Mechanism of pozzolanic reactions and control of alkali-aggregate expansion. Cement, Concrete and Aggregates, West Conshohocken, v.7, n.2, 1985.

CARASEK, H.; CASCUDO, O.; CAETANO, G. Contribuição à previsão de danos para estruturas de concreto atacadas pela reação álcali-silica. In: Concreto e construções. Ano 44. Ed. Ibracon, Jul-Set 2016.

CHATTERJI, S.; THAULOW, N.. Studies on alkali-silica reaction. Cement and Concrete Research, West Conshohocken, 1989.

DAHER, C. H. S. Avaliação do grau de influência de parâmetros de contorno no ensaio de reatividade potencial álcali-agregado pelo método acelerado. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

DIAMOND, S.. Alkali Silica Reactions: Some Paradoxes. Cement and Concrete Composites, Amsterdã, v.19, 1997.

DUCHESNE, J.; BÉRUBÉ, M. A.. The effectiveness of supplementary cementing materials in suppressing expansion due to ASR: another look at the reaction mechanism: pore solution chemistry. Cement and Concrete Research, West Conshohocken, v.24, n.2, 1994.

- DUCHESNE, J.; BÉRUBÉ, M.A.. The effectiveness of supplementary cementing materials in suppressing expansion due to ASR: another look at the reaction mechanism: concrete expansion and portlandite depletion. *Cement and Concrete Research*, West Conshohocken v.24, n.1, 1994.
- FUSCO, P.B.. *Estruturas de Concreto*. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, v.1, 1976.
- GLASSER, L. S. D.; KATAOKA, N.. The chemistry of alkali-aggregate reaction. *Cement and Concrete Research*, West Conshohocken, v.11, 1981.
- HASPARYK, N. P.. *Investigação de concretos afetados pela reação álcali-agregado e caracterização avançada do gel exsudado*. Tese (Doutorado em
- FRAGA, Y. S. B.; SILVA, C. M. M. A.. Efeitos de adições minerais para mitigação de reações álcali-agregado no concreto: estado da arte. *Engineering Sciences*, v.5, n.1, p.1-13, 2017.
- HELENE, P.. *Manual de Reparo, Proteção e Reforço de Estruturas de Concreto*. São Paulo: Editora Rehabilitar, 2005. HELENE, P.. *Manutenção para Reparo, Reforço e Proteção de Estruturas de Concreto*. 2 ed. São Paulo: Pini, 1992.
- HOBBS, D. W.. *Alkali-silica reaction in concrete*. London: 1988.
- DOLAR-MANTUANI, L. M. M. Undulatory extinction in quartz used for identifying alkali aggregate reactive rocks. In: OBERHOLSTER, R. E. (Ed.). **Proceedings of the 5. International Conference on Alkali Reaction in Concrete**. Cape Town: [s.n.], 1981. p. 252.
- MIZUMOTO, Camilo. **Investigação da reação álcali-agregado (RAA) em testemunhos de concreto e agregados constituintes**. 2009. 162 f. Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2009. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/11449/91463>>.
- MEHTA, P. K.. *Concreto Sustentável*. Revista Técnica. São Paulo: 2008.
- PREZZI, M.. *Analysis of the Mechanism of Concrete Deterioration*. Berkeley: University of California, 1995.
- POOLE, A.B. Introduction to alkali-aggregate reaction in concrete. In: SWAMY, R. M. (Ed.). **The Alkali-aggregate reaction in concrete**. New York: Taylor & Francis Elibrary, 2003. p. 1-29.
- RAMACHANDRAN, V. S.. Alkali-aggregate expansion inhibiting admixtures. *Cement and Concrete Composites*, Amsterdã, v.20, n.3, 1998.
- SANCHEZ, L., KUPERMAN, S., HELENE, P. Reação álcali-agregado – Método Acelerado Brasileiro de Prismas de Concreto (ABCPT). Anais de 50º Congresso Brasileiro do Concreto – CBC2008 – 50CBC0223, 2008.
- SILVEIRA, A. A.. *Contribuição ao estudo do efeito da incorporação de cinza de casca de arroz em concretos. Efeitos de adições minerais para mitigação de reação álcali-agregado*. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

TIECHER, Francieli. Reação álcali-agregado: avaliação do comportamento de agregados do sul do Brasil quando se altera o cimento utilizado. UFRGS, Porto Alegre, 2006.

VIVIAN, H. E.. The process of alkali-aggregate reaction. Proceedings. Alkali in Cement and Concrete. London: 1983. WANG, H.; GILLOTT, J. E.. Mechanism of alkali-silica reaction and the significance of calcium hydroxide. Cement and Concrete Research, West Conshohocken, v.21, 1991.

ANÁLISE PRELIMINAR DO COMPORTAMENTO DE PASTAS E ARGAMASSAS DE CIMENTO PORTLAND INCORPORADAS COM PÓ À BASE DE CACTO

Data de aceite: 01/07/2021

Gabriella Cavalcante Souza

Doutoranda em Eng. de Materiais
Programa de Pós-Graduação em Engenharia
de Materiais da Universidade Federal da
Paraíba (UFPB)

João Victor de Paiva Rodrigues

Graduando em Eng. Civil
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental
da Universidade Federal da Paraíba (UFPB)

Yasmim Medeiros Rocha

Graduanda em Eng. de Materiais
Departamento de Engenharia de Materiais da
Universidade Federal da Paraíba (UFPB)

Heber Sivini Ferreira

Prof. Doutor, em Eng. de Materiais
Departamento de Engenharia de Materiais da
Universidade Federal da Paraíba (UFPB)

RESUMO: O desenvolvimento de matérias primas alternativas no ramo da construção civil torna-se cada vez mais necessária de maneira em que, através das melhorias das características físicas das pastas e argamassas pelos aditivos, seja possível minimizar a necessidade de utilização de outros insumos de processamentos caros e nocivos ao meio ambiente. O presente trabalho tem como objetivo principal a análise preliminar do comportamento plástico, no estado fresco, e absorção de água capilar, no estado endurecido, de pastas e argamassas de cimento Portland com a incorporação de aditivo em pó à base do

cacto Palma Forrageira, produzido por secagem por aspersão. Com base na análise dos dados percebeu-se, sobretudo, que o aditivo indicou influência direta nos aspectos abordados, seja no estado fresco das pastas com o aumento da plasticidade sugerindo que o pó poderá ser um aditivo plastificante e acelerador de pega com percentuais maiores ou iguais a 1%. Bem como uma baixa absorção de água por capilaridade e retardador com o percentual menor que 1%. Portanto, a depender dos percentuais utilizados, o aditivo em pó além de proporcionar otimização das propriedades, engloba todo um viés sustentável e regional.

PALAVRAS-CHAVE: *Opuntia ficus-indica*; spray drying; aditivo natural.

ABSTRACT: The development of alternative raw materials in the construction industry is becoming increasingly necessary so that by improving the physical characteristics of the pastes and mortars by the additives, it is possible to minimize the need for the use of other expensive processing inputs and materials. harmful to the environment. The main objective of this work is the preliminary analysis of the fresh plastic behavior and absorption of the hardened capillary water of Portland cement pastes and mortars with the incorporation of a powder additive based on Palma Forrageira cactus. by spray drying. Based on the data analysis, it was noticed that the additive indicated a direct influence on the approached aspects, either in the fresh state of the pastes with the increase of plasticity suggesting that the powder may be a plasticizer additive and handle accelerator with higher or lower percentages.

equal to 1%. As well as a low water absorption by capillarity and retarder with the percentage less than 1%. Therefore, depending on the percentages used, the powder additive, besides providing properties optimization, encompasses a whole sustainable and regional bias

KEYWORDS: *Opuntia ficus-indica*; spray drying; natural additive.

1 | INTRODUÇÃO

Os aditivos associados às argamassas e concretos estão, sobretudo, atrelados ao desenvolvimento de características que aperfeiçoem e tornem adequado o emprego desses materiais em diferentes situações de estruturas.

Conforme descrito pela NBR 11768 (ABNT, 2011), o aditivo é um produto adicionado durante a fase de preparação das misturas de cimento (pasta, argamassa, concreto, etc.), com objetivo de alterar suas propriedades no estado fresco e/ou endurecido, melhorando seu desempenho. Podendo ser adicionado em quantidade não superior a 5% da massa de material cimentício.

Mehta e Monteiro (2014) e Aitcin (2000) ratificam também que tais aditivos podem ser divididos de acordo com sua funcionalidade, podendo ser atribuídos como dispersantes de partículas de cimento, modificadores do processo de hidratação, reagentes para com subprodutos da hidratação e ainda aqueles que apresentam funções de ação física no concreto, agregando, dessa forma, diferentes benefícios a esse.

É nesse sentido que surge o empenho no desenvolvimento de aditivos de ampla disponibilidade e baixo custo, que garantam, além da economia do produto final, a minimização dos impactos ambientais por meio da utilização de matéria-prima natural e da redução de insumos nocivos, a partir do emprego de materiais mais sustentáveis na produção dos aditivos.

Essa concepção de utilização de matéria-prima natural para aditivos não é algo recente, essa ideia já existe desde os tempos romanos com o uso de sebo de porco, leite de cabra, sangue de boi e clara de ovo como plastificantes (GIAMMUSSO, 1992). No que tange aos insumos vegetais, a utilização de materiais orgânicos chamados de polímeros naturais (uma macromolécula composta de muitas unidades de repetição chamadas de meros, ligadas por ligações covalentes (CANEVALORO, 2002)) era recorrente em construções da antiguidade, entre eles está o uso do cacto ou a chamada Palma Forrageira (*Opuntia ficus-indica*) (CHANDRA et al., 1998).

No que concerne ao uso dessa vegetação para a produção de aditivos, a *Opuntia ficus-indica*, cacto de origem mexicana, foi primitivamente utilizada pelos Astecas em argamassas de restauração (SÁENZ et al., 2000). A partir da mucilagem, substância gelatinosa encontrada na palma, e do avanço nos estudos de aditivos com essa planta, essa substância foi incrementada às argamassas e concretos a partir de diferentes métodos, seja através do próprio gel (extrato da palma) ou na forma de pó.

Oliveira (2018) buscou viabilidade da substituição da água por mucilagem de palma na elaboração de argamassa de cimento Portland. Os resultados obtidos revelaram que houve um aumento na plasticidade das argamassas, diminuição da absorção de água em até 390% além do aumento da resistência à compressão média máxima 25MPa, 12,88% superior à argamassa referencia. Resultados esses semelhantes aos de (COSTA, 2014).

No estudo de Torres-acosta et al. (2010), os autores adicionaram 1%, 2% e 4% e de pó de aditivo liofilizado em relação a massa de cimento, constatando que as misturas feitas com o aditivo natural, diminuiu o tempo de endurecimento da pasta de cimento em relação a pasta de controle, mostrando que o aditivo se comporta como retardador de pega.

A partir das considerações supracitadas, esse trabalho voltou-se, para a análise preliminar do comportamento plástico, no estado fresco, e absorção de água capilar, no estado endurecido, de pastas e argamassas de cimento Portland com a incorporação de aditivo em pó à base do cacto *Opuntia ficus-indica*.

1.1 Justificativa

Frente aos crescentes custos financeiros e ambientais que a indústria da construção civil gera, é válido o empenho em pensar em futuras inovações partir de elementos alternativos de ampla disponibilidade (matéria prima local) e baixo custo.

Dessa forma poderá haver benefícios na formação de recursos humanos para o desenvolvimento regional, pois a pesquisa pode impulsionar a expansão tecnológica e produção em escala industrial dos cactos para as regiões áridas e semiáridas do estado da Paraíba e circunvizinhos.

Nessa senda, é válido o estudo da utilização de aditivos em pó à base de cacto para concretos e argamassas de cimento Portland, uma vez que a palma forrageira (*Opuntia ficus-indica*) encontra-se em uma grande disponibilidade no nordeste brasileiro.

2 | METODOLOGIA DOS ENSAIOS

2.1 Preparação das argamassas

Foram produzidas quatro amostras de argamassa, denominadas conforme as proporções, em massa, de aditivo utilizado, a saber, tipo R, A, B e C. A mistura tipo R foi denominada assim por ser a referência, isto é, sem adição, em relação às argamassas aditivadas com três percentagens diferentes de aditivo de cacto em pó, obtido pela extração da mucilagem por congelamento e secagem por *spray drying*.

A mistura aditivada com 0,5% de pó em relação à massa do ligante foi denominada de A, 1,0% denominada de B e 1,5% de aditivo, denominadas C (Quadro 1). Os percentuais de adição foram definidos com base nas proporções máximas especificadas na NBR 11768 (ABNT, 2011) e com base na literatura publicada.

Tipo de argamassa	Percentual de aditivo de cacto em pó	Materiais	Traço (relação a/c adotada de 0,32)
R	0%	cimento : areia : água	1 : 3 : 0,32
A	0,5%		
B	1,0%		
C	1,5%		

Quadro 1 – Proporção de materiais, em massa, por tipo de argamassa.

Convém destacar que para o traço de argamassa sem cal, foi utilizando cimento Portland CP V- ARI (alta resistência inicial), da marca MIZU. Este cimento foi escolhido por não conter adições, eliminando a possibilidade de influência de adições reativas. O traço foi determinado de 1:3 conforme especificações da NBR 7215 (ABNT, 1996).

2.2 Mistura, moldagem e cura dos corpos de prova

Para cada amostra a mistura ocorreu de forma mecânica com o auxílio de uma argamassadeira e a moldagem utilizando corpos de prova padrão, cilíndrico, medindo 100mm de altura e diâmetro de 50mm, conforme NBR 7215 (ABNT, 1996).

O processo de cura das argamassas seguiu a NBR 13279 (ABNT, 2005), onde inicialmente a cura se deu ao ar por um período de 48h dentro dos moldes de argamassa, conforme a NBR 5738 (ABNT, 2003a). Em seguida as amostras foram desmoldadas e imersas em água até as idades de ensaio de 28 dias para os ensaios conforme mostra a Figura 1.

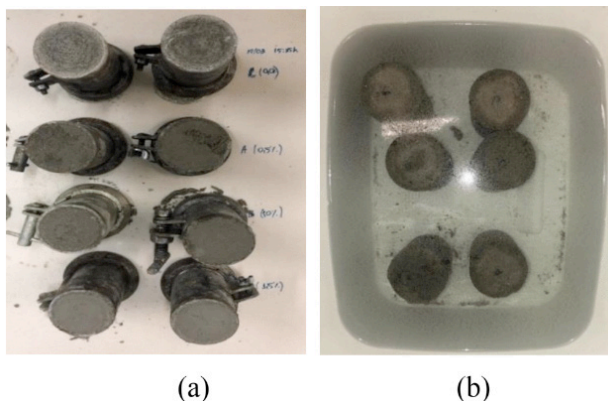


Figura 1 – Cura ao ar (a) e cura imersa em água (b).

2.3 Ensaios mecânicos no estado plástico

Os ensaios para determinação de índice de consistência foram realizados com o

auxílio do Aparelho de Vicat e seguiram a ABNT (2003c), assim como a determinação do tempo de início e fim de pega para as pastas de cimento com os mesmos percentuais de adição de pó do traço de argamassa R, A, B e C (Figura 2), que seguiram a NBR NM 65 (ABNT, 2003b) e a NBR 11581 (ABNT, 1991).



Figura 2 – Determinação do tempo de início e fim de pega.

2.4 Ensaios mecânicos para argamassas no estado endurecido

Já no ensaio de determinação de absorção de água por capilaridade, as amostras foram levadas à estufa durante 24h na temperatura de 100°C para eliminação da água residual, iniciando, em seguida, o ensaio seguindo a NBR 9779 (ABNT, 2012a) conforme ilustra a Figura 3.

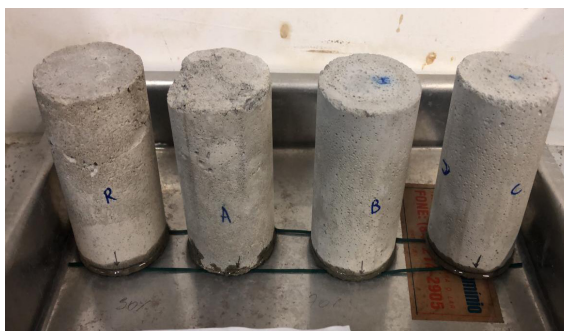


Figura 3 – Ensaio de absorção de água por capilaridade.

Posteriormente os corpos de prova foram rompidos por compressão diametral, a fim de medir a altura da ascensão da água do ensaio de absorção por capilaridade.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Ensaio de consistência e tempo de pega da pasta de cimento

A pasta é uma mistura de cimento e água e é utilizada principalmente para a vedação de vazamentos ou obstrução de trincas e fissuras em peças de concreto danificadas, a sua consistência está intimamente relacionada ao seu teor de umidade. Assim, os ensaios de consistência da pasta de cimento foram realizados de forma a averiguar a quantidade de água ideal a ser incrementada na pasta de maneira a obter uma consistência dentro das exigências da ABNT, conseqüentemente, foi possível estabelecer o fator água/cimento.

Na utilização do aparelho de *Vicat* provido da sonda Tetmaje, conforme a NBR NM 43(2003a), o índice de consistência para ser considerado ótimo deve ser 6 ± 1 mm. Dessa forma, conforme o Quadro 2, foi necessário incorporar mais água à mistura de referência se comparado às com adição, com exceção do traço C, que exigiu mais água que R, A e B.

% de adição	Tipo de argamassa	Cimento (g)	Água (g)	Aditivo de Cacto em pó (g)	Índice de consistência ótimo 6 ± 1 (mm)	Relação a/c
0%	R	500	170,0	0,00	5	0,34
0,5%	A	500	150,0	2,50	7	0,30
1,0%	B	500	150,0	5,00	7	0,30
1,5%	C	500	175,0	7,50	5	0,35

Quadro 2 – Quantidades de materiais para o traço e medidas de índice de consistência da pasta.

Para a relação água/cimento fixa de 0,32 que foi adotada, notou-se que à medida que o percentual de adição era aumentado, tinha-se também um aumento da consistência das misturas (R=3mm, A=3,5mm, B=4mm e C=5,5mm).

Isso revela a tendência crescente na consistência conforme o aumento do percentual incorporado de aditivo. Levando a consideração que as pastas contendo o aditivo polimérico natural em questão possuem maior capacidade de retenção de água. E de fato, conforme Stancato (2016), a retenção da água depende da relação do teor de polímero natural (aditivo de pó do cacto) presente na mistura em relação ao cimento, relação aditivo/cimento (a/c) (STANCATO, 2016).

Conforme a Figura 4 percebeu-se que as pastas com incorporação do aditivo tinham boa plasticidade devido a forte coesão da mistura, atributo esse relacionado com a consistência.



Figura 4 – Coesão da pasta de cimento aditivada.

Esse fato está relacionado com os polissacarídeos presentes na estrutura do pó que inibem a evaporação da água devido aos efeitos de preenchimento e vedação da película impermeável do polímero. Assim sendo, aumenta a capacidade de retenção da água podendo contribuir, em futuro emprego em escala macro, para redução da retração por secagem.

No que diz respeito à pega, observou-se que a pasta referência teve um tempo de pega de 215 minutos, por outro lado, com a adição de 0,5% do pó a mistura teve seu tempo de início e fim de pega retardado em 1h em relação ao traço de referência. As demais pastas B e C, com percentuais maiores de aditivo, tiveram o tempo de início e fim de pega acelerados.

Esse comportamento disforme é consequência, sobretudo, da abundância e dos tipos de íons ácidos e básicos presentes na mistura, que interferem diretamente na dissolução dos constituintes do clínquer usado para produção do cimento Portland. Assim, a adição do pó à base de cacto tem influência na mudança da concentração dos compostos iônicos da mistura.

Ademais, segundo Mehta e Monteiro (2014), para aditivos desse tipo, é frequente observar que quando usados em pequenas quantidades, como ocorreu com o traço A (0,5% de adição), “o efeito retardador na solubilidade dos íons cálcio e aluminato do cimento é mais dominante do que a aceleração da solubilidade dos íons silicato”, é por essa razão que percebeu-se que o pó atuava como um agente retardador do tempo de pega para a concentração de 0,5%.

Ainda segundo os autores supracitados, em geral, pode-se dizer que as reações de hidratação dos aluminatos são responsáveis pelo enrijecimento (perda de consistência) e pela pega (solidificação) da pasta de cimento, enquanto que os silicatos, que compõem aproximadamente 75 % do cimento comum, são fundamentais no processo de ganho de resistência (ou taxa de desenvolvimento da resistência) da pasta.

De outro modo, ainda segundo os autores supracitados e Ikematsu e Laguna (2017), quando o aditivo for usado em concentrações maiores, como ocorreu com as misturas B e C (1% e 1,5% de adição), “o efeito acelerador dos íons da solução na solubilidade dos íons silicato e aluminato do cimento se torna mais dominante do que os efeitos retardadores”, dessa forma, dependendo da concentração de pó utilizada nas misturas de cimento é possível perceber tanto o efeito retardador quanto o acelerador do tempo de pega.

3.2 Ensaio de absorção por capilaridade

Para determinação da absorção por capilaridade foi realizado o ensaio previsto na norma NBR 9779 (ABNT, 2012a). Os resultados estão apresentados pelos valores médios encontrados no ensaio conforme Quadro 3 e Gráfico 1.

Argamassas	Tempo (h)				
	3	6	24	48	72
R	0,264179	0,370663	0,709887	0,835132	0,93553
A	0,304345	0,383249	0,637383	0,750103	0,817735
B	0,270776	0,37919	0,694668	0,828257	0,920743
C	0,306661	0,429018	0,767932	0,913839	1,025957

Quadro 3 - Ensaio de absorção de água por capilaridade dos corpos de prova cilíndricos.

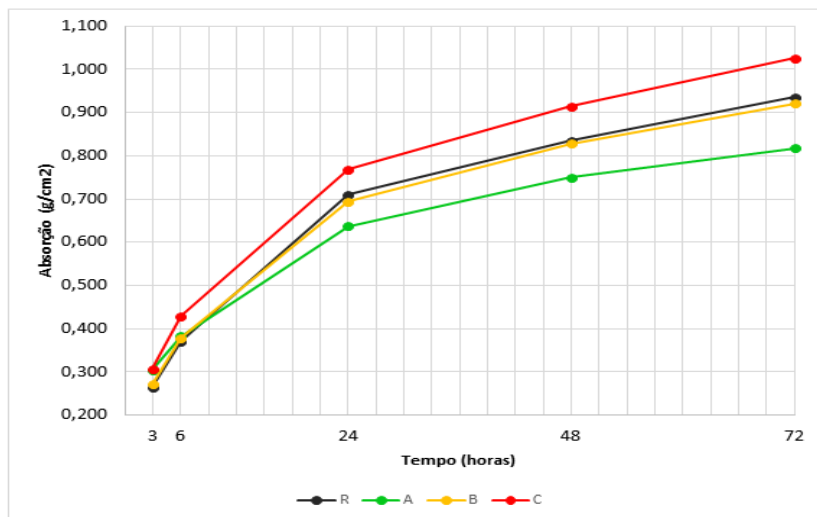


Gráfico 1 - Resultado ensaio de absorção de água por capilaridade dos corpos de prova cilíndricos.

Considerando as análises de absorção de água por capilaridade nos corpos de prova cilíndricos, constata-se que a argamassa A apresenta melhor eficiência na redução de absorção de água. Contudo, a argamassa aditivada com B e C mostraram pouca redução em comparação com a de referência.

Por fim, o Quadro 4 expõe, em porcentagem, a redução na absorção de água em relação à referência R.

	Argamassas	Tempo (h)				
		3	6	24	48	72
Redução da absorção em relação a referência R (%)	A	15,2%	3,4%	10,2%	10,2%	12,6%
	B	2,5%	2,3%	2,1%	0,8%	1,6%
	C	16,1%	15,7%	8,2%	9,4%	9,7%

Quadro 4 - Redução na absorção de água em porcentagem.

Com isso, fica claro que a argamassa com o aditivo A obteve melhor desempenho nesse ensaio ao longo de todas as medições, já que, ao final das 72h, absorveu 12,6% a menos que a argamassa de referência. Contudo, esse valor ainda não atende a NBR 16072 (ABNT, 2012b) que define uma porcentagem mínima de redução de 50% para que uma argamassa seja considerada impermeável.

Segundo Stancato (2016) o aumento nos percentuais de absorção se dá pelo processo de hidratação do cimento que ocorre devido a formação da película polimérica do cimento na fase de mistura que confere, também, um aumento considerável da impermeabilidade, da resistência à penetração de umidade, da durabilidade e da resistência química.

Por fim, o Gráfico 2 exprime o resultado das alturas médias de ascensão capilar encontradas nas diferentes argamassas após rompimento diametral do corpo de prova cilíndrico, Figura 5.

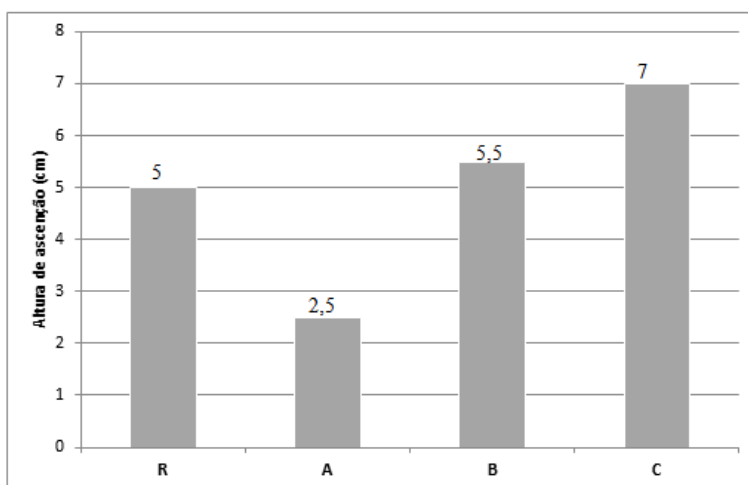


Gráfico 2 – Ascensão capilar.

Percebe-se que a argamassa A apresentou a menor altura, enquanto a argamassa C, como esperado por motivos anteriormente explicados, apresentou a maior altura.

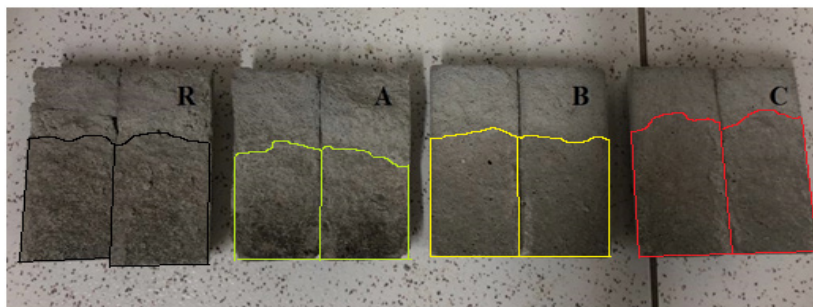


Figura 5 – Identificação da medida de ascensão capilar dos corpos de prova rompidos.

4 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Frente aos aspectos abordados ao longo do desenvolvimento do trabalho, percebe-se, sobretudo, que o aditivo em pó à base de mucilagem da palma teve influência direta no tocante a plasticidade, tempo de início e fim de pega e interferência na absorção de água por capilaridade, como já apresentado na literatura.

Dos ensaios no estado plástico, quanto à consistência e tempo de pega da pasta de cimento, revelou a tendência crescente na consistência e de coesão da pasta conforme o aumento do percentual incorporado de aditivo. Levando a consideração que as pastas contendo o aditivo polimérico natural em questão possuem maior capacidade de retenção de água.

O tempo de pega, por sua vez, para 0,5%, o aditivo atuou como um retardador se comparado à amostra de referência, não obstante, a medida que se aumentava os percentuais de aditivo, essa passava a atuar como um acelerador de tempo de início e fim de pega. Resultado em consonância com a norma Brasileira NBR 11768 (ABNT, 2011), Isaia (2011) e Mehta e Monteiro (2014) onde pontuam que o aditivo retardador geralmente é utilizado em uma dosagem sobre o material cimentício que varia de 0,1% a 0,5%, dependendo da aplicação. E que alguns retardadores podem passar a agir como aceleradores do tempo de pega e ganho de resistência, quando utilizados em dosagens maiores que 1%.

Quanto a absorção de água por capilaridade, o percentual mais adequado para uma baixa adsorção é de 0,5%, já que, ao final das 72h, absorveu 12,6% a menos que a argamassa de referência, tendo também a menor altura de ascensão capilar, 2,5cm.

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq e à CAPES, pelo apoio financeiro recebido.

REFERÊNCIAS

AÏTCIN, P. **Cements of Yesterday and Today Concrete of Tomorrow**. Cement and Concrete Research, v. 30, n. 9, p. 1349-1359, jul. 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 5738: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova de concreto**. Rio de Janeiro, 2003a.

_____. **NBR 11581: Cimento Portland – Determinação dos Tempos de Pega**. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 11768: Aditivos para concreto de cimento Portland**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 13279: Argamassa para assentamento de paredes-resistência à compressão**. Rio de Janeiro, 2005.

_____. **NBR 16072: Argamassa Impermeável**. Rio de Janeiro, 2012b.

_____. **NBR 9778: Argamassa e Concreto Endurecidos – Determinação da Absorção de água por imersão – índice de vazios e massa específica**. Rio de Janeiro, 1987.

_____. **NBR 9779: Argamassa e Concreto Endurecidos – Determinação da Absorção de água por capilaridade – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2012a.

_____. **NBR NM 43: Cimento Portland – Determinação da Pasta de consistência normal**. Rio de Janeiro, 2003c.

_____. **NBR NM 65: Cimento Portland – Determinação do tempo de pega**. Rio de Janeiro, 2003b.

_____. **NBR 7215: Cimento Portland – determinação da resistência à compressão**. Rio de Janeiro, 1996.

CANEVAROLO JR., Sebastião V. **Ciência dos polímeros: um texto básico para tecnólogos e engenheiros**. São Paulo: Artliber Editora, 2002

CHANDRA, S. et al. Use of cactus in mortars and concrete. **Cement and concrete research**, v. 28, n. 1, p. 41-51, 1998.

COSTA, Ada Catarina S. de. **Utilização de aditivos à base de cacto em argamassa de cimento Portland**. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Rio Grande do Norte, Mossoró, 2014.

GIAMMUSSO, S. E. **Manual do concreto**. São Paulo: Pini, 1992.

MANDUJANO-RUÍZ, Araceli et al. Evaluación del comportamiento electroquímico del extracto de nopal (*Opuntia Ficus-Indica*) como posible inhibidor de corrosión. **Revista de Metalurgia**, v. 53, n. 4, p. 108, 2017.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. 2ª edição Brasileira. 4ª Edição em inglês. **São Paulo. Brasil**, 2014.

MONTEIRO, Aline Gomes de S. **Desenvolvimento de aditivo plastificante e retardador de pega para gesso a partir da mucilagem da palma forrageira**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2015.

OLIVEIRA, Helen Carolline Macêdo de. **Incorporação da mucilagem de palma forrageira na elaboração de argamassa cimento Portland**. 2018.

STANCATO, Augusto Cesare. **Caracterização de compósitos à base de resíduos vegetais e argamassa de cimento modificada pela adição de polímeros para a fabricação de blocos vazados**. Tese (Doutorado), Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Agrícola, Campinas, 2006.

TORRES ACOSTA, A. A. et al. Mejora en la durabilidad de materiales base cemento, utilizando adiciones deshidratadas de dos cactáceas. **Publicación Técnica**, n. 326, 2010.

UTILIZAÇÃO DE MATERIAIS COMPÓSITOS (POLÍMEROS REFORÇADOS POR FIBRAS) NAS PESQUISAS EXPERIMENTAIS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS AO CISALHAMENTO

Data de aceite: 01/07/2021

Data de submissão: 04/06/2021

Maicon de Freitas Arcine

Universidade Estadual de Maringá
Maringá – PR
<http://lattes.cnpq.br/8097716930628529>

Nara Villanova Menon

Universidade Estadual de Maringá,
Departamento de Engenharia Civil, Professor
Associado
Maringá – PR
<https://orcid.org/0000-0002-9943-7864>

RESUMO: Os Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) são materiais compósitos inovadores e têm sido usados em muitas estruturas de concreto armado como reforço por apresentarem alta resistência, leveza e propriedades não corrosivas. Esses materiais são compostos por fibras, sejam elas de carbono, vidro, basalto ou aramida, embebidas em uma matriz polimérica. Uma viga reforçada ao cisalhamento com esses materiais possui diversos modos de falha, dentre eles, destaca-se o descolamento da interface devido a fissura crítica de cisalhamento, o que leva a um estudo complexo. Estudos existentes na literatura, nortearam este trabalho que tem por objetivo, revisar e apresentar os avanços e aplicações dos materiais PRF em reforçar vigas de concreto armado sujeitas ao cisalhamento. Inicialmente, foram introduzidas as propriedades fundamentais do PRF e suas formas de

aplicação ao cisalhamento. Apresenta-se uma revisão dos principais estudos experimentais e analíticos sobre o assunto, desde o início da utilização dos materiais compósitos até os dias atuais, destacando os avanços mais relevantes de cada pesquisa. Em todos os estudos, o PRF se mostrou muito eficiente, no entanto, a falha por descolamento ainda se mostrou como um grande problema. Esse fato fez com que os pesquisadores desenvolvessem diversos métodos de ancoragem, os quais, foram eficazes em aumentar a eficiência do reforço.

PALAVRAS-CHAVE: Material compósito. Reforço. Cisalhamento. Vigas de concreto armado.

USE OF COMPOSITE MATERIALS (FIBER REINFORCED POLYMERS IN EXPERIMENTAL RESEARCH ON REINFORCED CONCRETE BEAMS STRENGTHENED TO SHEAR

ABSTRACT: Because of its high strength, lightness and non-corrosive properties, Fiber Reinforced Polymer (FRP) is an innovative composite material and has been used in many RC structures as a strengthening. Such material consists of fibers, whether carbon, glass, basalt or aramid, embedded in a polymeric matrix. A beam strengthening with such material when shearing has several failure modes, among them, the debonding of the interface stands out due to the critical shear crack, which makes the study more complex. Based on existing studies in the literature, this work aims to review and present the advances and applications of FRP materials in strengthening RC beams under to shear. At first,

the fundamental properties of PRF and its main forms of application to shear were introduced. Subsequently, the main experimental and analytical studies on the subject are reviewed, from the beginning of the use of composite materials until today, highlighting the most relevant advances in each research. In all studies, the FRP proved to be very efficient, however, the debonding failure was still a major problem. This fact led the researchers to develop several methods of anchoring, which were effective in increasing the efficiency of the strengthening. **KEYWORDS:** Composite material. Strengthening. Shear. RC beams.

1 | INTRODUÇÃO

O uso do concreto armado trouxe novas e ousadas estruturas, as quais, grandes vão e mudanças de utilização do sistema se tornaram práticas comuns em nossos dias. Além desses, envelhecimento, incêndios, corrosão da armadura, impacto de veículos, erros de projeto, cálculo e construção, podem afetar o desempenho estrutural. Mehta e Monteiro (1994) citam que 40% do total dos recursos da construção civil em países industrialmente desenvolvidos é destinado para recuperação, reforço e manutenção das estruturas existentes. Tal situação tem promovido novos estudos sobre o assunto (EL-SAIKALY; CHAALLAL, 2015; KARZAD et al., 2019; ESLAMI et al., 2020), o que possibilitou o desenvolvimento de técnicas capazes de reabilitar e fortalecer uma estrutura em concreto armado.

Materiais compósitos surgiram como alternativa de reforço para os casos em que emprego dos materiais tradicionais como chapas de aço e concreto não serem adequados. Os FRPs (*Fiber Reinforced Polymer*) ou PRFs (Polímeros Reforçados com Fibras) são materiais compósitos (matriz e reforço) constituídos por fibras embebidas em uma matriz polimérica. De acordo com Machado e Machado (2015), a vantagem desses materiais sobre outros é sua não-corrosividade, alta relação resistência/peso, neutralidade eletromagnética e sua versatilidade na utilização do reforço e reabilitação para estruturas de concreto armado, alvenaria, aço e madeira. O uso dos compósitos tem demonstrado enorme potencial nos últimos 30 anos e tem ganhado espaço em países do oriente, como Japão e China, no continente europeu, em destaque, a Itália e no continente americano, como Estados Unidos e até no Brasil. Segundo dados da ALMACO (Associação Latino-Americana de Materiais Compósitos)¹, em 2016, o setor brasileiro de materiais compósitos consumiu cerca de 159 mil toneladas do material. O campo da construção civil permanece a frente, com 36% desse uso.

As vigas em concreto armado são normalmente projetadas para ter uma resistência ao cisalhamento maior que a flexão, assim, o modo de falha frágil devido a esforços cortantes pode ser evitado. No entanto, essas mesmas estruturas podem se tornar frágeis ao cisalhamento por causa de vários fatores já mencionados. Além disso, quando tais estruturas são reforçadas a flexão, a capacidade de cisalhamento pode se tornar

¹ Disponível em: <<http://almaco.org.br/category/compositos/>>. Acessado em: 02 fev. 2021.

insuficiente (LI; LEUNG, 2016; YU et al., 2019). Logo, o reforço a esforço cortante se torna necessário e muito importante.

Os sistemas compostos têm se revelado eficientes para aumentar a capacidade resistente de peças de concreto armado ao corte (KHALIFA; BELARBI; NANNI, 2000; BEBER, 2003; MENON, 2008). Esse incremento é conseguido através do envelopamento total ou parcial do elemento. As fibras do sistema composto podem ser orientadas transversalmente ao eixo das peças, mas também perpendiculares (ou com diversas inclinações) as potencias fissuras de cisalhamento, que funcionarão como estribos adicionais. Ademais, podem ser dispostas em várias camadas ou únicas (MACHADO; MACHADO, 2015).

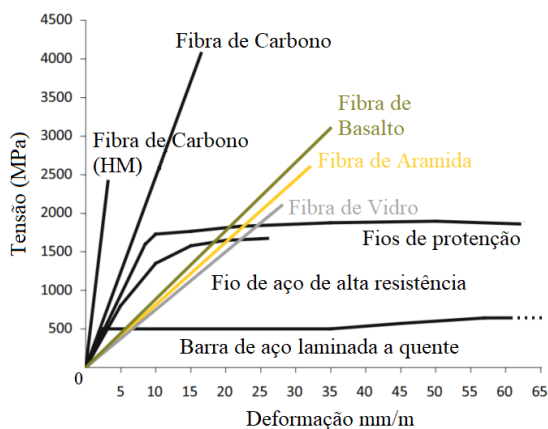
No entanto, apesar do bom desempenho dos materiais compósitos como reforço ao cisalhamento, o risco de colapso da estrutura ainda é uma possibilidade. Colalillo e Sheikh (2014) evidenciaram o descolamento do material de reforço e posteriormente a falha ao cisalhamento da estrutura. Isso pode ser observado entre as extremidades dos laminados, onde há grandes concentrações de tensões nos arredores do reforço. Esse modo de falha é mais observado quando o compósito é aderido ao substrato do concreto lateralmente ou em forma de U. Muitos autores atuais vem desenvolvendo técnicas de ancoragem para evitar esse tipo de falha (BAGGIO; SOUDKI; NOËL, 2014; ESLAMI et al., 2020; SARIBIYIK; ABODAN; BALCI, 2020). Outro modo de falha constantemente observado é a ruptura do PRF, geralmente observado quando há um envolvimento total da viga. Este artigo tem como objetivo apresentar os avanços experimentais de vigas em concreto armado reforçadas com Polímeros Reforçados com Fibras (PRF). Diversos estudos são apresentados, levando em consideração o que foi estudado pelo autor e quais foram os principais destaques.

2 | MATERIAIS COMPÓSITOS

Os compósitos constituem uma classe de materiais heterogêneos, multifásicos, podendo ser ou não poliméricos, em que um dos componentes, descontínuo, dá a principal resistência ao esforço (componente estrutural), e o outro, contínuo, é o meio de transferência desse esforço (componente matricial). Esses componentes atuam concertadamente, e as propriedades do conjunto são superiores às de cada componente individual. A interface entre eles tem influência dominante sobre as suas características. São em geral empregados como materiais de engenharia, formados por elementos de reforço em grau variável de ordenação, que se distribuem em uma matriz flexível (MANO, 2000).

O componente estrutural é responsável pela resistência e rigidez do material compósito, com módulo de elasticidade elevado e alta resistência a tração, dependendo do grau de orientação das fibras. Essas características geralmente são encontradas em fibras. Tais fibras apresentam-se sob a forma de filamentos de pequeno diâmetro de baixa densidade e comportamento frágil.

Os diagramas tensão x deformação de algumas fibras encontradas comercialmente são expostas na Figura 1. Nota-se a diferença de resistência do material carbono principalmente em relação ao aço. O aço apresenta uma rigidez semelhante ao carbono, mas sua ruptura é dúctil e o derivado do petróleo é frágil.



HM: Alto módulo de elasticidade.

Figura 1 - Diagrama tensão x deformação de barras de aço e algumas fibras comerciais.

Fonte: Adaptado de Rousakis (2014).

As matrizes, geralmente, são constituídas de resinas, configuram geometricamente o material compósito garantindo que as fibras funcionem em conjunto. Os esforços são transferidos de umas fibras às outras, protegendo-as das agressões ambientais, dos danos mecânicos e dos fenômenos de instabilidade. As resinas mais utilizadas são as termoendurecíveis da classe dos poliésteres insaturados, do vinil ésteres e do epóxi (MENON, 2008).

Da junção desses componentes (estrutural e matricial) se obtém a família dos *Fiber Reinforced Plastic* (ou Polymer) (FRP), ou seja, Polímeros Reforçados com Fibras (PRF) e as suas relevantes propriedades mecânicas, físicas e químicas. A configuração das fibras no interior da matriz pode ser definida como sendo unidirecionais (fibras orientadas em uma mesma direção), bidirecionais (fibras orientadas em duas direções), orientadas aleatoriamente (esteiras ou descontínua), ortogonais (tecidos), e tridimensionais, quando as fibras são orientadas em um espaço tridimensional (tecidos multidimensionais). A escolha entre um tipo de fibra e uma matriz depende fundamentalmente da aplicação que será dada ao material compósito. O custo também é um fator relevante entre a escolha entre um ou outro componente. Além disso, deve-se observar a compatibilidade entre as fibras e matrizes (MENON, 2008). A representação de um PRF para fibras unidirecionais é apresentada na Figura 2 (a).

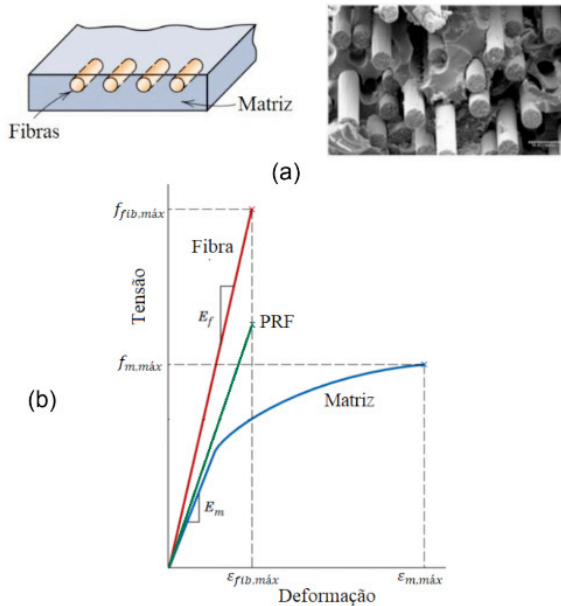


Figura 2 - Tensão x deformação para as fibras, matriz e PRF (a) e representação esquemática de um sistema de PRF para fibras unidirecionais (b).

Fonte: Adaptado de Callister Jr e Rethwisch (2009), Machado e Machado (2015).

Pela Figura 2 (b), a rigidez do PRF é menor que as fibras e falha com a mesma deformação, das próprias fibras, sendo uma característica elástica-linear com ruptura frágil. Enquanto isso, a matriz polimérica possui uma rigidez muito menor, grandes deformações e uma ruptura dúctil (MACHADO, MACHADO, 2015).

As fibras de carbono são as mais rígidas e resistentes dentre as fibras utilizadas para o reforço de polímeros (ROUSAKIS, 2014). Dentre as mais importantes propriedades dos materiais compósitos, destacam-se: Elevada resistência mecânica (comportamento linear até a ruptura), Resistência a fadiga e a cargas cíclicas, Resistência a ataques químicos e à corrosão, por ser um produto inerte e Leveza, devido ao baixo peso específico. Contudo, este material possui boa condutividade elétrica, logo, podem possibilitar corrosão do tipo galvânica quando em contato com metais.

2.1 Sistemas de aplicação

Existem diversas aplicações do PRF na construção civil, em que tais materiais podem promover reforço estrutural. Dentre as aplicações, duas técnicas de reforço se destacam, abreviadas de NSM e EBR. A técnica denominada *Near Surface Mounting* (NSM) refere-se a efetuar cortes mecânicos em regiões dos elementos estruturais a serem reforçados e inserir o material de PRF nestas áreas (MACHADO, MACHADO, 2015) (Figura 3 (a)).

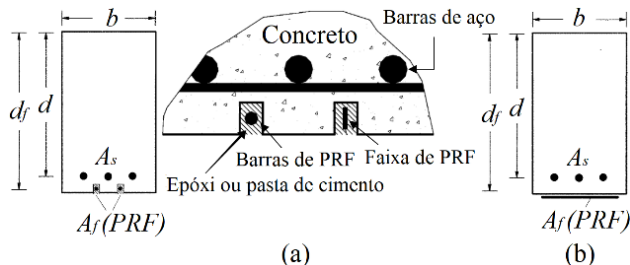


Figura 3 - Near Surface Mounting (NSM) (a) e Externally Bonded Reinforcement (EBR) (b).

Fonte: Adaptado de ACI 440-2R (2008).

A técnica Externally Bonded Reinforcement (EBR) significa a colagem externa de mantas, tecidos ou laminados sem a necessidade de cortes na estrutura (FIB-BULLETIN 14, 2001) (Figura 3 (b)).

Em relação a esforços cortantes, a capacidade de uma viga pode ser aumentada pela colagem externa de mantas, tecidos ou laminados de PRF no concreto. Da mesma maneira que os estribos de aço em vigas de concreto armado, o reforço ao corte introduzido pelo PRF também tem sua geometria e espaçamento regulamentado por normas, como a americana ACI 440-2R (2008) e o documento informativo europeu *fib bulletin 14*. De acordo com o ACI 440-2R (2008), as fibras podem ser orientadas transversalmente ao eixo das peças como perpendiculares (diversas inclinações) as possíveis fissuras de cisalhamento, quando utilizadas em tais reforços. Existem três formas de reforço à cortante, são elas: totalmente na seção transversal (Figura 4 (a)), em forma de U (Figura 4 (b)) e apenas nas laterais da viga (Figura 4 (c)).

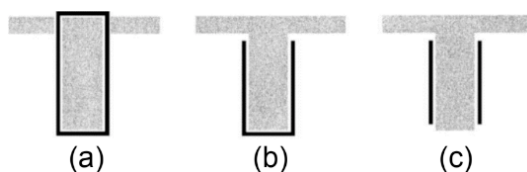


Figura 4 - Configurações possíveis do reforço ao cisalhamento.

Fonte: ACI 440.2R (2008)

A configuração indicada na Figura 4 (a) apresenta a menor vulnerabilidade ao descolamento e alta eficiência, atuando como ancoragem mecânica para reforço à flexão. É recomendada em situações que não possuem lajes em sua parte superior ou inferior. Caso exista esse elemento estrutural (superior ou inferior), tal solução nem sempre é economicamente viável de ser executada, pois há a necessidade de demolições localizadas na laje que está incorporada a viga, de tal forma que possibilitem a passagem do PRF. Já a disposição indicada na Figura 4 (b), devido a existência de laje na parte superior da viga,

acaba sendo a mais utilizada e recomendada. Essa é uma solução de fácil execução e que permite razoável incremento na resistência nominal de cisalhamento da peça. Finalmente, a configuração da Figura 4 (c) será necessária quando a parte superior e a inferior estiverem limitadas a aplicação do PRFC. É a configuração menos eficiente, mesmo com facilidade de aplicação, apresenta limitações de ancoragem. Deve ser evitada sempre que algum dos outros dois esquemas de envolvimento possam ser utilizados (MACHADO, MACHADO, 2015). Como exemplos de aplicações de reforço ao cisalhamento, tem-se na Figura 5 (a), a ponte *Burrard*, construída em 1930-1932 em Vancouver, Canadá. No Brasil, segundo Machado e Machado (2015), o viaduto Santa Tereza (Belo Horizonte, MG), construído em 1927, foi a primeira aplicação do sistema na América Latina em 1998. Esse foi reforçado a flexão e ao cisalhamento, como é apresentado Figura 5 (b).

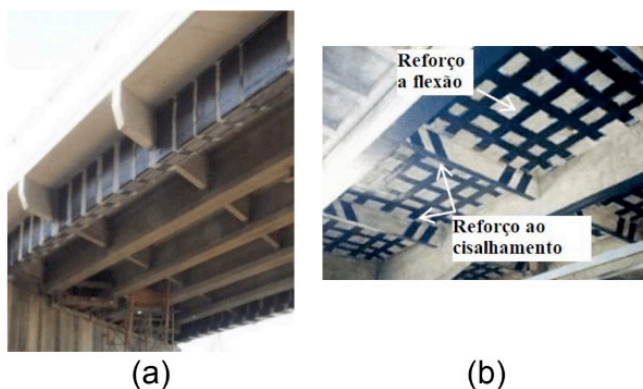


Figura 5 - Ponte *Burrard* (a) e viaduto Santa Tereza (c).

Fonte: *Retro Group*², adaptado de Machado e Machado (2015).

2.2 Falha por descolamento

ANCHRP *Report678* (2011), forneceu um levantamento de 49 estudos experimentais publicados contendo mais de 500 resultados de testes. Esses estudos cobriram todos os resultados relevantes, detalhados e específicos de testes relacionados a reforço ao cisalhamento por PRF (Figura 6).

² Disponível em: <https://retrogroup.ca/portfolio-item/burrard-bridge-concrete/>. Acessado em: 01/02/2021.

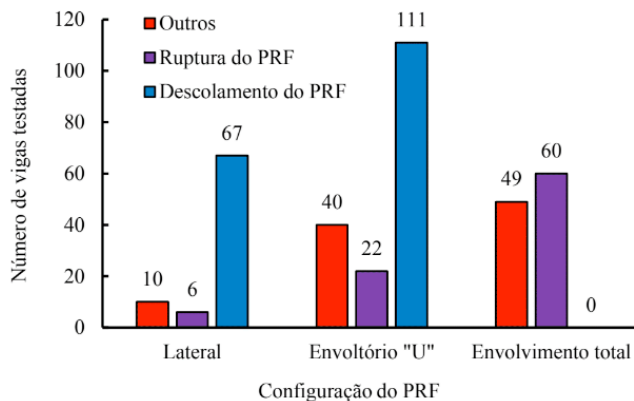


Figura 6 - Modos de falha relacionados à configuração de reforço externo ao cisalhamento.

Fonte: Adaptado de NCHRP *Report* 678 (2011).

Nota-se pela Figura 6 que a descolagem é o modo de falha dominante para o PRF colado lateralmente e em U. Os outros modos de falha se dividem em: ruptura do PRF, tensão diagonal no material de reforço, falha de compressão de cisalhamento na zona de compressão e falha na flexão. Em sistemas com envoltório completo a descolagem quase nunca foi observada.

Em aplicações externas, a resina epóxi atua como um material de interface ligando o reforço ao concreto, desenvolvendo adesão sob a forma de forças de resistência à tração e ao cisalhamento. Como resultado, tem-se um sistema composto que depende da ligação entre a superfície do concreto e as lâminas de PRF (BSISU; HUSSEIN; SARGAND, 2017). As tensões de cisalhamento no concreto são transferidas para os laminados pelo adesivo, que geralmente, são influenciadas pelas propriedades físicas e mecânicas do PRF, concreto e adesivo (BELARBI; ACUN, 2013).

Um processo de descolagem de sistemas em U pode ser observado na Figura 7, com um comprimento de ligação disponível, medido entre o plano de fissura e a borda livre da viga. O processo se inicia em uma fissura quando as tensões são induzidas ao PRF por meio da interface (adesivo), como na Figura 7 (a). Com o alargamento da trinca, as tensões da interface aumentam ao longo do comprimento efetivo da ligação (L_e) até que a tensão de pico (τ_{pico}) seja atingida (Figura 7 (b)). A descolagem local ocorre perto da fissura, onde o pico de tensão foi atingido e o comprimento efetivo necessário para transferir tensões migra para longe da área descolada (Figura 7 (c)). Essa separação intermediária continua em direção a borda livre até que um comprimento de ligação insuficiente seja alcançado e não seja mais possível a transferência de tensões, consequentemente a falha da interface (Figura 7 (d)).

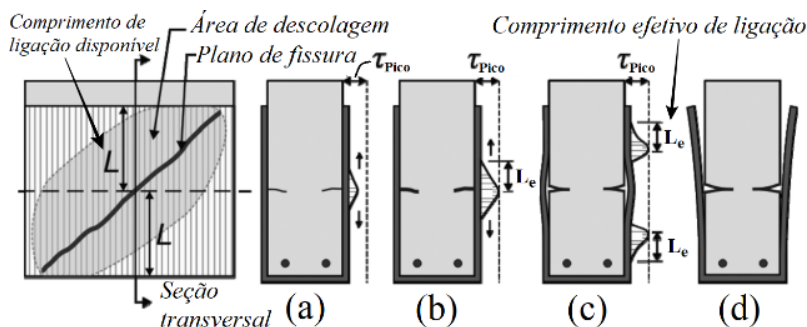


Figura 7 - Processo de descolagem de vigas em concreto armado reforçadas ao cisalhamento em U.

Fonte: Adaptado de Colalillo e Sheikh (2014).

Todo esse sistema também vale para vigas reforçadas lateralmente. Para envolvimento total de uma viga em concreto armado, o PRF continuaria transferindo tensões diretamente sobre a área intermediária até que se rompa (COLALILLO; SHEIKH, 2014).

3 I ESTUDOS EXPERIMENTAIS USANDO TÉCNICAS DE REFORÇO EXTERNA (EB) E NSM AO CISALHAMENTO COM PRF

Desde 1940, os materiais compósitos desempenham funções estruturais importantes no campo da engenharia militar, aeroespacial, náutica, ferroviária e automobilística (JUVANDES, 1999). Sua utilização como reforço em estruturas de concreto, em substituição do aço, deu início na década de 50 (SOUZA, RIPPER, 1998). Na década de 70, pesquisas e desenvolvimentos do PRF iniciaram na Europa, assim como na América do Norte e Japão. Os produtos comerciais tornaram-se gradualmente disponíveis a partir do final dos anos 70, seguindo as primeiras aplicações práticas em estruturas de concreto em meados dos anos 80 (demonstração e projetos). Os primeiros estudos baseados no comportamento do PRF foram realizados por laboratórios Suíços EMPA, pelo pesquisador Meier (1987) (MATTHYS, 2000). O autor usou laminados pré-fabricados de PRFC para estudo, colados sobre o concreto, usando adesivos epóxi, até então, usados apenas em reforço com chapas de aço coladas. Os resultados demonstraram excelente desempenho desta técnica de reforço (BEBER, 2003). Segundo Meier (1997), a primeira aplicação de um sistema de reforço com PRF ocorreu na Alemanha, na ponte *Kattenbusch Bridge* de 478 m, entre 1986 e 1987, onde utilizaram 20 tiras de laminados de polímero reforçado com fibras de vidro (PRFV). Desde então, o uso do PRF como reforço estrutural ganhou força.

Os primeiros estudos experimentais se concentraram em analisar vigas reforçadas a flexão, como o trabalho de Plevris e Triantafyllou (1994). Mas nos anos seguintes, Norris, Saadatmanesh e Ehsani (1997) e Grace et al. (1999) estudaram o reforço ao cisalhamento e apresentaram em seus resultados, que o aumento de carga e o modo

de falha estão relacionados com a orientação das fibras e disposição dos reforços. Ademais, o uso adequado de fibras horizontais e verticais pode dobrar a capacidade de carga ao cisalhamento final da viga e adicionar ductilidade a estrutura. Em 1998, Malek e Saadatmanesh (1998) se basearam em experimentos anteriores e propuseram equações para estimar as tensões interfaciais normais e de cisalhamento. Ainda no mesmo ano, Triantafyllou (1998) estudou diversas vigas analisadas por inúmeros pesquisadores. Fundamentado nisso, o autor propôs equações de dimensionamento, onde hoje são adotadas por códigos normativos como a *fib-bulletin* 14 (2001) e ACI 440.2R-08 (2008). Posteriormente, Triantafyllou (1998) realizou um estudo experimental sobre o assunto. O pesquisador concluiu que o descolamento/destacamento do PRF e a ruptura do mesmo são os principais modos de falha, dependendo, principalmente, das condições de ligação e sistema de ancoragem do reforço. Portanto, os tecidos não são completamente solicitados, devido a tais modos de falha.

No ano 2000, Khalifa e Nanni (2000) observaram que o uso de mais camadas de reforço não aumenta consideravelmente a resistência da estrutura. Posteriormente, Khalifa, Belarbi e Nanni (2000) e Khalifa e Nanni (2002) realizaram um novo programa experimental, envolvendo vigas T e retangulares reforçadas ao cisalhamento com PRFC. Ambas as pesquisas citam a relação entre o compósito de reforço e os estribos internos. Além disso, foi confirmado que o compósito pode ser usado para reforçar vigas contínuas e a proporcionalidade da contribuição dos tecidos foi atribuída ao vão de cisalhamento (λ)³. Em 2001, De Lorenzis e Nanni (2001) usaram barras de PRFC para reforçar vigas T de concreto armado ao cisalhamento, por meio da técnica NSM (Figura 8). O método se mostrou eficiente para vigas sem estribos em aço, com ganhos de resistência entre 27,6% - 105,6%. Com a adição da armadura transversal em aço, a resistência aumentou em 35%. Os autores enfatizam que para evitar o modo de falha como descolamento das barras, deve-se diminuir seu espaçamento e manter a inclinação em 45°.

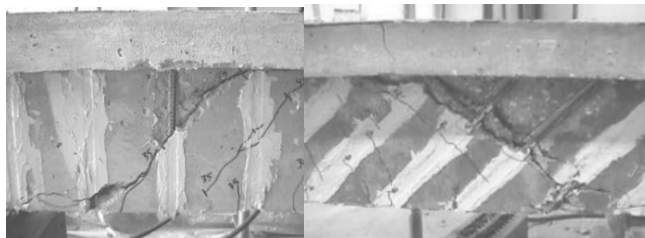


Figura 8 - Experimento de De Lorenzis e Nanni (2001).

Fonte: De Lorenzis e Nanni (2001).

3 a é a distância da aplicação de carga ao apoio e d representa a altura efetiva da seção transversal da viga.

Teng et al. (2002), após uma extensa revisão bibliográfica, desenvolveram um modelo analítico para determinar a contribuição do reforço externo em PRFC, válido para reforço em faixas e contínuo. Os autores enfatizam que o uso de laminados em faixas apresenta maior flexibilidade no uso, no entanto, sua aplicação é mais trabalhosa. Já os tecidos em forma contínua são mais fáceis de se aplicar, contudo, reduz a flexibilidade no controle da quantidade de PRFC. Outra afirmação feita por Teng et al. (2002) é que o uso de fibras bidirecionais, laminados e tecidos em posições $0^\circ/90^\circ$ ou $45^\circ/135^\circ$ é mais efetivo que o uso das fibras inclinadas a 45° para combater fissuras de cisalhamento, contudo, requer uma maior quantidade de fibras.

Carolin (2001) e Carolin (2003) mostraram a possibilidade de aumentar a resistência ao cisalhamento em até 175% com reforço. A não uniformidade das deformações e o descolamento prematuro provocaram uma superestimação da capacidade resistente calculada por métodos analíticos. Já em estudos experimentais executados por Beber (2003), a capacidade ao cisalhamento dos ensaios chegou até 255,6%. Novamente, segundo o autor, o modo de falha predominante foi o descolamento da interface.

Conhecendo a interação entre os estribos de aço e o reforço em PRF, já observado por pesquisadores anteriormente, Mohamed Ali, Oehlers e Seracino (2006) enfatizam que os materiais compósitos aderidos externamente ao substrato de concreto funcionam como as armaduras transversais em aço. Contudo, o aço está ancorado e possui características flexíveis, podendo atingir o escoamento, enquanto isso, o PRF externo pode se descolar, devido as deformações e formações de fissuras de cisalhamento. Portanto, não há garantias que as forças cortantes verticais de pico em ambos os materiais, coincidam. Sabendo disso, os autores desenvolveram um modelo analítico para quantificar essa interação de cisalhamento.

Em ambas as pesquisas de Pellegrino e Modena (2002, 2006), foi comprovado que a armadura transversal em aço tem um efeito significativo na eficácia do reforço ao cisalhamento, as quais, não foram consideradas em nenhuma recomendação de dimensionamento. A simplificação das normas superestima a contribuição do compósito na resistência ao cisalhamento, ao qual, não é apenas dependente das características geométricas e mecânicas do PRF, mas também da armadura transversal em aço. Ainda em 2006 e dando continuidade em 2008, Pellegrino e Modena se basearam nas observações experimentais e desenvolveram um modelo analítico, que permite estimar as contribuições interativas entre a capacidade de cisalhamento dos estribos e do reforço em PRF.

No mesmo ano, em 2008, Menon (2008) observou que os protótipos reforçados com laminados embutidos no sentido da espessura da lâmina (Figura 9 (a)) tiveram um ganho de até 538,74% em sua resistência. Esses, tiveram a menor quantidade de reforço e obtiveram o maior acréscimo de carga, semelhante as vigas envoltas totalmente, logo, é o mais recomendado. Em contrapartida, o autor não recomenda o uso do sistema de laminados colados nas laterais e embutidos no sentido da largura, pois apresentaram uma

maior variabilidade nos resultados. Outra observação importante foi quando os laminados aderidos sobre os estribos descolaram e observou-se uma fissura diagonal de cisalhamento, enquanto o reforço entre a armadura transversal se rompeu por flexão e não descolou. No ano seguinte, El Maaddawy e Sherif (2009) avaliaram vigas em concreto armado com aberturas reforçadas ao cisalhamento com tecidos de PRFC (Figura 9 (b)). Foi observado que o ganho de resistência máximo (72%) ocorreu quando a abertura foi na parte superior da viga. Já quando essa foi posicionada no meio do vão, o aumento da rigidez foi notável. Além disso, com uma abertura de 200mm, a rigidez era ainda maior que a viga sem reforço com abertura de 150mm.

Em seus estudos, Lee et al. (2011) notaram que a orientação $0^\circ/0^\circ$ foi o único teste que não apresentou falha devido a diagonal de compressão. Contrária aos outros testes, a dupla camada horizontal ($0^\circ/0^\circ$) forneceu maior contribuição na resistência ao cisalhamento. No ano seguinte, Jalali et al. (2012) propuseram um novo sistema de reforço em NSM com PRF feito manualmente. O método se baseia em hastes de madeira envolvidas por folhas de PRFC (Figura 9 (c)), nomeada de *Manually Made FRP* (MMFRP). A nova técnica de reforço ao cisalhamento foi eficaz e mudou o modo de falha de descolagem, para uma fissura crítica de cisalhamento, seguido da separação da cobertura de concreto.

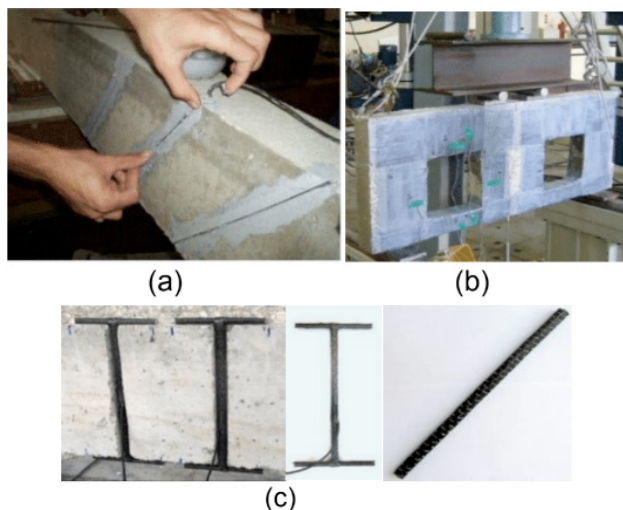


Figura 9 – Experimentos de Menon (2008) (a), El Maaddawy e Sherif (2009) (b) e Jalali et al. (2012) (c)
Fonte: Menon (2008), El Maaddawy e Sherif (2009), Jalali et al. (2012)

Em 2015, El-Saikaly e Chaallal (2015) realizaram testes de vigas reforçadas ao cisalhamento sujeitas a cargas cíclicas. Os pesquisadores observaram que esse sistema de fortalecimento também é eficaz para carregamentos de fadiga. Outro ponto importante, foi a existência de interação entre o reforço e os estribos internos de aço para vigas sujeitas

a cargas cíclicas. No ano seguinte, Mofidi et al. (2016) propuseram um novo modelo matemático para prever a contribuição ao cisalhamento das barras de PRF (reforço NSM). O modelo mostrou uma maior precisão em comparação com os existentes na literatura.

Karzad et al. (2017, 2019) examinaram vigas retangulares em concreto armado já danificadas reparadas com epóxi e, posteriormente, reforçadas com tecidos de PRFC. Em ambos os estudos, os pesquisadores observaram a descolagem como principal forma de falha. No entanto, o reforço aumentou em 95% a capacidade de cisalhamento em comparação com a viga original recuperada, o que comprova a eficiência do reforço externo com PRFC como solução para reparo e reforço de estruturas de concreto armado já danificadas. Assim como estudos anteriores, os autores comprovaram experimentalmente, que a eficácia do reforço é afetada pela quantidade de estribos. Por fim, também afirmaram que o aumento de camadas do compósito não foi proporcional a resistência ao cisalhamento.

Yu et al. (2019) estudaram a influência do grau de pré-fissuração⁴ em vigas retangulares reforçadas ao cisalhamento com tiras de PRFC. Com baixo grau de pré-fissuração, a aderência PRFC/Concreto melhorou. Assim como estudos de Khalifa e Nanni (2002) e Li e Leung (2016), Yu et al. (2019), notaram que com o aumento do vão de cisalhamento (λ), o número de mantas que contribuem no reforço aumenta e não se observa o rompimento do PRFC. Outra observação importante foi a pouca influência do grau de pré-fissuração na rigidez dos testes com os compósitos aderidos no concreto. Para mais, um modelo analítico foi proposto, com a finalidade de estimar a capacidade de cisalhamento do PRFC levando em consideração a distribuição de deformação e o grau de pré-fissuração.

Em seus resultados, Li et al. (2020) afirmaram que, quando a armadura transversal está severamente corroída, a capacidade de cisalhamento não pode ser restaurada pelo reforço com PRFC. Além disso, as normas vigentes não consideram o efeito da corrosão no cálculo do reforço, o que pode superestimar a contribuição ao cisalhamento do compósito para altos níveis de corrosão. No mesmo ano, Benzeguir, El-Saikaly e Chaallal (2020) atribuíram a diminuição da resistência a esforços cortantes ao aumento do tamanho da viga, independente do reforço ser ou não ancorado nas abas de uma viga T. Portanto, existe uma relação entre o nível de contribuição do PRFC e o tamanho da viga.

Ibrahim, Wakjira e Ebead (2020) usaram a técnica NSM com fibras híbridas de Vidro/Carbono para reforçar ao cisalhamento vigas curtas de concreto armado. O sistema híbrido pode ser usado para melhorar a capacidade de carga, aumentar as deflexões e diminuir a largura das fissuras, além de ter aumentado a deformação de tração do aço longitudinal e de compressão na superfície do concreto. Os autores confirmaram a existência da interação entre o sistema híbrido NSM e a armadura transversal em aço. Ademais, um modelo baseado na teoria dos campos de compressão modificada (MCFT em inglês) foi usado para prever a capacidade de cisalhamento das vigas testadas.

⁴ Dano inicial adicionado aos testes até surgirem pré-fissuras, sendo esse carregamento menor que a capacidade das vigas. A relação entre a carga pré-fissurada e a carga máxima suportada é definida como um grau de pré-fissuração.

4 | SISTEMAS DE ANCORAGEM

Como já visto anteriormente, existem três métodos de reforço ao cisalhamento, envoltório total, lateralmente e em U. O método de reforço em U é o mais comum, mas devido ao modo de falha por descolamento, acaba se tornando menos eficiente. Contudo, atualmente se tem realizado diversos testes experimentais para investigar a eficácia de técnicas de ancoragem aplicadas nas extremidades dos compósitos em U. Segundo Godat, Hammad e Chaallal (2020), os sistemas de ancoragem podem ser: extensão do PRF, PRF horizontal em uma extremidade do reforço, cordões de PRF, âncoras metálicas, placas sanduíche, técnicas NSM, entre outros. De início, pode ser destacado o trabalho de Khalifa et al. (1999). O estudo consistiu em desenvolver um novo sistema de ancoragem usando barras de PRF e a técnica NSM (Figura 10). A nova técnica se mostrou eficiente para reforço em U. Esse sistema também foi utilizado em estudos de Micelli, Annaiah e Nanni (2002) e Foster et al. (2016).

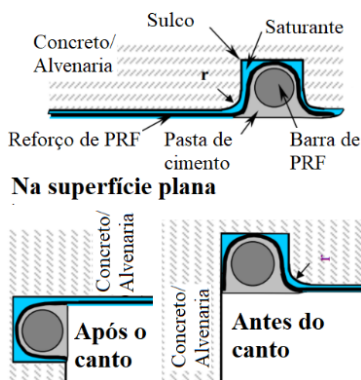


Figura 10 - Sistema de ancoragem proposto por Khalifa et al. (1999).

Fonte: Adaptado de Khalifa et al. (1999).

Tanarslan e Ertutar (2008) avaliaram um sistema de ancoragem para reforço com PRFC ao cisalhamento em sistema U e lateralmente, usando cantoneiras aparafusadas de aço (Figura 11 (a)). Os resultados confirmaram a melhora na resistência a esforços cortantes e na rigidez, além de prevenir o descolamento prematuro dos compósitos. Em outro estudo, Galal e Mofidi (2010) desenvolveram um método de ancoragem semelhante. Tal técnica se baseia em enrolar o PRF em barras de aço e, em seguida, são ancoradas nos cantos das abas da viga T com parafusos mecânicos (Figura 11 (b)). Os resultados mostraram que o sistema foi capaz de eliminar o descolamento do reforço.

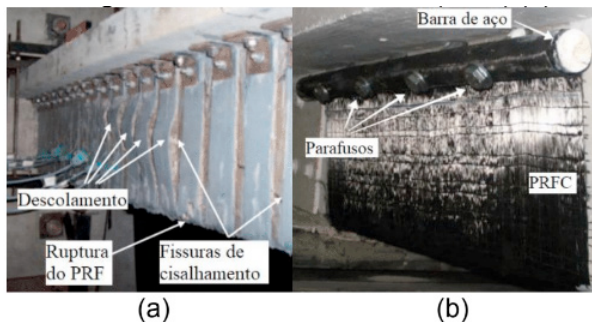


Figura 11 – Método de ancoragem de Tanarslan e Ertutar (2008) (a) e Galal e Mofidi (2010) (b).

Fonte: Adaptado de Tanarslan e Ertutar (2008), Galal e Mofidi (2010).

Kim (2008) propôs um novo método de ancoragem, que se baseia em realizar orifícios sobre o concreto e o compósito, inserir ancoras do mesmo material que o reforço e espalhá-las sobre o PRF (Figura 12 (a)). Nesse estudo, somente reforço a flexão foi realizado, mas em 2009, Quinn (2009) avaliou tal sistema para vigas sujeitas a esforços cortantes. Tal método se mostrou eficiente, principalmente para vão de cisalhamento maior que 2. Os autores também estabeleceram vários requisitos para garantir um bom desempenho das ancoragens. Nos anos seguintes, os estudos de Kim (2011), Koutas e Triantafillou (2012), Baggio, Soudki e Noël (2014) e Saribiyik, Abodan e Balci (2020) também contribuíram para comprovar a eficiência da técnica.

Manos, Katakalos e Kourtides (2011) patentearam um novo sistema de ancoragem. Tal técnica se baseia em enrolar o material compósito em uma barra de aço, essa é então fixada na parte superior do reforço por uma placa de aço aparafusada por dois chumbadores (Figura 12 (b)). Em 2014, Manos, Theofanous e Katakalos (2014) simularam tal sistema de ancoragem. A simulação foi muito satisfatória e conseguiu prever com precisão a resposta estrutural, em termos de capacidade de carga e modos de falha. O sistema de ancoragem foi eficiente.

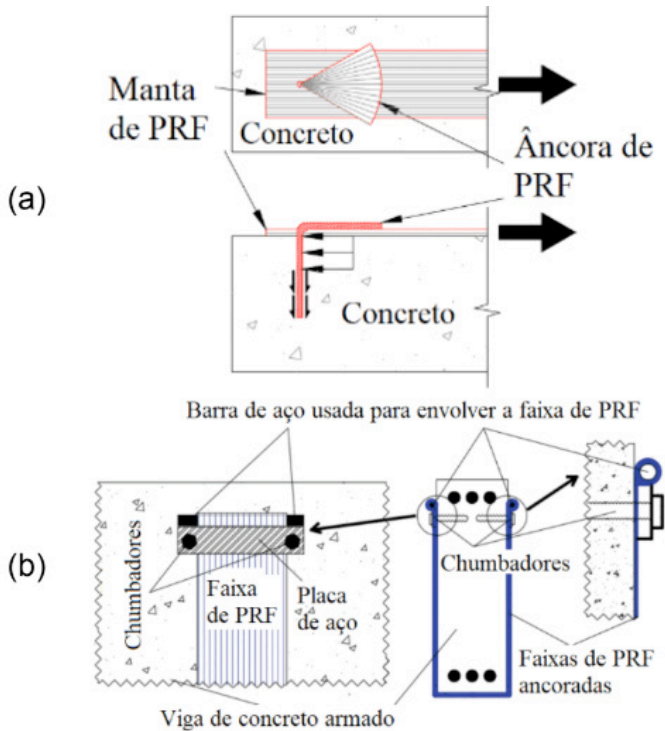


Figura 12 – Âncoras de PRF (a) e ancoragem com chumbadores (b).

Fonte: Fonte: Adaptado de Quinn (2009) e Manos, Theofanous e Katakalos (2014)

Belarbi, Bae e Brancaccio (2012) testaram três métodos de ancoragem, um sistema mecânico (Figura 13 (a)), outro com painéis sanduíche (Figura 13 (b)) e por último com adição de faixas horizontais em PRF na extremidade do reforço (Figura 13 (c)). O uso dos sistemas mecânicos de ancoragem aumentou a resistência ao cisalhamento e atrasou o descolamento. As faixas horizontais também causaram tal efeito, mas não foi tão eficaz quanto as ancoragens mecânicas. O sistema sanduíche foi mais eficiente que a ancoragem mecânica comum, impedindo quase completamente o descolamento do reforço.

El-Saikaly e Chaallal (2015) avaliaram a eficiência de um novo sistema de ancoragem, usando cordões de PRFC. Nesta técnica, os fios do compósito são inseridos em um furo, que atravessa a seção transversal da viga em concreto. As extremidades dos cordões e do reforço em U se encontram, o que transforma o sistema em um reforço total da seção de concreto (Figura 13 (d)). O método eliminou a descolagem do reforço e proporcionou a ruptura dos estribos de aço. Eslami et al. (2020) propuseram um novo sistema de ancoragem (Figura 13 (e)) em vigas de concreto armado reforçadas ao cisalhamento em U com mantas de PRFC. Com a aplicação dessa nova técnica, o modo de falha mudou de cisalhamento frágil para flexão dúctil em todos os testes. Ademais, houve melhoria da capacidade de deslocamento em comparação com o teste sem a aplicação da ancoragem.

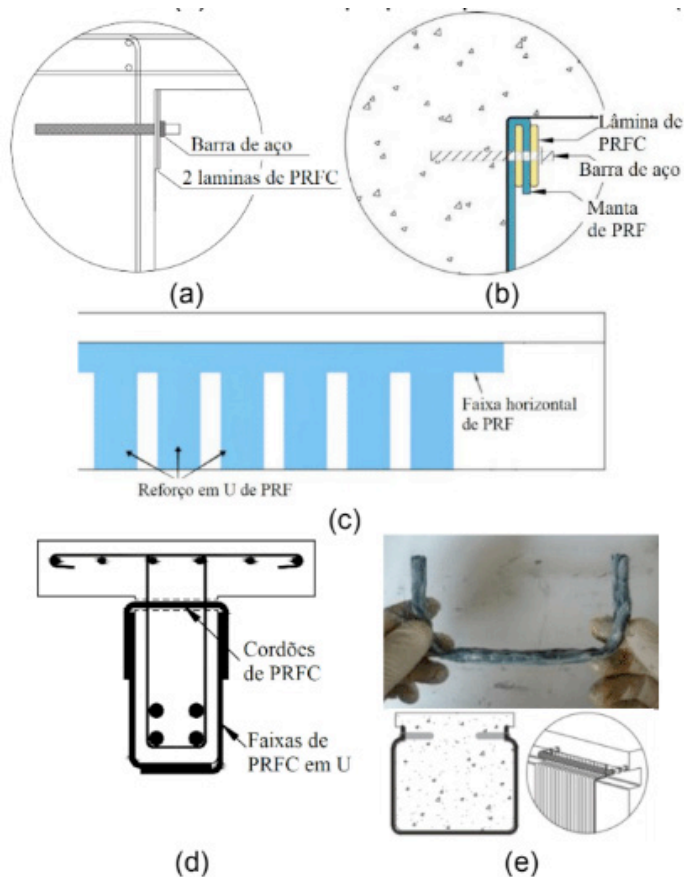


Figura 13 – Ancoragem mecânica (a), painel sanduíche (b), com faixa horizontal em PRF (c), por cordões de PRFC (d) e sistema proposto por Eslami et al. (2020) (e).

Fonte: Adaptado de Adaptado de Belarbi, Bae e Brancaccio (2012), El-Saikaly e Chaallal (2015), Eslami et al. (2020).

5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foram avaliados diversos estudos experimentais e alguns analíticos sobre reforço ao cisalhamento com PRF de vigas em concreto armado. De forma geral, as observações mais comuns foram: (i) o reforço proporciona ductilidade e aumento da resistência ao cisalhamento, (ii) boa parte dos pesquisadores utilizaram o PRFC (Polímero Reforçado com Fibra de Carbono), (iii) o reforço depende do valor do vão de cisalhamento (a/d), (iv) o reforço horizontal auxilia na prevenção da fissura crítica de cisalhamento, (v) uma grande maioria dos pesquisadores usaram tecidos ou mantas, devido a facilidade de trabalho, (vi) a quantidade de camadas de reforço não aumenta proporcionalmente a resistência ao cisalhamento do sistema, (vii) o reforço externo é fortemente influenciado pelos estribos internos, (viii) boa parte dos estudos analíticos focaram em desenvolver um modelo de

cálculo que considere a presença dos estribos na estimativa da contribuição do reforço, (ix) o predominante modo de ruptura do sistema está ligado ao descolamento do reforço, tanto externo quanto interno (técnica NSM), (x) muitos autores tem focado em métodos de ancoragem capazes de aumentar a contribuição do compósito no reforço ao cisalhamento e evitar a falha por descolamento. Logicamente, essas não são as únicas observações, as demais e, não menos importantes, se encontram no corpo deste trabalho. Diante da extensa aplicabilidade do compósito, muitos estudos ainda devem ser realizados, principalmente quando se trata da sua contribuição na resistência global da estrutura.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R-08**: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2008, 80 p.
- BAGGIO, D.; SOUDKI, K.; NOËL, M. Strengthening of shear critical RC beams with various FRP systems. **Construction and Building Materials**, v. 66, p. 634–644, 2014.
- BEBER, A. J. **Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibras de Carbono**. 2003. 317 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- BELARBI, A.; ACUN, B. FRP systems in shear strengthening of reinforced concrete structures. **Procedia Engineering**, v. 57, p. 2–8, 2013.
- BELARBI, A.; BAE, S. W.; BRANCACCIO, A. Behavior of full-scale RC T-beams strengthened in shear with externally bonded FRP sheets. **Construction and Building Materials**, v. 32, p. 27–40, 2012.
- BENZEGUIR, Z. E. A.; EL-SAIKALY, G.; CHAALLAL, O. Size effect on RC T-beams strengthened in shear with externally bonded CFRP L-shaped laminates. **Journal of Composites for Construction**, v. 24, p. 1-10, 2020.
- BSISU, K. A. D.; HUSSEIN, H. H.; SARGAND, S. M. The Use of Hashin Damage Criteria, CFRP–Concrete Interface and Concrete Damage Plasticity Models in 3D Finite Element Modeling of Retrofitted Reinforced Concrete Beams with CFRP Sheets. **Arabian Journal for Science and Engineering**, v. 42, n. 3, p. 1171–1184, 2017.
- CALLISTER JR, W. D.; RETHWISCH, D. G. **Materials Science and Engineering na Introduction**. 8 ed. USA: John Wiley & Sons, 2009.
- CAROLIN, A. **Strengthening of concrete structures with CFRP: Shear strengthening and full scale applications**. 2001. 137 p. Licentiate Thesis, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Structural Engineering, Lulea University of Technology. Lulea, Switzerland.
- CAROLIN, A. **Carbon Fibre Reinforced Polymers for Strengthening of Structural Elements**. 2003. 194 p. Doctoral Thesis, Department of Civil and Mining Engineering, Division of Structural Engineering, Lulea University of Technology. Lulea, Switzerland.

CHEN, G. M.; TENG, J. G.; CHEN, J. F. Process of debonding in RC beams shear-strengthened with FRP U-strips or side strips. **International Journal of Solids and Structures**, v. 49, n. 10, p. 1266–1282, 2012.

COLALILLO, M. A.; SHEIKH, S. A. Behavior of shear-critical reinforced concrete beams strengthened with fiber-reinforced polymer-Experimentation. **ACI Structural Journal**, v. 111, n. 6, p. 1373–1384, 2014a.

COLALILLO, M. A.; SHEIKH, S. A. Behavior of shear-critical reinforced concrete beams strengthened with fiber-reinforced polymer-Experimentation. **ACI Structural Journal**, v. 111, n. 6, p. 1373–1384, 2014b.

DE LORENZIS, L.; NANNI, A. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods. **ACI Structural Journal**, v. 98, n. 1, p. 60 – 68, 2001.

EL-SAIKALY, G.; CHAALLAL, O. Composites : Part B Fatigue behavior of RC T-beams strengthened in shear with EB CFRP L-shaped laminates. **Composites Part B**, v. 68, p. 100–112, 2015.

EL MAADDAWY, T.; SHERIF, S. FRP composites for shear strengthening of reinforced concrete deep beams with openings. **Composite Structures**, v. 89, n. 1, p. 60–69, 2009.

EL, Z. et al. Size Effect of RC T-Beams Strengthened in Shear with Externally Bonded CFRP L-Shaped Laminates. **Journal of Composites for Construction**, v. 24, n. 4, p. 1–10, 2020.

ESLAMI, A. et al. Effect of FRP stitching anchors on ductile performance of shear-deficient RC beams retrofitted using FRP U-wraps. **Structures**, v. 23, p. 407–414, 2020.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Fib Bulletin 14**: Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures. Technical report by task group 9.3 FRP reinforcement for concrete structures, Lausanne, Switzerland, 2001, 138 p.

FOSTER, R. M. et al. Experimental Investigation of Reinforced Concrete T-Beams Strengthened in Shear with Externally Bonded CFRP Sheets. **Journal of Composites for Construction**, v. 21, p. 1–13.

GALAL, K.; MOFIDI, A. Shear Strengthening of RC T-Beams Using Mechanically. **Journal of Composites for Construction**, v. 24, p. 31–39, 2010.

GODAT, A.; HAMMAD, F.; CHAALLAL, O. State-of-the-art review of anchored FRP shear-strengthened RC beams : A study of influencing factors. **Composite Structures**, v. 254, p. 1 - 19, 2020.

GRACE, N. F.; SAYED, G. A.; SOLIMAN, A. K.; SALEH, K. R. Strengthening Reinforced Concrete Beams Using Fiber Reinforced Polymer (FRP) Laminates. **ACI Structural Journal**, v. 96, n. 5, p. 865 – 875, 1999.

IBRAHIM, M.; WAKJIRA, T.; EBEAD, U. Shear strengthening of reinforced concrete deep beams using near-surface mounted hybrid carbon / glass fibre reinforced polymer strips. **Engineering Structures**, v. 210, p. 1 - 16, 2020.

JALALI, M. et al. Shear strengthening of RC beams using innovative manually made NSM FRP bars. **Construction and Building Materials**, v. 36, p. 990–1000, 2012.

JUVANDES, L. F. P. **Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão Usando Materiais Compósitos de “CFRP”**. 1999. 396 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal.

KARZAD, A. S.; AL TOUBAT, S.; MAALEJ, M.; ESTEPHANE, P. Repair of reinforced concrete beams using carbon fiber reinforced polymer. **MATEC Web of Conferences**, p. 1 – 10, 2017.

KARZAD, A. S. et al. Repair and strengthening of shear-deficient reinforced concrete beams using Carbon Fiber Reinforced Polymer. **Composite Structures**, v. 223, p. 1–10, 2019.

KHALIFA, A et al. Anchorage of Surface Mounted FRP Reinforcement. **Concrete International: Design and Construction**, v. 21, n.10, v. 21, n. 10, p. 49–54, 1999.

KHALIFA, A.; BELARBI, A.; NANNI, A. Shear performance of rc members strengthened with externally bonded FRP wraps. In: **World Conference on Earthquake Engineering**, 2000, Auckland. Proceeding... 2000, p. 1–8.

KHALIFA, A.; NANNI, A. Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites. **Cement and Concrete Composites**, v. 22, n. 3, p. 165–174, 2000.

KHALIFA, A.; NANNI, A. Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear deficiencies using FRP composites. **Construction and Building Materials**, v. 16, p. 135 – 146, 2002.

KIM, I. S. **Use of CFRP to Provide Continuity in Existing Reinforced Concrete Members Subjected to Extreme Loads**. 2008. 478 p. Thesis (Doctor), Faculty of the Graduate School, University of Texas at Austin, Austin.

KIM, I. S. et al. **Shear Strengthening of Reinforced and Prestressed Concrete Beams Using Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) Sheets and Anchors**. Technical Report. p. 325. 2011.

KOUTAS, L.; TRIANTAFILLOU, T. Use of anchors in shear strengthening of reinforced concrete T-beams with FRP. In: **6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering**, Rome. 2012, p. 1 - 8.

LEE, H. K. et al. Behavior and performance of RC T-section deep beams externally strengthened in shear with CFRP sheets. **Composite Structures**, v. 93, n. 2, p. 911–922, 2011.

LI, W. et al. Shear Behavior of RC Beams with Corroded Stirrups Strengthened Using FRP Laminates : Effect of the Shear Span-to-Depth Ratio. **Journal of Composites for Construction**, v. 24, n. 4, 2020.

LI, W.; LEUNG, C. K. Y. Shear span-depth ratio effect on behavior of RC beam shear strengthened with full-wrapping FRP strip. **Journal of Composites for Construction**, v. 20, n. 3, p. 1–14, 2016.

MACHADO, A. P.; MACHADO, B. A. **Reforço de estruturas de concreto armado com sistemas compostos FRP: Teoria e Prática**. 1 ed. São Paulo: PINI, 2015, 517 p.

MANO, E. B. **Polímeros como Materiais de Engenharia**. São Paulo: Edgard Blücher LTDA, 2000, 197 p.

MANOS, G. C.; KATAKALOS, K.; KOURTIDES, V. **Construction structure with strengthening device and method**. European Patent Office. WO2011073696 (A1). 23 jun. 2011.

MANOS, G. C.; THEOFANOUS, M.; KATAKALOS, K. Numerical simulation of the shear behaviour of reinforced concrete rectangular beam specimens with or without FRP-strip shear reinforcement. **Advances in Engineering Software**, v. 67, p. 47–56, 2014.

MATTHYS, S. **Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement**. 2000. 367 p. Thesis (Doctorate in Applied Sciences), Faculty of Engineering, Ghent University, Belgium.

MEHTA, K. P.; MONTEIRO, P. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo: PINI, 1994. 573 p.

MEIER, U. Repair Using Advanced Composites. **IABSE reports**. v. 999, p. 113 – 124, 1997.

MENON, V. A. **Estudo experimental de sistemas de reforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado utilizando-se polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC)**. 2008. 327 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

MICELLI, F.; ANNAIAH, R. H.; NANNI, A. Strengthening of Short Shear Span Reinforced Concrete T Joists with Fiber-Reinforced Plastic Composites. **Journal of Composites for Construction**, v. 6, p. 264–271, 2002.

MOFIDI, A. et al. Investigation of Near Surface Mounted Method for Shear Rehabilitation of Reinforced Concrete Beams Using Fiber Reinforced Polymer Composites. **Journal of Composites for Construction**, v. 20, p. 1–14, 2016.

MOHAMED ALI, M. S.; OEHLERS, D. J.; SERACINO, R. Vertical shear interaction model between external FRP transverse plates and internal steel stirrups. **Engineering Structures**, v. 28, n. 3, p. 381–389, 2006.

NATIONAL ACADEMIES OF SCIENCES: NCHRP Report 678. **Design of FRP Systems for Strengthening Concrete Girders in Shear**. Washington, DC: The National Academies Press, 2011, 129 p.

NORRIS, T.; SAADATMANESH, H.; EHSANI, M. R. Shear and Flexural Strengthening of R/C Beams with Carbon Fiber Sheets. **Journal of Structural Engineering**, v. 123, n. 7, p. 903–911, 1997.

PELLEGRINO, C.; MODENA, C. Fiber Reinforced Polymer Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Transverse Steel Reinforcement. **Journal of Composites for Construction**, v. 6, n. 2, p. 104–111, 2002.

PELLEGRINO, C.; MODENA, C. Fiber-Reinforced Polymer Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams : Experimental Study and Analytical Modeling. **ACI Structural Journal**, v. 103, n. 5, p. 720–728, 2006.

PELLEGRINO, C.; MODENA, C. An experimentally based analytical model for the shear capacity of FRP-strengthened reinforced concrete beams. **Mechanics of Composite Materials**, v. 44, n. 3, p. 231–245, 2008.

PLEVRIS, B. N.; TRIANTAFIOU, T. C. Time-Dependent Behavior of RC Members Strengthened with FRP Laminates. **Journal of Structural Engineering**, v. 120, n. 3, p. 1016–1042, 1994.

QUINN, K. T. **Shear strengthening of reinforced concrete beams with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) and improved anchor details**. 2009. 298 p. Thesis (Master of Science in Engineering), Faculty of the Graduate School, The University of Texas at Austin, Austin.

ROUSAKIS, T. Retrofitting and Strengthening of Contemporary Structures: Materials Used. **Encyclopedia of Earthquake Engineering**, p. 1–15, 2014.

SARIBIYIK, A.; ABODAN, B.; BALCI, M. T. Experimental study on shear strengthening of RC beams with basalt FRP strips using different wrapping methods. **Engineering Science and Technology, an International Journal**, v. 24, p. 192–204, 2020.

TANARSLAN, H. M.; ERTUTAR, Y. The Effects of CFRP Strips for Improving Shear Capacity of RC Beams. **Journal of Reinforced Plastics and Composites**, v. 27, n. 12, p. 1287 – 1308, 2008.

TENG, J. G.; CHEN, J. F.; SMITH, S. T.; LAM, L. **FRP strengthened RC structures**. 1 ed. John Wiley e Sons, LTD, 2001, 266 p.

TRIANAFILLOU, T. C. Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites. **ACI Structural Journal**, v. 95, n. 2, p. 107–115, 1998.

YU, F. et al. Experimental study on high pre-cracked RC beams shear-strengthened with CFRP strips. **Composite Structures**, v. 225, p. 111163, 2019.

CONCRETO ECOLÓGICO: SUBSTITUIÇÃO PARCIAL DA AREIA PELO PÓ DE VIDRO

Data de aceite: 01/07/2021

Data de submissão: 15/05/2021

Rafael Dantas Ribeiro

Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia do Pará – Campus Santarém
Santarém – PA
<http://lattes.cnpq.br/0784550712804403>

RESUMO: No município de Santarém-PA cerca 150 toneladas de lixo domiciliar são produzidas diariamente. Com o intuito de promover uma reciclagem de baixo custo e amenizar os impactos gerados pela forma inadequada de despejo do lixo, foi utilizado o vidro como agregado miúdo substituindo parcialmente a areia no concreto. O proposto tem por objetivo analisar o comportamento do concreto submetido a solicitações de compressão, para análise de viabilidade do emprego da utilização do concreto modificado, com parcialidade de vidro como agregado fino, em relação ao de referência. O material utilizado para a substituição da areia foram garrafas de vidro “long neck” verdes, as quais foram trituradas e peneiradas. O cimento para a concretagem foi o CII Z 32, sendo o traço calculado por meio do método ABCP com um fck de 20 MPa. A substituição da areia pelo vidro moído deu-se de 50% e os ensaios de resistência a compressão foram feitos com 3, 7 e 28 dias após a concretagem. Observou-se ao romper os corpos de prova no 3º dia que o concreto ecológico apresentou resultados de resistência

aproximadamente iguais do convencional, com uma diferença média aproximada de 1,08 MPa. Destarte, a reciclagem desse material oportuniza cuidar do meio ambiente, bem como gerar maiores lucros para as empresas de concretagem que visam investir em pesquisa e tecnologia na construção civil.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto; vidro; agregado miúdo; reciclagem.

ECOLOGICAL CONCRETE: PARTIAL REPLACEMENT OF SAND BY GLASS POWDER

ABSTRACT: In the municipality of Santarém-PA, approximately 150 tons of household waste are produced daily. In order to promote low-cost recycling and mitigate the impacts generated by the inadequate form of waste disposal, glass was used as fine aggregate, partially replacing sand in concrete. The purpose of this proposal is to analyze the behavior of concrete subjected to compression requests, to analyze the feasibility of using modified concrete, with partial glass as a fine aggregate, in relation to the reference. The material used to replace the sand were green long neck glass bottles, which were crushed and sieved. The cement for concreting was CII Z 32, the trace being calculated using the ABCP method with a 20 MPa fck. The replacement of sand with ground glass was 50% and the compressive strength tests were performed 3, 7 and 28 days after concreting. It was observed when breaking the specimens on the 3rd day that the ecological concrete showed resistance results approximately equal to the conventional, with an average difference of approximately 1.08

MPa. Thus, recycling this material makes it possible to take care of the environment, as well as generate greater profits for concreting companies that aim to invest in research and technology in civil construction.

KEYWORDS: Concrete; glass; fine aggregate; recycling.

1 | INTRODUÇÃO

O concreto é um dos compósitos mais utilizado na área da engenharia, seja para a construção de pontes, edifícios, rodovias ou barragens. No seu estado fresco possui grande versatilidade e sua aplicação é variada, sendo observado em elementos estruturais como vigas, pilares ou sapatas (NEVILLE e BROOKS, 2010). Com o crescimento da indústria no setor da construção civil, passou-se a investigar meios pelos quais pudesse mitigar os impactos gerados pelos bens retirados da natureza e buscou-se introduzir, dentre outros mecanismos tecnológicos, o reuso de resíduos sólidos, promovendo a sustentabilidade e a reciclagem de materiais que normalmente não possuíam finalidade (BAPTISTA JUNIOR e ROMANEL, 2013). A substituição parcial dos agregados ou do cimento por materiais reciclados é um dos meios de promover o desenvolvimento sustentável. Pode-se corroborar isso, pois segundo Malassise e Salvalagio (2014) entende-se por desenvolvimento sustentável a garantias do desenvolvimento econômico sem prejudicar as gerações futuras, mantendo reservas de recursos naturais. Com essa perspectiva, substituir uma porcentagem de um dos materiais do concreto convencional por um bem já descartado pela sociedade é oportunizar a diminuição da retirada de matéria-prima da natureza. Nesse intuito, propôs-se substituir parcialmente o agregado miúdo (areia) pelo pó de vidro.

Segundo Callister e Rethwisch (2012) os vidros pertencem a família dos materiais cerâmicos e são silicatos não cristalinos. Nas suas características encontram-se a facilidade de fabricação, bem como sua transparência óptica. As vidrocerâmicas são a transformação desses vidros não cristalinos em cristalinos por meio de um processo térmico chamado cristalização. Dentre suas propriedades pode-se observar, em comparação ao vidro, a resistência relativamente elevada e baixos coeficientes de expansão térmica. Essas propriedades desejáveis conduzem a um grande número de aplicações na área comercial. No entanto, o vidro e as vidrocerâmicas são geralmente frágeis, quebram-se com facilidade. Os vidros passam por um processo de conformação e, normalmente, esse ocorre entre as temperaturas de trabalho e de amolecimento, sendo para o vidro com 96% de sílica em torno de 1600°C.

O vidro é um material que possui como fórmula química básica o SiO_2 e é derivado do processamento da areia. Devido a essas condições são materiais bastante próximos em suas características. Segundo Bauer (2000) a areia é um sedimento inconsolidado de origem mineral, de grãos em quartzosos com diâmetros no intervalo de 0,06 a 2,0mm. Para o uso no concreto pode ser retirada de rios, jazidas e do mar, nesse caso há um

tratamento especial para retirar os sais. Conforme sua granulometria ou seu módulo de finura pode ser classificada em areia grossa, média e fina. Tem a sua variação diametral para a caracterização do agregado entre 4,8 a 0,15 mm. Um dos seus papéis fundamentais é de diminuir os vazios no concreto, ocupar espaço volumétrico, bem como homogeneizar a distribuição de esforços no compósito.

A reciclagem do vidro é muito importante devido esse não ser um material biodegradável e, por não poder ser compactado, gera grandes entulhos em aterros (PENSAMENTO VERDE, 2013). Além disso, não se sabe ao certo o tempo de degradação desse cristal, mas estima-se cerca de 1 milhão de anos, dependendo do meio no qual o material fica sujeito (ANAVIDRO, 2013). O processo de reciclagem do vidro passa, simplificada, por cinco etapas: separação, limpeza, trituração, fundição e moldagem. Os gastos de energia para se fazer uma nova embalagem de vidro por meio da reciclagem são menos consideráveis em relação a produção direta de sua matéria-prima, bem como a emissão de CO₂ (PENSAMENTO VERDE, 2013). Contudo, em uma análise observacional, utilizar o vidro como agregado no concreto oportuniza um impacto ambiental ainda menor que o da reciclagem, pois as etapas para a confecção do agregado são apenas três: separação, limpeza e trituração. A energia gasta advém apenas para as máquinas de moagem e a emissão de CO₂ se limita a ser nula. Desse modo, evidencia-se os benefícios ecológicos do concreto confeccionado com o pó de vidro.

A utilização do vidro como agregado é motivo de vários estudos e vem ganhando repercussão no âmbito científico da construção civil. No trabalho de Ribeiro e Santos (2020), que utilizaram resíduos da lapidação de vidro como agregado fino em argamassas, verificou-se que o ganho de resistência a compressão ocorre, em grande parte, devido as propriedades pozolânicas, ou cimentícias, que o vidro apresenta. Destacam também que a diminuição da resistência em argamassas com mais de 5% de pó de vidro tem como causa o aumento da porosidade. Para o estudo de Trentin *et al.* (2020), sobre a substituição da areia por vidro moído em argamassas, evidenciou-se que as propriedades pozolânicas do vidro são vantajosas no ganho de resistência mecânica. Ressaltam que esses resultados advêm, conjuntamente, da diminuição da porosidade, do aumento do empacotamento, além do favorecimento que a irregularidade das partículas oportuniza para a melhor combinação com outros elementos. Dentre a substituição do agregado miúdo o melhor resultado de resistência a compressão deu-se na faixa de 50% do material, sendo a resistência 27,38% maior que a de referência.

No estudo de Miranda Junior *et al.* (2014) apurou-se o comportamento do pó de vidro plano em substituição da areia, analisando a viabilidade estrutural do concreto. Constataram que o fator *a/c* era um dos principais causadores do aumento da resistência a compressão, haja visto o vidro reduzir a fluidez do compósito. Concluíram que com uma relação *a/c* igual a 0,50, os resultados de resistência em qualquer porcentagem de substituição são considerados adequados para aplicações estruturais. Pontuaram, também, que a atividade

pozolânica do vidro, com a diminuição dos vazios recorrente a formação de CSH e a melhor distribuição das partículas foram fatores que atenuaram os resultados positivos do ganho de resistência do concreto a compressão.

Desse modo, por meio dos resultados favoráveis da utilização do vidro como agregado nos referenciais teóricos supracitados, bem como buscando contribuir para minimizar na cidade de Santarém-PA a quantidade produzida de lixo domiciliar, que segundo Costa (2019) são cerca de 150 toneladas por dia, e o seu descarte inadequado, objetivou-se utilizar o vidro como agregado miúdo no concreto, investigando o comportamento do compósito a ensaios de resistência a compressão, pontuando a viabilidade do emprego na construção civil.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

O vidro utilizado na substituição parcial da areia era proveniente de garrafas “long neck” obtidas por meio de coletas em lojas de bebidas na cidade de Santarém-PA. Inicialmente, houve a limpeza de cerca de 40 garrafas. Os rótulos foram removidos, bem como os resíduos químicos por meio de enxague. O processamento desse material em seguida deu-se pela trituração no maquinário abrasão Los Angeles (Figura 1), levando-o a uma granulometria máxima de 4,8 mm no primeiro peneiramento.



Figura 1 - Trituração das garrafas de vidro por meio do maquinário abrasão Los Angeles.

O vidro moído passou por um segundo tratamento de moagem para obter-se uma granulometria máxima de 300 μm , haja vista que segundo Mayer *et al.*, apud Shao *et al.* (2000), as reações álcali-agregado reduzem-se evitando a diminuição da resistência (Figura 2). Essas reações são resultado da formação de um gel de expansão formado pela interação dos componentes álcalis do cimento com alguns minerais de sílica, quando hidratados (BARRETO SANTOS, DE BRITO e SANTOS SILVA, 2009). O diâmetro máximo das partículas de vidro em 300 μm influenciam na redução dessas reações de expansão interna no concreto, reduzindo o índice de vazios e, conseqüentemente, elevando a

resistência do concreto a compressão (LOPEZ, AZEVEDO e BARBOSA NETO, 2005).



Figura 2 - Moagem do vidro de forma artesanal.

O agregado miúdo, nos parâmetros de classificação da série de Taylor, caracterizou-se como uma areia predominantemente média, decorrente da maioria dos grãos estarem retidos nos intervalos de 0,20 a 0,60 mm, como mostra a curva granulométrica na figura 3, bem como apresentou um módulo de finura igual a 2,08. Sua massa específica foi de $2,56 \text{ g/cm}^3$ e a massa unitária de $1,19 \text{ g/cm}^3$. Os parâmetros de suporte para a determinação dos valores citados acima encontram-se na NBR 7211:2005 (ABNT, 2005) e NBR NM 52:2003 (ABNT, 2003). O ensaio granulométrico conforme exigido pela NBR 7217:1987 (ABNT, 1987) para a areia está destacado na Tabela 1.

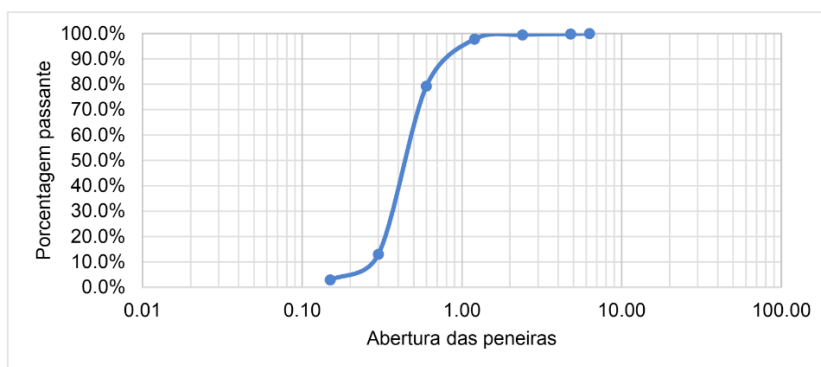


Figura 3 – Curva granulométrica do agregado miúdo.

Diâmetro das Peneiras	Massa Retida (g)	Massa Retida (%)	Massa Retida Acumulada (%)
4.800mm	2	0,20%	0,20%
2.400mm	3	0,30%	0,50%
1.200mm	17	1,70%	2,20%
0.600mm	185	18,50%	20,70%
0.300mm	663	66,30%	87,00%
0.150mm	101	10,10%	97,10%
Grão ≤ 0.150mm	29	2,90%	100,00%
Total	1000	100,00%	...

Tabela 1 – Distribuição granulométrica da areia utilizada.

O agregado graúdo utilizado foi brita basáltica, classificando-se preponderantemente como brita 1. Obteve-se nos ensaios que o diâmetro máximo foi de 19,00 mm, bem como uma massa específica de 3,03 g/cm³ e uma massa unitária de 1,68 g/cm³. Os ensaios para a obtenção desses resultados estão em conformidade com a NBR 7211:2005 (ABNT, 2005) e NBR NM 53:2003 (ABNT, 2003). A Tabela 2 retrata os dados obtidos por meio dos ensaios granulométricos, orientados pela NBR 7217:1987 (ABNT, 1987), para a brita.

Diâmetro das Peneiras	Massa Retida (g)	Massa Retida (%)	Massa Retida Acumulada (%)
19.00mm	54	1,80%	1,80%
12.70mm	2206	73,53%	75,33%
9.500mm	596	19,87%	95,20%
6.300mm	122	4,07%	99,27%
4.800mm	11	0,37%	99,63%
Grão ≤ 4.800mm	11	0,37%	100,00%
Total	3000	100,00%	...

Tabela 2 – Distribuição granulométrica da Brita utilizada.

O cimento utilizado na análise experimental foi o CII Z 32 da marca MIZU com uma massa específica de 3,1 g/cm³. Usou-se o método de dosagem ABCP para calcular o traço do concreto. O F_{ck} solicitado foi de 20 MPa e obteve-se um $F_{c_{j_{28}}}$ de 29 MPa com um desvio padrão de 5,5. A relação água/cimento utilizada foi de 0,53, sendo o resultado do traço 1:1,86:3,25. A tabela 3 representa a quantidade respectiva de cada material usado.

Corpos de Prova	Cimento (kg)	Areia (kg)	Brita (kg)	Água (l)	Vidro (kg)
Referência	5,68	10,55	18,46	3,01	0,00
Modificado	5,68	5,28	18,46	3,01	5,28

Tabela 3 - Quantidade de material usado para a confecção dos CP's.

A substituição do agregado fino por vidro moído deu-se de 50%, fazendo-se aferições do comportamento do concreto modificado com vidro em suas solicitações mecânicas a compressão. Para fins de comparação confeccionou-se corpos de prova (CP's) de referência, com 100% de areia. Os CP's possuíam um formato cilíndrico com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm, constando um volume de 1570,8 cm³ (Figura 4).



Figura 4 - Moldes dos corpos de prova.

Na moldagem, obedecendo os parâmetros estipulados pela NBR 5739:2018 (ABNT, 2018), determinou-se a consistência do concreto por meio do ensaio de abatimento do tronco de cone, ou “Slump test”, (Figura 5) e obteve-se para o concreto de referência um abatimento de $\pm 7,0$ cm e para o modificado, com 50% de areia, $\pm 7,5$ cm.



Figura 5 – Ensaio de abatimento do tronco de cone.

Durante o período dos ensaios os CP's ficaram imersos em água, conforme o que recomenda a NBR 5739:2018 (ABNT, 2018) supracitada. Os rompimentos ocorreram 3, 7 e 28 dias após a concretagem. Para corroborar o valor obtido pelos rompimentos no maquinário de ensaio mecânico a compressão, rompeu-se três corpos de prova e tirou-se a média dos resultados.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados serão discutidos em quatro subtópicos diferentes, fazendo uma análise específica dos rompimentos no 3º, 7º e 28º dia após a concretagem, contendo o estudo do comportamento da resistência a compressão. Por fim, fará um estudo geral dos dados corroborando as observações investigadas.

3.1 Comportamento do concreto submetido ao ensaio de compressão no 3º dia

No terceiro dia após a concretagem observou-se uma linearidade e menor dispersão da resistência do concreto modificado, sendo o desvio padrão ($\bar{\sigma}$) desse de 0,44 MPa e o de referência de 0,63 MPa. Foram feitas análises de seis corpos de provas, com três para cada tipo de concreto. O ganho de resistência mínima do concreto modificado com a substituição foi cerca de 44,41% do estimado para o 28º dia e os valores apontaram aproximações relevantes em comparação ao de referência (Figura 6). A média dos dados apontam uma amplitude de 1,08 MPa entres os resultados adquiridos por meio dos ensaios.

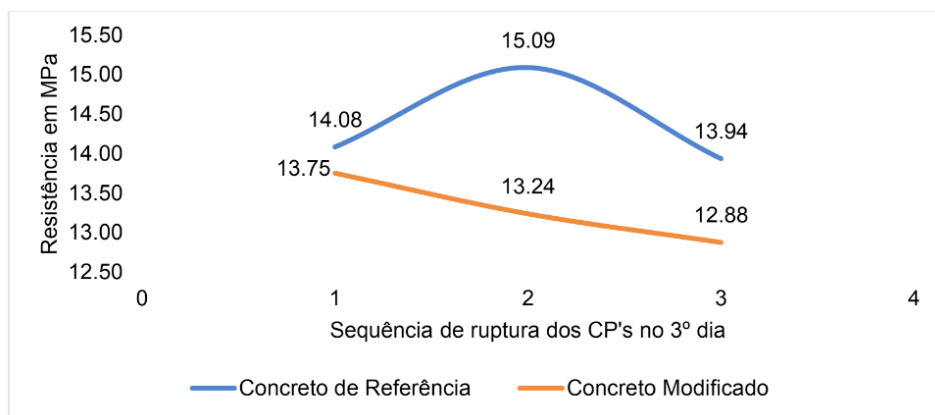


Figura 6 - Comparação dos dados obtidos no ensaio de compressão do concreto no 3º dia.

3.2 Comportamento do concreto submetido ao ensaio de compressão no 7º dia

Segundo Giammusso, apud López, Azevedo e Barbosa Neto (2005), o concreto

alcança uma resistência de aproximadamente 70% no 7º dia após a concretagem. Essa afirmativa é bem válida para uma análise de um betão convencional, haja vista o de referência nesse estudo ter chegado a um valor mínimo de 72,93% do previsto para o 28º dia. Contudo, o resultado mínimo de resistência para o concreto modificado não se encaixa precisamente nesse parâmetro de investigação, pois chegou-se cerca de 64,6% do $F_{cj_{28}}$. Nessa idade de cura o concreto modificado apresentou uma maior variação da resistência dos CP's rompidos, uma vez que o σ desse é de 0,81 MPa comparado ao de referência que é de 0,47 MPa, mostrando-se com um comportamento menos linear. Os valores obtidos no ensaio de resistência a compressão no sétimo dia encontram-se abaixo (Figura 7). Importante ressaltar que a amplitude dos resultados médios é cerca de 2,41 MPa.

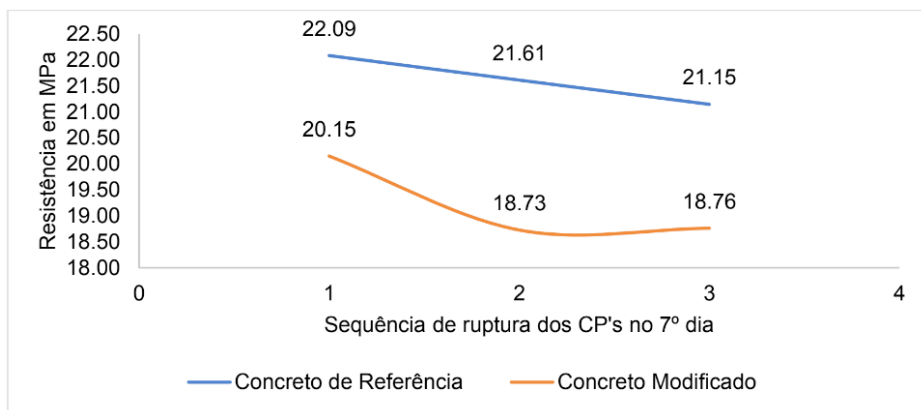


Figura 7 - Comparação dos dados obtidos no ensaio de compressão do concreto no 7º dia.

3.3 Comportamento do concreto submetido ao ensaio de compressão no 28º dia

O concreto de referência apresentou uma resistência mínima aproximada de 85,52% do valor estimado pelo $F_{cj_{28}}$ aos 28 dias, tendo em vista que o valor mínimo apresentado pelos resultados do concreto modificado foi de 81,69%. O σ revela a maior linearidade do ganho de resistência dos CP's com 50% de vidro, sendo o σ cerca de 0,43 MPa em comparação com o de referência, 0,71 MPa. A figura 8 demonstra o comparativo dos resultados de resistência alcançada no 28º dia.

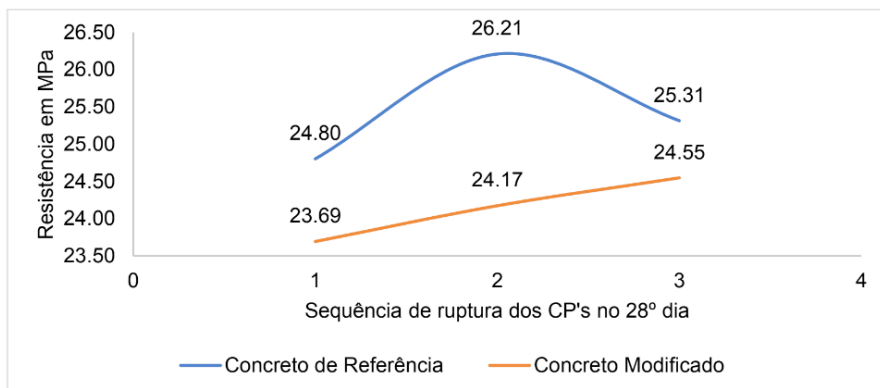


Figura 8 - Comparação dos dados obtidos no ensaio de compressão do concreto no 28º dia.

3.4 Análise geral do comportamento do concreto submetido ao ensaio de compressão

O comportamento dos resultados supracitados obtidos durante os 28 dias de aferições do compósito concreto corroborou que a substituição da areia por vidro moído é viável, haja vista o concreto modificado ter ultrapassado o F_{ck} estimado. Contudo, o concreto de referência mostrou ter maior ganho de resistência, mesmo a variação das médias dos CP's serem pequenas (Figura 9).

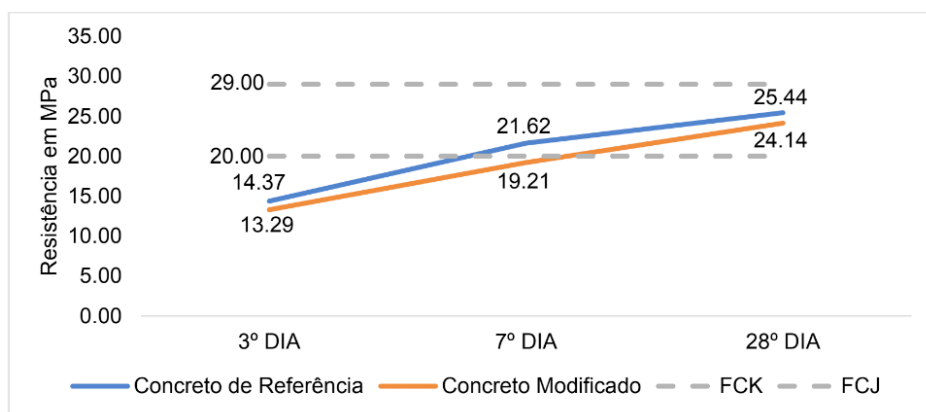


Figura 9 - Média dos dados obtidos nos ensaios de compressão do concreto durante 28 dias.

Os valores observados por meio dos ensaios mostram que ambos os tipos de concreto não alcançaram o $F_{cj_{28}}$ esperado, mas ficaram no intervalo aceitável útil de trabalho. Para Pereira (2016) o motivo da resistência a compressão do concreto com vidro não ultrapassar o de referência em 5%, 10% e 100% de substituição dá-se devido as partículas de vidro

não estarem bem acomodadas e ao pouco atrito gerado pela superfície de contato, haja vista o vidro ser um material liso. Contudo, com 20% de substituição o compósito alcançava as condições desejáveis e conseguia superar a resistência do de referência. O rompimento dos CP's modificados durante os ensaios ocorriam por cisalhamento (Figura 10) e observava-se que o pó de vidro no concreto dava esse comportamento de pouca rugosidade, implicando em uma das possíveis causas para a resistência do concreto modificado ser inferior ao de referência, mas não fora do limite aceitável.



Figura 10 - Concreto modificado submetido ao ensaio de resistência a compressão.

Segundo Callister e Rethwisch (2012) a dimensão do material (macro, micro, nano, pico, etc) influencia diretamente no comportamento de suas propriedades físico-químicas, podendo alterá-las. O vidro é em teoria quimicamente inerte, mas ao passar por um processo de moagem ganha características cimentícias (PEREIRA, 2016). Essas propriedades podem ter influenciado diretamente na relação a/c ocasionando expansões internas no concreto modificado, aumentando o índice de vazios/fissuras (RIBEIRO e SANTOS, 2020) e promovendo uma resistência inferior em comparação ao de referência. Percebe-se também, pelo ensaio de abatimento do tronco de cone, que é maior a consistência do concreto com pó de vidro, comprovando a influência no fator a/c (MIRANDA JUNIOR *et al.*, 2014).

Segundo López, Azevedo e Barbosa Neto (2005) a granulometria do pó de vidro no intervalo de 300 - 150 μm resulta em um melhor preenchimento dos vazios no concreto. A diferença de resistência entre os CP's com agregado miúdo de vidro em relação aos de referência pode ter como causa a granulometria do material, pois o controle do diâmetro do pó de vidro deu-se em fazê-lo apenas passar pela peneira de 300 μm , sem levar em

consideração o intervalo supracitado. Concluem também que abaixo desse parâmetro de diâmetro o betão com pó de vidro apresenta maior absorção de água e porosidade.

O desvio padrão apresentado pelos resultados médios de resistência mostram que a menor dispersão dos valores no ganho de resistência veio pela utilização do vidro como agregado, sendo o desvio padrão do concreto modificado de 5,43 MPa e o de referência 5,62 MPa. Os resultados apontaram uma maior linearidade no ganho de resistência do concreto com vidro moído. Conforme a análise geral demonstrada pela figura 9, tem-se por conclusão que os valores obtidos entre os tipos de concreto são bastante próximos, sendo a diferença média aos 28 dias entre eles de 1,30 MPa. Ambos se encontram em um intervalo aceitável de resistência a compressão.

4 | CONCLUSÃO

Em suma, os resultados conferidos no experimento de substituir 50% da areia por vidro moído satisfizeram quase totalmente as expectativas. Em primeiro lugar, a média de resistência dos corpos de prova modificados não alcançou a resistências estimada pelo $F_{cj_{28}}$. Contudo, o F_{ck} proposto pelo experimento foi de 20 MPa e ambos os tipos de concreto superaram esse valor. Ambos demonstraram estar em uma faixa de resistência mecânica aceitável, sendo 24,14 MPa para o concreto modificado e 25,44 MPa para o de referência no 28º dia.

As causas para a resistência do compósito com pó de vidro ser inferior estão a ser investigadas, mas alguns trabalhos apontam que essa diminuição se dá pelo aumento do índice de vazios (TRENTIN *et al.*, 2020), pela influência na relação a/c (MIRANDA JUNIOR *et al.*, 2014) e a superfície de contato lisa (PEREIRA, 2016). Todavia, uma aferição mais detalhada pode melhorar o controle tecnológico dessas propriedades, oportunizando benefícios para a construção civil e o meio ambiente. De acordo com Pereira (2016) utilizar esse material no concreto traria benefícios ecológicos na diminuição da extração de recursos naturais, bem como favoreceria as empresas com certificações ambientais, valorizando os imóveis com o betão confeccionado com o pó de vidro.

Em uma análise qualitativa a reciclagem do vidro por meio da utilização no concreto apresenta melhor eficiência econômica e ambiental. Pode-se concluir esses benefícios comparando os processos pelos quais a reciclagem convencional e a reciclagem por meio da produção do agregado de vidro, citados inicialmente, passam. Nota-se que os gastos de energia são menores e não há emissão de CO_2 por parte do material. O pó de vidro também ajuda na diminuição da quantidade de cimento na confecção do compósito, levando conseqüentemente a uma redução na produção de cimento e, assim, na emissão de CO_2 pelas indústrias cimentícias (RIBEIRO e SANTOS, 2020). Assim, pode-se concluir que o concreto confeccionado com o agregado miúdo feito de vidro, na substituição de 50% da areia, apresenta benéficos econômicos, ambientais e estruturais, sendo necessário

estudos mais aprofundados do material cerâmico vidro para melhor compreender seu comportamento e aplica-lo eficientemente na construção civil.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7217**: Agregados: Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto: Ensaio de compressão de corpos cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

BAPTISTA JUNIOR, Joel Vieira; ROMANEL, Celso. **Sustentabilidade na indústria da construção: uma logística para reciclagem dos resíduos de pequenas obras**. urbe, Rev. Bras. Gest. Urbana, Curitiba, v. 5, n. 2, p. 27-37, dic. 2013. Disponível em <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2175-33692013000200004&Ing=es&nrm=iso>. acessado em 07 mayo 2020. <https://doi.org/10.7213/urbe.05.002.SE02>.

BAUER, L. A. Falcão. **Materiais de construção Vol.1**. 5.ed. Rio de Janeiro. LTC. 2000.

BARRETO SANTOS, Miguel; DE BRITO, Jorge; SANTOS SILVA, António. **Métodos de evaluación de las reacciones álcali-sílice en hormigones con áridos reciclados**. Rev. ing. constr., Santiago, v. 24, n. 2, p. 141-152, agosto 2009. Disponible en <https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732009000200002&Ing=es&nrm=iso>. acessado em 06 mayo 2020. <http://dx.doi.org/10.4067/S0718-50732009000200002>.

CALLISTER, W.; RETHWISCH, D. **Ciência e engenharia de materiais: uma introdução**. 8.ed. Rio de Janeiro: LTC. 2012.

COSTA, Tracy. **Cerca de 150 toneladas de lixo são produzidas em Santarém diariamente**. G1, Santarém, 09 de junho de 2019. Disponível em: <<https://g1.globo.com/pa/santarem-regiao/noticia/2019/06/09/cerca-de-150-toneladas-de-lixo-sao-produzidas-em-santarem-diariamente.ghtml>>. Acesso em: 11 de dezembro de 2019.

LOPEZ, D. A. R; AZEVEDO, C. A. P. de; BARBOSA NETO, E.. **Avaliação das propriedades físicas e mecânicas de concretos produzidos com vidro cominuído como agregado fino**. Cerâmica, São Paulo, v. 51, n. 320, p. 318-324, Dec. 2005. Available from <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0366-69132005000400003&Ing=en&nrm=iso>. access on 07 May 2020. <https://doi.org/10.1590/S0366-69132005000400003>.

MALASSISE, R.; SALVALAGIO, W. **Introdução à economia**. Londrina: UNOPAR, 2014.

MIRANDA JUNIOR, Edson Jansen Pedrosa de et al. **Increasing the compressive strength of Portland cement concrete using flat glass powder**. Mat. Res., São Carlos, v. 17, supl. 1, p. 45-50, Aug. 2014. Available from <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1516-14392014000700009&lng=en&nrm=iso>. access on 06 May 2020. Epub May 09, 2014. <https://doi.org/10.1590/S1516-14392014005000058>.

NEVILLE, A.; BROOKS J. **Tecnologia do concreto**. 2.ed. Porto Alegre: BOOKMAN, 2010.

Processo de reciclagem do vidro. Pensando Verde, 2013. Disponível em: <<https://www.pensamentoverde.com.br/reciclagem/processo-de-reciclagem-do-vidro/>>. Acesso em: 20 de fevereiro de 2020.

PEREIRA, A. H. **Avaliação da utilização de vidro comum como pozolana e avaliação da utilização de sucata de vidro temperado como agregado graúdo em concretos**. 46f. Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização) – UTFPR. Campos Mourão, 2016.

Quanto tempo o vidro leva para se decompor?. Anavidro, 2013. Disponível em: <<https://www.anavidro.com.br/quanto-tempo-o-vidro-leva-para-se-decompor/>> Acesso em: 23 de fevereiro de 2020.

RIBEIRO, UG; SANTOS, DF. **Propriedades potenciais físico-mecânicas de resíduos de polimento de vidro para produção de argamassa como substituição parcial do agregado convencional**. Rev. IBRACON Estrut. Mater. São Paulo, v. 13, n. 1, p. 142-159, fevereiro de 2020. Disponível em <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952020000100142&lng=en&nrm=iso>. acesso em 05 de maio de 2020. Epub 27 de março de 2020. <https://doi.org/10.1590/s198341952020000100010>.

SHAO, Y.; LEFORT, T.; MORAS, S.; RODRIGUEZ, D. **Studies on concrete containing ground waste glass**. Cement and Concrete Research. Elmsford, v. 30, n. 1, p. 91-100, 2000.

TRENTIN, Priscila Ongaratto et al. **Substituição parcial de agregado miúdo por resíduo de vidro moído na produção de argamassa**. Matéria (Rio J.), Rio de Janeiro, v. 25, n. 1, e-12576, 2020. Available from <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1517-70762020000100331&lng=en&nrm=iso>. access on 05 May 2020. Epub Apr 06, 2020. <https://doi.org/10.1590/s1517-707620200001.0903>.

RESÍDUO DESCARTADO PELA SIDERÚRGICA DE CORUMBÁ-MS COMO POTENCIAL PARA REAPROVEITAMENTO NA CONSTRUÇÃO CIVIL

Data de aceite: 01/07/2021

Data de submissão: 31/05/2021

Manoela da Silva Carvalho

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso do Sul
Corumbá – MS
<http://lattes.cnpq.br/3360364132361836>

Fábio Kroll de Lima

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso do Sul
Corumbá – MS
<http://lattes.cnpq.br/2293793694188278>

Felipe Fernandes de Oliveira

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso do Sul
Corumbá – MS
<http://lattes.cnpq.br/3778328119841747>

Robson Fleming Ribeiro

Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso do Sul
Corumbá – MS
<http://lattes.cnpq.br/9156337138911399>

RESUMO: A geração de resíduos industriais constitui um dos problemas ambientais graves, com o qual o setor siderúrgico tem se deparado nos últimos tempos. A disposição desses materiais em locais improvisados apresenta potenciais riscos ao meio ambiente e também as industriais. Um dos resíduos gerados pelo setor siderúrgico é o pó de balão, captado pelo sistema

de limpeza de gases a seco, denominado balão gravitacional. A possibilidade de incorporação em massa cerâmica é uma alternativa viável, considerando que o setor da construção civil é responsável pelo consumo de mais de um terço dos recursos do planeta, assim torna-se essencial para o país a busca por pesquisas em materiais de construção mais sustentáveis. Sendo assim, o presente trabalho tem como objetivo a produção de uma argamassa convencional típica para chapisco, com substituição parcial do agregado miúdo (areia) pelo resíduo do alto forno (pó de balão). Para tanto, foram realizadas análises para obtenção das propriedades físicas e mecânicas, composição mineralógica, por meio da técnica de difração de raios X (DRX) e análise térmica, com objetivo de avaliar mudanças de massa e diferenças de fluxo de calor nas argamassas. Ao todo foram preparadas para análise 125 amostras de argamassas, para referência e para as formulações com as substituições parciais da areia pelo resíduo em 4 proporções diferentes, são elas 5, 10, 15 e 20% de pó de balão em massa. Os ensaios se deram no tempo de cura de 7, 14, 21 e 28 dias, com objetivo de acompanhar as reações de hidratação das argamassas. Por meio dessas análises foi constatado que a argamassa com 5% de rejeito apresentou o melhor resultado em todos os ensaios submetidos, sendo possível agregar valor ao pó de balão e reduzir o impacto ambiental gerado pela Siderurgia.

PALAVRAS-CHAVE: Pó de balão, resíduos da siderurgia, argamassa ecológica, materiais de construção civil.

WASTE DISCARDED BY STEEL INDUSTRY OF CORUMBÁ-MS AS POTENCIAL FOR REUSE IN CIVIL CONSTRUCTION

ABSTRACT: The generation of industrial residues is one of the serious environmental problems that the steel sector has been facing in recent times. And the disposal of these materials in improvised locations presents potential risks to the environment as well as the industrial ones. One of the residues generated by the steel sector is the balloon powder, captured by the dry gas cleaning system, called gravitational balloon. Its incorporation in ceramic mass is one of the most viable alternatives, considering that the civil construction sector is responsible for the consumption of more than one third of the planet's resources, thus becoming essential for the country the search for research in more sustainable construction materials. Thus, this paper aims to produce a typical conventional mortar for roughcast with partial replacement of fine aggregate (sand) by the blast furnace waste (balloon powder). For this, analyses were performed to obtain physical and mechanical properties, chemical properties, by X-ray diffraction technique and thermal analysis, in order to evaluate mass changes and heat flow differences in the mortars. A total of 125 mortar samples were prepared for analysis, for reference and for the samples with the partial substitution of sand by waste in 4 different proportions, namely 5, 10, 15 and 20% of balloon powder by mass. The tests were performed at curing times of 7, 14, 21 and 28 days, with the objective of monitoring the hydration reactions of the mortars. Through these analyses it was found that the mortar with 5% of tailings presented the best result in all the tests submitted, thus it is possible to add value to the balloon powder and reduce the environmental impact generated by the steel industry.

KEYWORDS: Balloon dust, steel mill waste, ecological mortar, construction materials.

1 | INTRODUÇÃO

A indústria siderúrgica gera uma grande quantidade de resíduos, dentre eles, resíduos sólidos, líquidos e emissões gasosas que poluem o meio ambiente em várias etapas do processo produtivo industrial. Para cada tonelada de aço produzido, são gerados aproximadamente 607 kg de diferentes tipos de resíduos, como escória, pó, lodo e incrustações. Dependendo do tipo de resíduo, pode ser utilizado como matéria-prima para a produção de energia ou aço, ou como subproduto de outras atividades industriais e devolvido ao processo industrial (VIEIRA, 2007). Um desses resíduos produzidos pela indústria de aço é o pó de balão, que é captado por um sistema de limpeza a gás a seco (sistema de despoeiramento de alto-forno) denominado balão gravitacional. O pó do balão é formado por óxidos de ferro FeO , Fe_2O_3 e Fe_2O_4 , com as respectivas fases cristalinas wustita, hematita e magnetita. Porém essa composição química pode variar de acordo com as matérias-primas utilizadas no alto-forno (DIAS, 2011). Atualmente, na região de Corumbá-MS, são produzidas 370 mil toneladas de ferro-gusa e 7,2 mil toneladas de pó de balão por ano. Este resíduo não apresenta finalidade útil e, depois de recolhido no sistema de tratamento de gases do alto-forno, é recolhido em caçambas, transportado para o pátio da empresa e posteriormente empilhado ao ar livre (MALARD, 2009). Segundo Oliveira

(2003), ao estudar o pó de balão, considerando a NBR para amostra bruta, foi constatado que o pó de balão é classificado como resíduo perigoso “Classe I”. Portanto, extremo cuidado deve ser tomado ao armazenar, manusear e transportar resíduos.

Segundo a ABNT NBR 13281: 2005 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015b), a argamassa é um material com propriedades aderentes e de endurecimento, que pode ser obtido pela mistura de um ou mais ligantes com ou sem aditivos, agregados e água. Sabe-se que, é um item básico na construção civil, pois além de conferir impermeabilidade e estabilidade à edificação, existe de fato em todas as fases da construção. Com base nisso, na produção de argamassas, pesquisadores têm buscado métodos alternativos para reduzir o uso de recursos naturais e substituí-los por resíduos da indústria siderúrgica.

A argamassa produzida neste trabalho é a de chapisco, responsável pela camada de preparação da base, que é composta por uma mistura de cimento, areia e aditivos, aplicada de forma contínua ou descontínua, com o objetivo de uniformizar a superfície quanto à absorção e melhorar a aderência do revestimento (SZLAK, 2013).

O reaproveitamento de resíduos gerados pela indústria siderúrgica pode reduzir o impacto ambiental das indústrias civil e siderúrgica. A preocupação com o meio ambiente, aliada ao fato de o setor da construção civil consumir mais de um terço dos recursos do planeta, esse fato é um ponto fundamental para o país promova pesquisas em materiais de construção mais sustentáveis (OLIVEIRA, 2003).

Portanto, o presente trabalho tem como objetivo a produção de uma argamassa convencional típica para chapisco, com substituição parcial do agregado miúdo (areia) pelo resíduo do alto forno (pó de balão). Para tanto, foram realizadas análises para obtenção das propriedades físicas e mecânicas por meio de ensaios de densidade, absorção de água, porosidade aparente e ensaios mecânicos, foi feito também um estudo das reações químicas, pela técnica de difração de raios X, com objetivo de identificar as fases presentes no material (análise qualitativa). Além de uma análise térmica, com objetivo de avaliar mudanças de massa e diferenças de fluxo de calor nas argamassas. Dessa forma, esse estudo poderá contribuir tanto para um melhor entendimento das reações de hidratação como também para obtenção de um novo material com potencial para aplicação na construção civil.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Matéria-prima

Para a realização do trabalho foram utilizadas as seguintes matérias-primas: cimento, areia e resíduo siderúrgico pó de balão. O material aglomerante utilizado na pesquisa foi o cimento Portland CP II-E 32, produzido pela indústria Votorantim situada em Corumbá MS. A areia média foi empregada como agregado miúdo proveniente da cidade de Corumbá-

MS, sendo seca em estufa para a retirada da umidade auxiliando no controle da relação água/cimento. O rejeito industrial pó de balão foi empregado, sendo um resíduo sólido do processo de obtenção do ferro-gusa da indústria Metalúrgica. O pó de balão foi fornecido pela empresa Vetorial Siderurgia, localizada na região de Corumbá-MS.

2.2 Caracterização das matérias-primas

A determinação granulométrica do agregado miúdo e do rejeito siderúrgico pó de balão foi realizado de acordo com a NBR NM 248 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), a norma prescreve o método para determinação da composição granulométrica de agregados miúdos e graúdos. Essa análise visa obter propriedades físicas dos materiais como módulo de finura e diâmetro máximo dos grãos. Os dados do agregado miúdo (areia) e do resíduo siderúrgico (pó de balão) estão apresentados respectivamente nas Tabelas 1 e 2.

Abertura da peneira (mm)	Massa retida (g)	Retido individual (%)	Retido acumulado (%)
4,750	0,0	0,0	0,0
2,360	0,0	0,0	0,0
1,180	0,0	0,0	0,0
0,600	19,0	3,79	3,79
0,300	157,5	31,41	35,20
0,150	288,1	57,46	92,66
0,075	35,0	6,98	99,64
Fundo	1,8	0,36	100,00
Módulo de finura	2,31		
Diâmetro máximo (mm)	0,60		

Abertura da peneira (mm)	Massa retida (g)	Retido individual (%)	Retido acumulado (%)
4,750	0,00	0,00	0,00
2,360	2,80	0,93	0,93
1,180	9,80	3,27	4,20
0,600	23,30	7,77	11,97
0,300	52,20	17,42	29,39
0,150	77,70	25,93	55,32
0,075	84,70	28,26	83,58
Fundo	49,20	16,42	100,00
Módulo de finura	1,85		
Diâmetro máximo (mm)	1,18		

Tabela 1. Granulometria da areia.

Tabela 2. Granulometria do resíduo pó de balão.

Para determinar a composição química das matérias primas foi realizada análise qualitativa por Energia dispersiva de raios X (EDX). O equipamento utilizado foi o Espectrômetro de Fluorescência de Raios X, modelo EDX-720, da marca Shimadzu. As composições químicas obtidas podem ser verificadas na Tabela 3.

Óxidos (%)	Areia	Cimento CP II E	Pó de balão
SiO ₂	92,538	18,947	11,716
Al ₂ O ₃	-	-	6,202
Fe ₂ O ₃	1,951	5,074	73,453
CaO	0,612	69,953	3,302
K ₂ O	1,255	1,489	1,553
MnO	0,019	0,420	0,137
TiO ₂	1,459	0,400	-
SO ₃	1,408	3,291	2,080
SrO	0,005	0,327	0,085
ZnO	0,011	0,049	0,057
P ₂ O ₅	-	-	1,339
ZrO ₂	0,515	0,031	0,044
PdO	-	0,003	0,032
Cs ₂ O	0,134	-	-
V ₂ O ₅	0,051	-	-
Ag ₂ O	0,037	-	-
Rb ₂ O	0,005	-	-

Tabela 3. Composição química das matérias-primas utilizadas para a confecção dos corpos de prova de argamassa.

2.3 Formulação dos traços e moldagem dos corpos de prova

Foi realizado um traço referência para a argamassa na proporção cimento e areia de 1:3, conforme os requisitos da norma ABNT NBR 13281:2005 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015b). Em seguida foram realizados 4 diferentes traços com substituição da areia pelo resíduo pó de balão, com substituição de 5, 10, 15 e 20%, conforme pode ser verificado na Figura 1. Todas as misturas foram realizadas em uma argamassadeira de 5L. No total foram moldados 125 corpos de prova, sendo 25 para cada traço, todos de acordo com a ABNT NBR 5738 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015a). O diâmetro e altura dos CPs correspondem a 50 mm e 100 mm, respectivamente. A cura ocorreu submersa em água saturada com cal hidratada para melhor controle da temperatura.

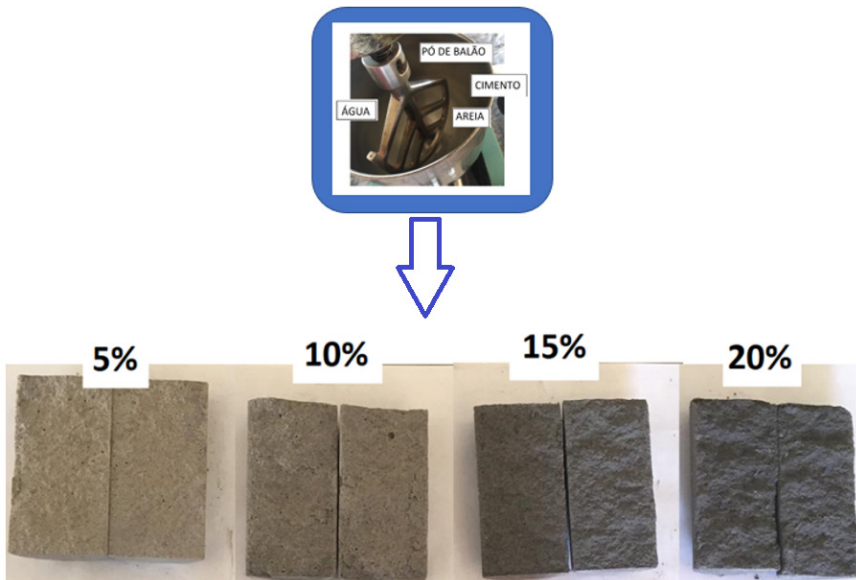


Figura 1. Amostras das argamassas com pó de balão.

2.4 Ensaio de absorção de água e porosidade aparente

Os corpos de prova separados para o ensaio de absorção de água permaneceram em um recipiente com solução saturada de água com cal por um período de 28 dias para a cura da argamassa. Após esse período, os CPs foram retirados da água com cal e foi retirado o excesso de água com auxílio de um pano e logo em seguida foi realizado a pesagem para determinação da massa úmida. Em seguida, os CPs foram levados para estufa com temperatura de 100 °C até constância de massa (durante 48h), após isso foi determinada a massa seca. Todas as pesagens foram realizadas em balança analítica. O ensaio seguiu a norma ABNT NBR NM 30 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001). Para a obtenção dos valores foi utilizado a equação (1).

$$A (\%) = \frac{Mu - Ms}{Ms} \cdot 100 \quad (1)$$

Onde A, é a absorção de água em porcentagem, Mu é a massa úmida e Ms é a massa seca do corpo de prova.

Para o cálculo da porosidade aparente foi utilizado o princípio de Arquimedes, de deslocamento de um fluido por um corpo imerso para se determinar a massa imersa. Para obtenção da porosidade aparente em porcentagem (Pap) de cada traço aos 28 dias de cura foi necessária a determinação da massa seca (Ms), da massa úmida (Mu) e da massa imersa (Mi) e assim aplicar esses dados na equação (2).

$$Pap (\%) = \frac{Mu - Ms}{Mu - Mi} \cdot 100 \quad (2)$$

2.5 Ensaio mecânico – Compressão axial e compressão diametral

Os ensaios foram realizados em uma Máquina Universal de Ensaios Mecânicos da marca Emic. A norma utilizada no ensaio de compressão axial foi ABNT NBR 7215 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019) e no ensaio de compressão diametral a norma ABNT NBR 7222 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2011). Para garantir a confiabilidade dos valores nos ensaios, foram confeccionados 5 CPs para cada traço nas idades de 7, 14, 21 e 28 dias de cura destinados ao ensaio de compressão axial, e outros 5 CPs para cada traço na idade de 28 dias de cura para a realização do ensaio de compressão diametral.

2.6 Difração de raios X (DRX)

Para a determinação das fases cristalinas presentes na referência e amostras com as diferentes porcentagens de substituição utilizou-se a técnica de difração de raios X (DRX), por meio de um difratômetro da marca Shimadzu, modelo XRD 6100. Foi empregado o método pó, com material passante em peneira mesh 100. A varredura foi realizada com taxa de $2^\circ/\text{min}$ com a faixa de ângulo variando entre $10\text{-}80^\circ$. Nas Figuras 2 (a) e 2 (b) podem ser observados os difratogramas do resíduo pó de balão e do cimento Portland, respectivamente. A análise das fases presentes pode ser observada por meio das Tabelas 4 e 5, com a apresentação dos compostos cristalinos das respectivas matérias-primas empregadas.

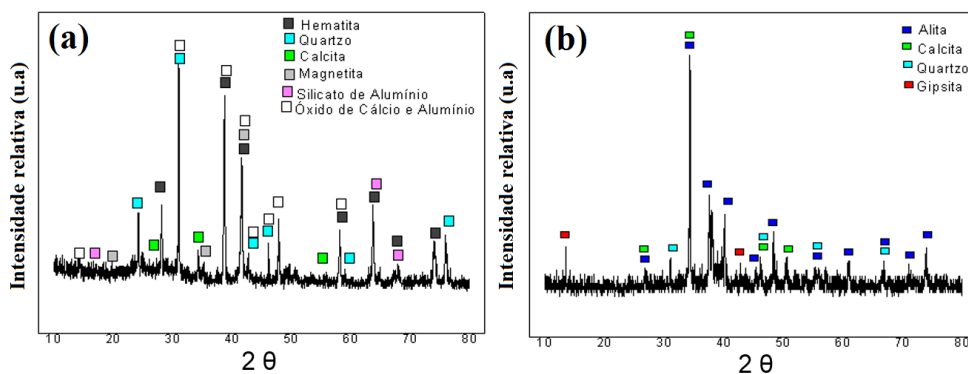


Figura 2. Difratogramas do (a) resíduo pó de balão e (b) do cimento Portland CP II E 32.

Composto químico	Óxido de ferro	Óxido de silício	Carbonato de cálcio	Óxido de ferro	Óxido de cálcio e alumínio	Silicato de alumínio
Fórmula química	Fe ₂ O ₃	SiO ₂	CaCO ₃	Fe ₃ O ₄	Ca ₃ Al ₂ O ₆	Al ₂ SiO ₅
Mineral	Hematita	Quartzo	Calcita	Magnetita	-	Sillimanite
Ficha de referência	033-0664	033-1161	005-0586	01-075-0033	032-0150	038-0471

Tabela 4. Compostos identificados no resíduo pó de balão.

Composto químico	Silicato de cálcio	Carbonato de cálcio	Óxido de silício	Sulfato de cálcio hidratado
Fórmula química	Ca ₃ SiO ₅	CaCO ₃	SiO ₂	CaSO ₄ .2H ₂ O
Mineral	Alita	Calcita	Quartzo	Gipsita
Ficha de referência	042-0551	005-0586	033-1161	033-0311

Tabela 5. Compostos identificados no cimento Portland CP II E 32.

2.7 Análise térmica (TG e DSC)

As análises Termogravimétricas (TG) e Calorimetria Exploratória Diferencial (DSC) foram obtidas utilizando um equipamento da marca Netzsch, modelo STA 449 F1 Jupiter. As amostras de argamassas foram colocadas em cadinhos de alumina, com as massas variando entre 15 e 20 mg. Foi utilizado a taxa de aquecimento de 20 °C/min a partir da temperatura de 30 °C até 1000 °C em atmosfera com fluxo de ar sintético.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Figura 2 apresenta os resultados da densidade dos corpos de prova de argamassa com 5, 10, 15 e 20% de substituição, e nas idades de cura de 7, 14, 21 e 28 dias. Pode-se observar que todas as amostras com pó de balão na composição apresentaram redução da densidade. Isso se deve a grande quantidade de cinzas presente no resíduo que ocupam um volume considerável na argamassa. O traço que apresentou a menor densidade foi com 20% de substituição. Importante ressaltar, que argamassas com baixas densidades são muito almejadas pelo setor da construção civil na produção de revestimento para prédios e lajes, pois ocasiona menor aplicação de carga na estrutura a ser construída, permitindo em sua construção uma peça estrutural com menores dimensões.

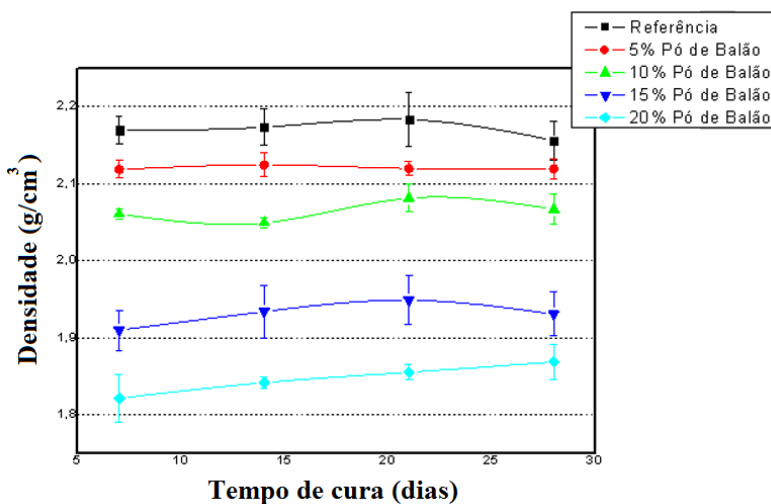


Figura 2. Densidade dos corpos de prova.

Analisando os resultados dos ensaios de absorção de água e porosidade, mostrados na Figura 3, pode ser observado que conforme aumenta a porcentagem de substituição da areia pelo resíduo ocorre um aumento nas porcentagens nos dois ensaios, com exceção a amostra com 5% de pó de balão. Verifica-se também a coerência no aumento da absorção de água conforme o aumento dos poros na argamassa. Os traços com 10% e 15% de resíduo apresentaram valores semelhantes aos da referência. Esse resultado é positivo considerando que, em uma argamassa, quanto menor for a absorção de água, maior é a prevenção de infiltrações em paredes, vigas, pilares e lajes.

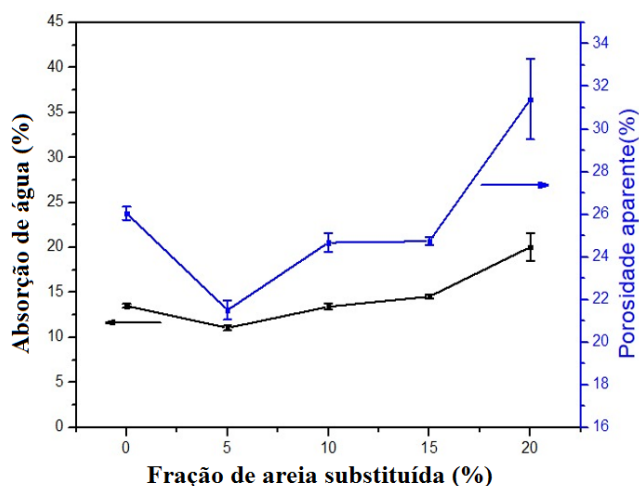


Figura 3. Absorção de água e porosidade das argamassas aos 28 dias de cura.

Os efeitos da adição do resíduo siderúrgico na resistência das argamassas foram avaliados por meio do ensaio de resistência à compressão axial. Os valores são encontrados na Figura 4 (a). Observou-se um crescimento dos valores de resistência mecânica das amostras ao longo das idades. Esse aumento já era esperado devido as reações de hidratação dos componentes do cimento. O traço que apresentou melhor resultado foi o de 5% de substituição, que com a margem de erro se equipara a referência. A resistência média encontrada nesse traço com 28 dias de cura, foi de 15,12 MPa, valor 1,00 MPa menor que a referência, porém essa diferença não é significativa considerando a margem de erro.

As amostras com 10 % e 15 % de pó de balão, alcançaram nos tempos de cura de 28 dias valores próximos, sendo 11,68 MPa e 10,73 MPa, respectivamente. Esses valores não se distanciam muito do traço de 5% de substituição. Por outro lado, as amostras com 20% de pó de balão apresentaram redução mais significativa na resistência à compressão axial, chegando a alcançar 5,87 MPa de resistência média.

A Figura 4 (b) apresenta os resultados de resistência à compressão diametral de todos os traços na idade de 28 dias de cura. Os traços com 5% e 10% de substituição apresentaram valores semelhantes e considerando a margem de erros, esses traços se igualaram a referência. Nas amostras com 15% e 20% observou-se uma redução na resistência, porém elas se equiparam ao traço de 5% quando considerado a margem de erro.

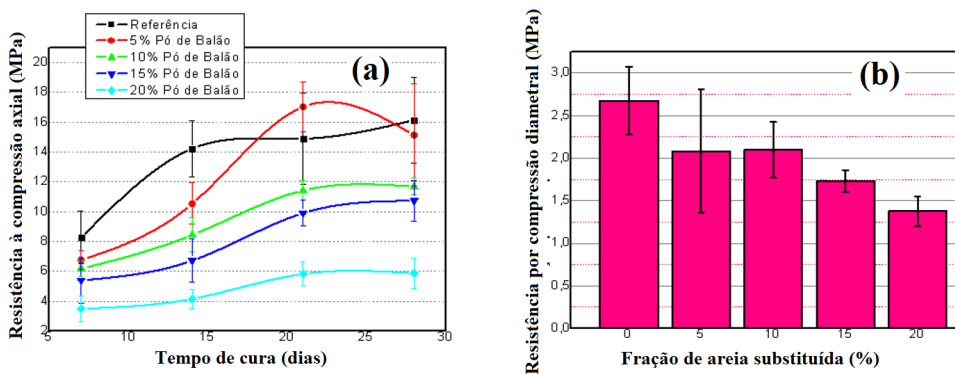


Figura 4. Resistência (a) à compressão axial e (b) por compressão diametral dos corpos de prova.

Os resultados da difração de raios X (DRX) das argamassas referência e com substituição parcial da areia pelo resíduo de pó de balão estão apresentados nas Figuras 5 e 6. Esses difratogramas foram obtidos das amostras no estado endurecido no tempo de cura de 7, 14, 21 e 28 dias.

A Figura 5 (a) mostra os resultados para as argamassas referência e pode ser

observado que são constituídas pelas fases cristalinas de Quartzo (SiO_2), Portlandita (hidróxido de cálcio Ca(OH)_2), Calcita (carbonato de cálcio (CaCO_3)), Silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e Gismondine (silicato aluminato de cálcio hidratado ($\text{CaAl}_2\text{Si}_2\text{O}_8 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$)). Verifica-se que o pico mais expressivo da referência é o quartzo que está presente em grande quantidade na areia, esse pico é sobreposto pelo silicato aluminato de cálcio hidratado em $2\theta = 31^\circ$ e $24,2^\circ$, sendo essa fase formada pela reação entre a gipsita presente no cimento, com a sílica da areia (QUARCIONI, 2018). Nota-se que essas fases tendem a diminuir ao longo da idade e prosseguimento da hidratação das amostras. Outra fase que tem o pico diminuído com o aumento no tempo de cura é a Portlandita ($2\theta = 21^\circ$), que também é sobreposta pela Gismondine, trata-se de uma fase importante no processo de hidratação da argamassa (QUARCIONI, 2018). A formação da Portlandita se dá na hidratação da fase alita (C_3S fase mais reativa do clínquer), apresentado no difratograma do cimento Portland. A hidratação dessa fase também é responsável pela formação do silicato de cálcio hidratado, fase responsável pelo desenvolvimento de resistência mecânica das argamassas (QUARCIONI, 2018).

A Figura 5 (b) apresenta o difratograma da argamassa com 5% de pó de balão. Observa-se as mesmas fases cristalinas identificadas na argamassa da referência. Assim, a adição de pó de balão não promoveu alteração nos mecanismos de cura da argamassa. Além disso, não foram identificadas espécies mineralógicas típicas do resíduo (pó de balão). Pois a argamassa com 5% não apresenta uma quantidade significativa de resíduo, assim não foram detectadas fases cristalinas na análise. Na tabela 6 é possível identificar as fichas de referência dos difratogramas das argamassas referência e com 5% de pó de balão.

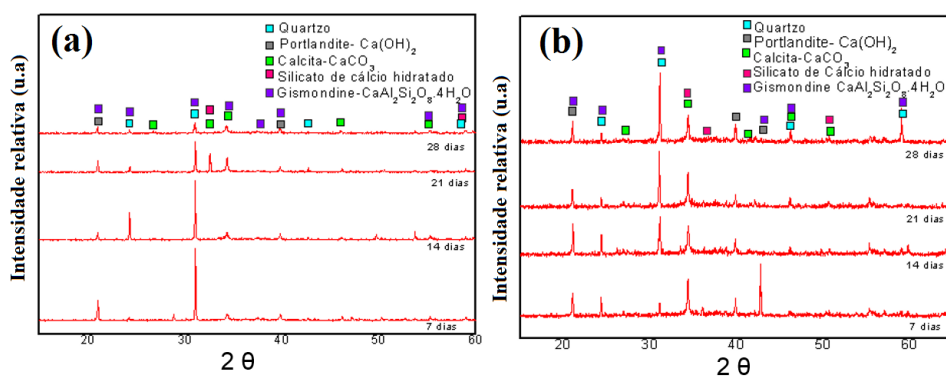


Figura 5. Difratogramas da (a) argamassa referência e da (b) argamassa com 5% de pó de balão.

Composto químico	Óxido de silício	Hidróxido de cálcio	Carbonato de cálcio	Silicato de cálcio hidratado	Silicato aluminato de cálcio hidratado
Fórmula química	SiO ₂	Ca(OH) ₂	CaCO ₃	C-S-H	CaAl ₂ Si ₂ O ₈ .4H ₂ O
Mineral	Quartzo	Portlandita	Calcita	-	Gismondine
Ficha de referência	046-1045	044-1481	005-0586	033-0306	020-0452

Tabela 6. Compostos cristalinos identificados na referência e no traço com 5% de substituição.

A Figura 6 (a) apresenta o difratograma da argamassa com 10% de substituição com os diversos tempos de cura. Os traços com 10% de substituição apresentam uma fase derivada do resíduo, óxido de cálcio e alumínio, sobrepondo algumas fases. Observa-se que o pico mais expressivo neste traço esteve com a portlandita ($2\theta=21^\circ$), seguida pelo quartzo ($2\theta = 31^\circ$) e calcita ($2\theta = 34,4^\circ$).

O difratograma referente a 15% de pó de balão, indicado na Figura 6 (b), apresenta as mesmas fases cristalinas, identificadas na amostra com 10% de substituição. A fase portlandita continua a apresentar seu principal pico em $2\theta = 21^\circ$. Pode ser observado que os traços com 10% e 15% de resíduo não evidenciam a presença do silicato de cálcio hidratado, o alto teor de sulfato presente no pó de balão pode ter influenciado na reação de hidratação da fase alita.

A Figura 6 (c) apresenta as amostras com 20% de pó de balão. Consta-se que esse traço apresentou uma grande quantidade de impurezas devido à composição química do pó de balão. Além das fases típicas, portlandita, calcita e quartzo, o traço apresentou óxido de fósforo e a fase sulfato de amônio e ferro.

Por fim, constata-se que o não aparecimento das fases de ferro, encontradas na análise do pó de balão (Figura 4), se deve provavelmente a baixa cristalinidade e a não interação do ferro.

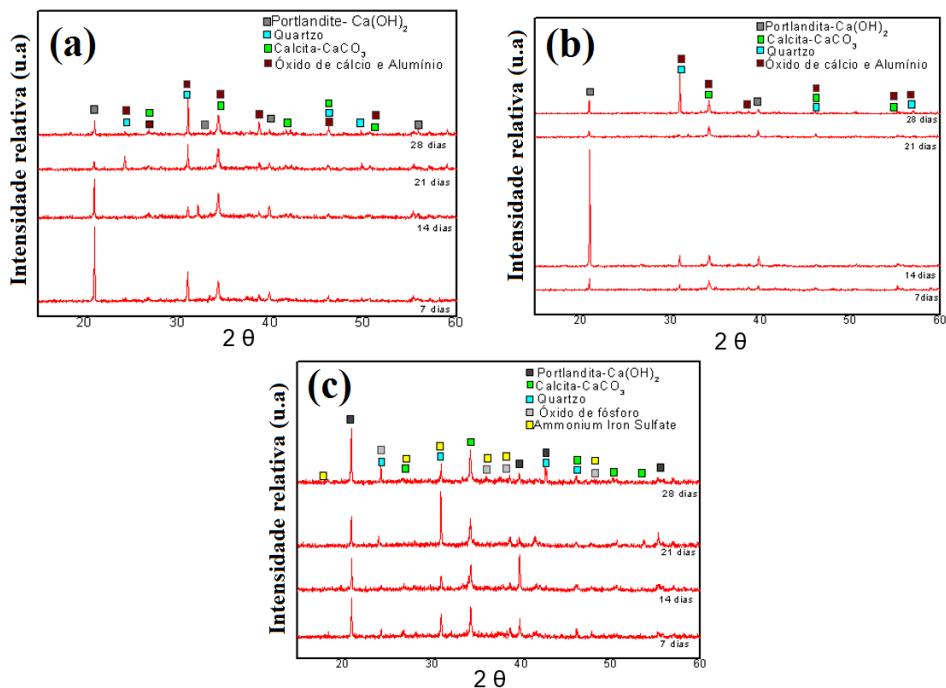


Figura 6. Difratogramas das argamassas com (a) 10% de pó de balão, (b) 15% de pó de balão e (c) 20% de pó de balão.

Composto químico	Hidróxido de cálcio	Carbonato de cálcio	Óxido de silício	Óxido de cálcio e alumínio	Óxido de fósforo	Sulfato de amônio e ferro
Fórmula química	$\text{Ca}(\text{OH})_2$	CaCO_3	SiO_2	$\text{Ca}_3\text{Al}_2\text{O}_6$	P_2O_5	$\text{FeH}_{12}\text{N}_3\text{O}_{12}\text{S}_3$
Mineral	Portlandita	Calcita	Quartzo	-	-	-
Ficha de referência	044-1481/01-084-1267	005-0586	046-1045	008-0005	023-1301	00-003-0043

Tabela 7. Compostos cristalinos identificados nos traços com 10, 15 e 20% de pó de balão.

Os resultados das análises térmicas (TG e DSC) das argamassas no estado endurecido estão apresentados na Figura 7. Observa-se pela Figura 7 (a) que as curvas TG de todas as amostras apresentam comportamento similares e divididos em 3 faixas principais de perda de massa. No entanto, as argamassas com adição do resíduo pó de balão apresentam maior perda de massa do que a amostra referência.

A primeira faixa de perda de massa está relacionada com a liberação de água das amostras, com temperatura até 250°C. Nessa primeira faixa além da perda da água livre, ocorre a perda da água de adsorção do C-S-H [13]. Os valores de perda de massa para os traços com 5, 10, 15 e 20% de resíduo foram de 6,19%, 6,15%, 8,30% e 2,69%, respectivamente.

Na segunda faixa, entre 250°C e 600°C, a perda de massa é devido as fases

Portlandita e Calcita (QUARCIONI, 2018), logo as amostras que apresentaram maiores perdas foram aquelas que têm como pico principal essas duas fases. Os valores foram 4,78%, 10,64%, 12,90% e 11,46%, referentes as argamassas com 5, 10, 15 e 20% de pó de balão.

Na última faixa ocorre a perda das fases hidratadas do cimento. A amostra que perdeu maior massa foi a de 5% de substituição, sendo 7,66% de perda, seguida por 6,71% e 6,32% referente aos traços 10% e 15% de resíduo, e a porcentagem de perda 4,83% para o corpo de prova com 20% de pó de balão.

A Figura 7 (b) apresenta as curvas de DSC. Observa-se que todas as curvas apresentam um evento endotérmico próximo a 100°C. Neste estágio há liberação de água nas amostras. Entretanto, no intervalo entre 200 °C e 650 °C todas as amostras com resíduo de pó de balão apresentam um comportamento térmico bastante divergente da referência. Isso é devido à grande quantidade de carvão presente na composição do pó de balão que libera grande quantidade de calor, gerando um evento exotérmico bastante expressivo.

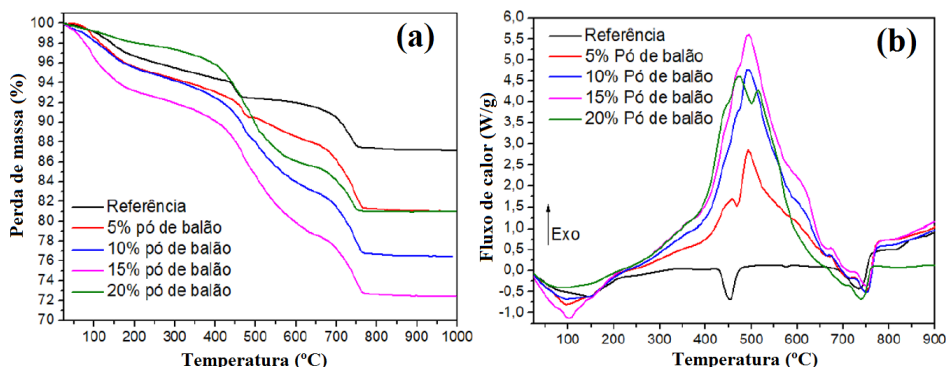


Figura 7. (a) Curvas TG e (b) curvas DSC das amostras de argamassa referência e com substituição de 5%, 10%, 15% e 20 % da areia pelo rejeito de pó de balão.

4 | CONCLUSÃO

Os traços com substituição de areia pelo pó de balão mostraram uma diminuição no valor da densidade, posto isso, após a adição do resíduo na argamassa, o material resultante é mais leve do que os materiais convencionais.

Em relação à porosidade e absorção de água, a amostra que obteve melhor resultado foi aquela com 5% de resíduo, apresentando redução nos poros e absorção da água. Os demais traços apresentaram valores semelhantes à referência, com exceção do traço de 20% de substituição que expôs aumento de nos poros e na absorção.

Os ensaios de resistência à compressão axial e tração por compressão diametral mostraram que os corpos de prova com 5% de substituição apresentaram valores equivalente

à referência e os traços com 10% e 15% constataram leve redução nas resistências. Já as amostras com 20% apresentaram uma redução mais significativa.

Os resultados dos ensaios de difração de raios X mostraram que a adição de uma pequena quantidade de pó de balão não promove a alteração do mecanismo de cura da argamassa, o que se confirma nos resultados semelhantes das propriedades mecânicas. No entanto, em relação ao comportamento térmico, verificou que as amostras com pó de balão apresentaram comportamento divergente à referência, principalmente devido ao carvão oriundo da composição do pó de balão.

Por fim, as argamassas com substituição da areia pelo resíduo pó de balão geraram materiais com potencial de aplicação na construção civil. Além disso, os resultados mostraram que é possível agregar valor ao pó de balão e reduzir o impacto ambiental gerado pela Siderurgia.

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq pelo auxílio financeiro e ao Instituto Federal de Mato Grosso do Sul (IFMS), à empresa Vetorial Siderurgia pela concessão do resíduo e ao Campus Corumbá, por assegurar o laboratório e equipamentos adequados para o desenvolvimento da pesquisa.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 30 – Agregado miúdo – Determinação da absorção de água.**2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica.** 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 7222 – Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.**2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.**NBR NM 5738_ Concreto e argamassas _Procedimento de moldagem e cura de corpos de prova.** 2015 (a).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 13281: ARGAMASSA PARA ASSENTAMENTO E REVESTIMENTO DE PAREDES E TETOS -REQUISITOS.** 2015 (b).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 7215_ Cimento Portland _ Determinação da resistência à compressão.**2019.

DIAS, C. A. **Reciclagem de lama de alto forno em cerâmica vermelha.** 2011. 158 f. Tese (Doutorado) Departamento de engenharia e ciências dos materiais – Universidade do Norte Fluminense, Rio de Janeiro, 2011. Cap. 3.

MALARD, Antônio Augusto Melo. **Avaliação ambiental do setor de siderurgia não integrada a carvão vegetal do estado de minas gerais.** 109. 216 f. Dissertação (Mestrado) - Mestrado em Sustentabilidade Socioeconômica e Ambiental. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 2009. Cap. 7.

OLIVEIRA, Míriam Regina Cardoso. **Caracterização e classificação do resíduo sólido “pó de balão”, gerado na indústria siderúrgica não integrada a carvão vegetal: - estudo de um caso na região de sete Lagoas/MG,** Quim. Nova, Vol. 26, No. 1, 5-9, 2003.

QUARCIONI, Valdecir Angelo. **Influência da cal hidratada nas idades iniciais da hidratação do cimento Portland- estudo em pasta.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 188. 2018.

SZLAK, B. et al. **Manual de revestimento de argamassas.** Comunidade da Construção Civil, 2013.

VIEIRA, C. M. F.; DIAS, C. A. C.; MOTHÉ, A. V.; SÁNCHEZ, R.; MONTEIRO S. N. (2007). **Incorporação da lama de alto forno em cerâmica vermelha.** *Cerâmica*, v. 53, p. 381-38.

REDES NEURAIS ARTIFICIAIS APLICADAS NA MODELAGEM DA DIFUSÃO DE CO₂ NO CONCRETO

Data de aceite: 01/07/2021

Data de submissão: 02/06/2021

Emerson Felipe Felix

Professor, Centro Universitário Estácio de
Ribeirão Preto
Ribeirão Preto – São Paulo
<http://lattes.cnpq.br/8352527462118419>

Renan do Vale Leonel de Assis

Professor, Centro Universitário Estácio de
Ribeirão Preto
Ribeirão Preto – São Paulo
<http://lattes.cnpq.br/8832411722582519>

RESUMO: Neste trabalho é apresentado o desenvolvimento de um modelo baseado em redes neurais artificiais (RNA) para a estimativa da profundidade de difusão de CO₂ no concreto. O modelo foi desenvolvido em duas etapas, sendo a primeira referente à determinação de um banco de dados atualizado considerando concretos com distintas classes de resistência à compressão. A segunda etapa, refere-se ao emprego da técnica de modelagem com o aprendizado de máquinas, Rede Neural Artificial (RNA). Para avaliar a aplicabilidade do modelo concebido, a formulação é testada e validada considerando resultados disponíveis na literatura. Os resultados obtidos, demonstram a aplicabilidade das redes no desenvolvimento de modelos preditivos da carbonatação do concreto e, mostram que a depender do número de neurônios empregados no treinamento das redes, coeficientes de

determinação acima de 90% são obtidos, valor superior aos coeficientes determinados utilizando técnicas de regressão. Os resultados apontam que o modelo desenvolvido apresenta uma ferramenta alternativa para o estudo e análise da vida útil de estruturas de concreto armado, diante da avaliação da carbonatação do concreto.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de concreto armado, difusão de CO₂, modelagem numérica, Inteligência Artificial.

APPLICATION OF ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS TO MODELING THE CO₂ CONCRETE DIFFUSION

ABSTRACT: This work aims to propose a model based on artificial neural networks (ANN) to estimate the depth of CO₂ diffusion in concrete. The model was developed in two stages, the first referring to the determination of an updated database considering concrete with different classes of compression strength. The second stage refers to the use of the modeling technique with machine learning, the Artificial Neural Network (ANN). To assess the applicability of the designed model, the formulation is tested and validated considering results available in the literature. The results obtained demonstrate the applicability of the networks in the development of predictive models of concrete carbonation and, show that depending on the number of neurons used in the training of the networks, determination coefficients above 90% can be obtained, a value higher than the coefficients determined by regression techniques. The results show that the developed model presents an alternative tool for the study and analysis of the useful life of

reinforced concrete structures, in view of the concrete carbonation assessment.

KEYWORDS: Reinforced concrete structures, CO₂ diffusion, numerical modeling, Artificial Intelligence.

1 | INTRODUÇÃO

1.1 Aspectos gerais

O concreto é um dos materiais mais empregado na construção civil, sendo basicamente o resultado da mistura de cimento, água, brita e areia, porém esse material está suscetível a possíveis deteriorações devido a diversos fatores que podem promover a degradação do mesmo. Das mais diversas causas para a sua deterioração, a mais comum, é o processo de carbonatação responsável pela corrosão das armaduras imersas no concreto (REUS, 2017).

Um dos fatores mais relevante para essa manifestação patológica é o ambiente ao qual o concreto está inserido que pode influenciar neste processo, sendo que quanto mais agressivo for o meio, mais rápida é a velocidade de deterioração. A carbonatação é um dos principais agentes iniciadores da corrosão que é um dos mecanismos mais frequentes para degradação de concreto armado (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Assim, a velocidade de propagação da manifestação patológica varia com o ambiente de exposição da estrutura, podendo então ter uma agressividade ambiental maior ou menor.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) agressividade ambiental é classificada como fraca, moderada, forte e muito forte, onde o risco de deterioração de estruturas de concreto é insignificante, pequeno, grande e elevado, respectivamente.

Levando em consideração a influência do ambiente no processo de carbonatação, em estrutura de concreto armado e, que a corrosão se apresenta como a manifestação patológica com o maior índice de ocorrência nestas estruturas (DAL MOLIN, 1988; ANDRADE, 1991).

A Mehta e Monteiro (2014) destacam a importância de se conhecer as variáveis de influência na degradação do concreto, especialmente o ambiente de exposição da edificação (marinho, urbano, industrial) e sua agressividade, a qual pode ser expressa pelo teor de agentes agressivos presentes na atmosfera (CO₂, íons cloreto, sulfatos, álcalis, entre outros). Dal Molin et al. (1988) destacam que estas informações darão subsídio tanto para a modelagem da durabilidade quanto para a simulação de vida útil, uma vez que o ambiente de exposição influi diretamente na velocidade e intensidade da degradação da edificação.

Atualmente a utilização de ferramentas computacionais, a exemplo das Redes Neurais Artificiais, apresentam-se como uma alternativa viável e eficaz para contornar as dificuldades impostas no processo de modelagem da carbonatação do concreto, uma

vez que estas redes vêm demonstrando grande aplicabilidade quanto à modelagem de diferentes problemas, sejam eles físicos, químicos ou naturais (BONINI NETO et al., 2017). Isso se deve à capacidade das redes de mapear e modelar problemas complexos e não lineares sem levar em conta todos os fatores de influência (FELIX; POSSAN, 2018).

Assim, devido à crescente utilização de RNA para modelar a profundidade de carbonatação do concreto (MARTINS, 2011; FELIX, 2015), o presente trabalho surge com o intuito de determinar e analisar um modelo da profundidade de carbonatação de estruturas de concreto situadas em ambiente urbano por meio de Redes Neurais Artificiais, do tipo Multi-Layer Perceptron, tendo como base o modelo desenvolvido em Felix 2015.

1.2 Carbonatação do concreto

A carbonatação é um complexo processo físico-químico onde os compostos do cimento, hidratados ou não, são gradualmente substituídos por carbonatos, através de reações com o dióxido de carbono (CO₂) e outros gases ácidos como o dióxido de enxofre (SO₂) e ácido sulfídrico (H₂S). Este processo ocorre lentamente segundo a reação principal, apresentada na Equação 1 (PAULETTI, 2004).



O processo de corrosão das estruturas pela ação da carbonatação destaca-se que o ingresso de CO₂ através do concreto depende de diversos fatores. Esses fatores estão relacionados diretamente aos materiais utilizados na construção das estruturas (tipo de cimento, a resistência do concreto, permeabilidade, dentre outros), ao processo construtivo (qual a técnica utilizada, tipo e duração de cura, nível de qualidade da execução, dentre outros) e as condições ambientais em que a estrutura se encontra (temperatura, umidade relativa, ventos, concentração de agentes agressivos, dentre outros) (POSSAN, 2010).

Figueiredo et al. (2011) classifica a corrosão como localizada ou generalizada, sendo que na generalizada ocorre o desgaste do material de forma uniforme, porém se processa em áreas extensas ao longo do metal. Já na localizada ocorre o processo de corrosão em uma superfície limitada que se aprofunda rapidamente, esta é um meio termo entre corrosão generalizada e a corrosão por pite. Quando a corrosão atua em regiões discretas do material, mais ativas que o resto da superfície, caracteriza-se uma corrosão por pite, que geralmente está atrelada à ação dos cloretos.

À medida que a carbonatação atinge a profundidade do aço e promove sua despassivação, tem-se o início da fase de propagação da corrosão, os danos são imperceptíveis diferente do que ocorre na fase de propagação. A propagação é determinada pela taxa de corrosão (disponibilidade de oxigênio, umidade relativa e temperatura) e a qualidade do concreto em suportar tensões internas (TUUTTI, 1982; POSSAN, 2010; KÖLIÖ et al., 2017).

Na corrosão eletroquímica, os elétrons se movimentam no aço, partindo de regiões anódicas para regiões catódicas, completando o circuito elétrico através do eletrólito, que é uma solução iônica, conforme esquematizado na Figura 1 (HELENE, 1993).

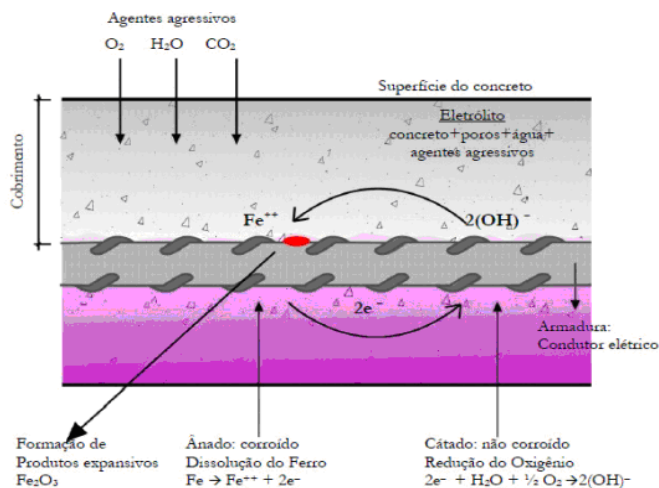


Figura 1 – Corrosão de armaduras imersas no concreto. (POSSAN, 2010).

De acordo com Cascudo et al. (2011) a carbonatação promove consequências importantes, como ganho de resistência, bem como atenuação do processo de carbonatação em si dificultando o acesso de CO_2 se explica devido à transformação do $Ca(OH)_2$ em $CaCO_3$, esse produto do próprio processo de carbonatação, colmata e preenche os poros superficiais, pois é mais volumoso. Observa-se um efeito reverso quando esse processo ocorre mais intensamente, e isso ocorre devido às concentrações elevadas de CO_2 formando poros mais grosseiros e diminuindo a resistência e facilitando a penetração de CO_2 e outros agentes agressivos.

1.3 Redes Neurais Artificiais

As Redes Neurais Artificiais (RNA) são estruturas inspiradas no cérebro humano e podem ser definidas como sistemas paralelos e distribuídos, compostos por unidades de processamento, os neurônios. Estas redes possuem a propriedade de aproximar funções matemáticas não lineares com alta generalidade (HAYKIN, 2001).

As RNA demonstram uma capacidade que vai além da função de mapear relações entre entradas e saída; elas são capazes também de extrair informações não apresentadas à rede, fazendo interpolação dos resultados. O funcionamento destas redes tem como inspiração o cérebro humano (BRAGA et al., 2000), em que os neurônios são dispostos em uma ou mais camadas, interligadas por meio de conexões associadas a pesos sinápticos que possuem a propriedade de armazenar conhecimento (Figura 2.a).

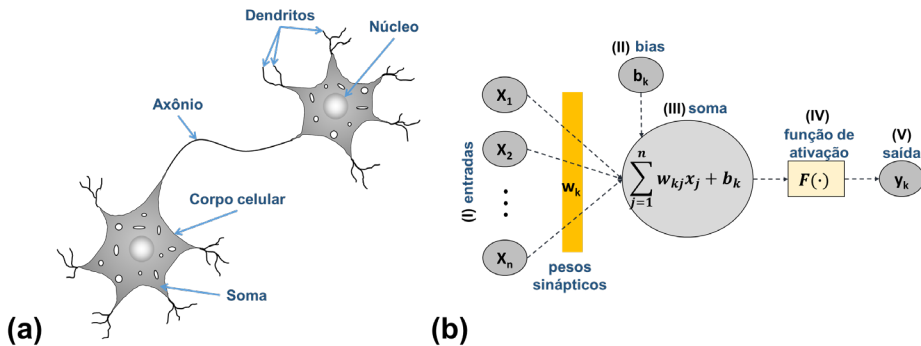


Figura 2 – Representação de (a) uma rede biológica e (b) uma rede artificial. (FELIX; POSSAN, 2018).

Haykin (2001) relata que as RNA são constituídas por cinco elementos básicos, e que se assemelham às redes biológicas, sendo: (I) um conjunto de entrada, X , onde cada entrada carrega o seu respectivo peso sináptico, w_k ; (II) um somador, Σ , para somar os sinais de entrada, ponderados pelos respectivos pesos sinápticos; (III) uma função de ativação, $F(\cdot)$, para restringir a amplitude da saída; (IV) um bias, b_k , responsável por aumentar ou diminuir a entrada líquida da função de ativação (equivalente a uma translação horizontal do gráfico da função de ativação); (V) uma saída gerada pela rede, y_k , como indicado na Figura 2.b.

Em Felix et al. (2021) são descritos diferentes tipos de RNA, as quais se diferenciam basicamente quanto à topologia (arquitetura da rede) e, o processo de aprendizado. Braga et al. (2000) relatam que a estrutura ou topologia da rede tem grande importância sobre o seu comportamento e capacidade de processamento.

Neste trabalho são utilizadas redes neurais com múltiplas camadas de processamento, conhecidas como redes do tipo Multi-Layer Perceptron (MLP), que possuem como característica a capacidade de mapear problemas de alta complexidade, onde os dados se relacionam de modo não linear (RUMMELHART; MCCLELLAND, 1986). Destaca-se que o presente trabalho tem como base os resultados apresentados em Felix (2015), onde o mesmo processo de modelagem foi considerado, diferenciando-se no fato de que aqui é utilizado um banco de dados atualizado, que possibilitará a expansão do modelo desenvolvido anteriormente.

2 | PROCESSO DE MODELAGEM VIA RNA

Com o objetivo de determinar um modelo preditivo para a profundidade de carbonatação do concreto, adotou-se neste trabalho a metodologia apresentada em Felix et al. (2018), que é simplificada e resumida na Figura 3.

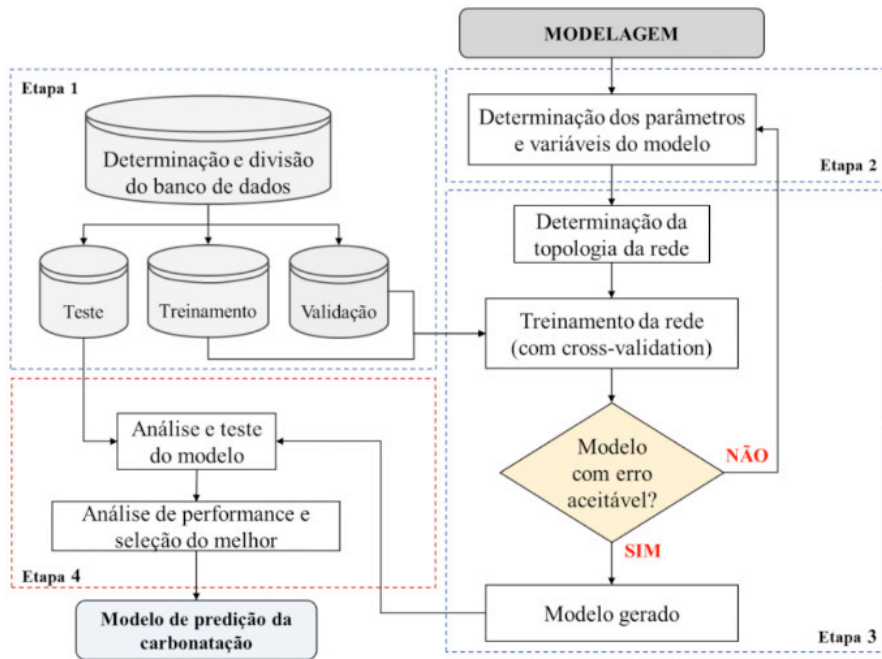


Figura 3 - Metodologia empregada para a determinação dos modelos.

De forma simplificada, a metodologia foi definida em quatro passos, de acordo com a Figura 3, sendo que a primeira etapa é caracterizada pela coleta e definição de um banco de dados, considerando resultados experimentais disponíveis na literatura, referentes a concretos produzidos com distintas classes de resistência (20 e 100 MPa). Na segunda etapa, foram realizadas análises estatísticas no banco de dados, a fim de especificar as variáveis empregadas na modelagem e o domínio de aplicação do modelo. Realizou-se na terceira etapa o treinamento e a validação das redes, considerando diferentes topologias. Em seguida foi conduzida a análise de todos os resultados e, a seleção das redes com os melhores desempenhos. Por fim, na quarta etapa, analisou-se a performance dos modelos gerados, determinando o que melhor mapeava a resistência à compressão. Acrescenta-se que ao final, foi conduzida uma análise comparativa do modelo desenvolvido e formulações analíticas disponíveis na literatura.

2.1 Definição do banco de dados

A definição de um banco de dados consistente, contendo dados confiáveis e representativos, refere-se à primeira e principal etapa para o desenvolvimento de um modelo baseado em redes neurais artificiais. Sabendo disso, o banco de dados foi definido considerando resultados de diversas campanhas experimentais disponíveis na literatura (ISAIA, 1999; ATIS, 2003; SULAPHA et al., 2003; JIANG et al., 2004; MEIRA et al., 2006; KHUNTHONGKEAW et al., 2006; BURDEN, 2006; SISOMPHON; FRANKE, 2007;

LAMMERTIJN; DE BELIE, 2008; ROZIÈRE et al., 2009; VIEIRA et al., 2009; XU et al., 2010; DAS; PANDEY, 2011; ZHANG; LI, 2013; VAN; DE BELIE, 2014).

No total, foram coletados 416 dados, 138 a mais que no trabalho pioneiro desenvolvido por Felix (2015). Os dados referem-se a concretos com agregados naturais, com consumos de cimento entre 250 e 500 kg/m³, sem ou com adições de cinza volante ou escória de alto forno, e resistência à compressão entre 20 e 100 MPa. Para o processo de modelagem, foi necessário dividir o banco de dados, sendo o mesmo composto por três subconjuntos, dos quais: um foi utilizado para o treinamento (70% dos dados), um para a validação (15% dos dados) e outro para a fase de teste e performance do modelo (15% dos dados).

2.2 Análise estatística do banco de dados

De acordo com Felix et al. (2019) em todo processo de modelagem, a escolha das variáveis do modelo é de suma importância, pois a seleção inapropriada pode dificultar ou fazer com que as RNA não consigam processar informações, inviabilizando o mapeamento entre os dados de entrada e saída.

Sabendo disso, inicialmente foi realizada uma análise de dispersão do banco de dados em relação à profundidade de carbonatação, considerando a influência dos parâmetros conhecidos e disponíveis no banco de dados, tais como, consumo de cimento (em kg/m³), teor de adições (em %), relação água/cimento, teor de CO₂ ao qual a amostra é submetida (em %), umidade relativa (*em* %) e a resistência à compressão do material (em MPa). Para cada uma das análises, determinou-se os coeficientes de correlação de Pearson “P” (Equação 2) e Spearman “S”, (Equação 3), conforme se vê na Tabela 1.

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_m)(y_i - y_m)}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - x_m)^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i - y_m)^2}} \quad \text{(Equação 2)}$$

$$\rho_s = \frac{\text{cov}(rg_x, rg_y)}{\sigma(rg_x)\sigma(rg_y)} \quad \text{(Equação 3)}$$

Onde x_i e y_i referem-se as variáveis analisadas, x_m e y_m representam a média dos valores, $\text{cov}(\cdot)$ refere-se à função covariância, $\sigma(\cdot)$ é a função desvio padrão e, rg_x e rg_y são os postos de análise das variáveis x e y .

Considerando as análises de dispersão dos dados e os coeficientes de correlação apresentados na Tabela 1, foi possível estudar o comportamento dos dados disponíveis e se estes apresentavam comportamento coerente, segundo preceitos descritos na literatura.

Observou-se que existe: (i) existe uma relação inversa entre o consumo de cimento e a profundidade de carbonatação, com correlações negativas de -0,47 (Pearson) e -0,60 (Spearman); (ii) não existe uma correlação linear ou monótona entre a profundidade de carbonatação e a umidade relativa, já que os coeficientes de correlação são aproximadamente nulos; (iii) existe uma correlação direta e positiva entre a frente de carbonatação e, o teor de CO₂, e também com a relação a/c, sendo os coeficientes de correlação superiores à 0,40; e (iv) ao analisarmos o teor de adições (0,11 para Pearson e 0,07 para Spearman),

constatou-se que pelos dados coletados, não existe uma relação linear e/ou monótona com a profundidade de carbonatação, ademais, observou-se que existe um comportamento não linear entre as variáveis.

Parâmetro	Valor mínimo	Valor Máximo	Correlação P	Correlação S
Consumo de cimento (kg/m ³)	250,00	512,50	-0,47	-0,60
Relação água/cimento	0,25	0,65	0,42	0,54
Teor de adições (%)	0	72,00	0,11	0,07
Teor de CO ₂ (%)	0,01	0,5	0,52	0,55
Resistência à compressão (MPa)	20,85	99,40	-0,42	-0,45
Umidade Relativa (%)	50,00	85,00	0,05	0,08

Tabela 1 – Coeficientes de correlação de Pearson e Spearman.

Assim, diante considerando as análises conduzidas verificou-se que as influências da relação água/cimento, do teor de CO₂ e do consumo de cimento podem ser facilmente mapeadas pelas redes neurais, uma vez que possuem valores medianos para as correlações avaliadas, indicando a existência de uma lei de proporcionalidade entre as variáveis. Diferente do observado para a umidade relativa e o teor de adições. Entretanto, como a umidade relativa está intrinsecamente relacionada com o processo de difusão do CO₂ na matriz porosa do concreto (HAMADA, 1969; PARROTI, 1987; KOBAYASHI; UNO, 1990) e, o presente trabalho tem como objetivo analisar concretos com diferentes teores de adições, decidiu-se utilizar os cinco parâmetros como variáveis do modelo (consumo de cimento (kg/m³), teor de CO₂ (%), teor de adições (%), umidade relativa (%) e relação água/cimento), além da variável tempo.

2.3 Treinamento das RNA

Para modelagem da resistência à compressão, as redes foram geradas diferenciando-as pelo número de camadas ocultas (uma ou duas) e pela quantidade de neurônios presentes nas camadas ocultas (camadas responsáveis pelo treinamento das redes), conforme esquema apresentado na Figura 4. O número de neurônios de cada camada oculta foi variado entre 1 e 9, levando a concepção de 90 diferentes redes.

Todas as redes foram criadas utilizando um pacote computacional denominado *project-yapy*, desenvolvido por Konzen e Felix (2011).

O treinamento das RNA foi conduzido considerando redes *feedforward* com o algoritmo de aprendizagem *backpropagation*, e método de busca do erro mínimo local *Levenberg-Marquardt*. Todas as saídas processadas em cada neurônio foram ativadas por funções de ativação do tipo tangente-sigmoide. Para melhor esclarecimento da técnica de treinamento e modelagem com RNA, pode-se consultar Felix et al. (2019) e Felix et al. (2021).

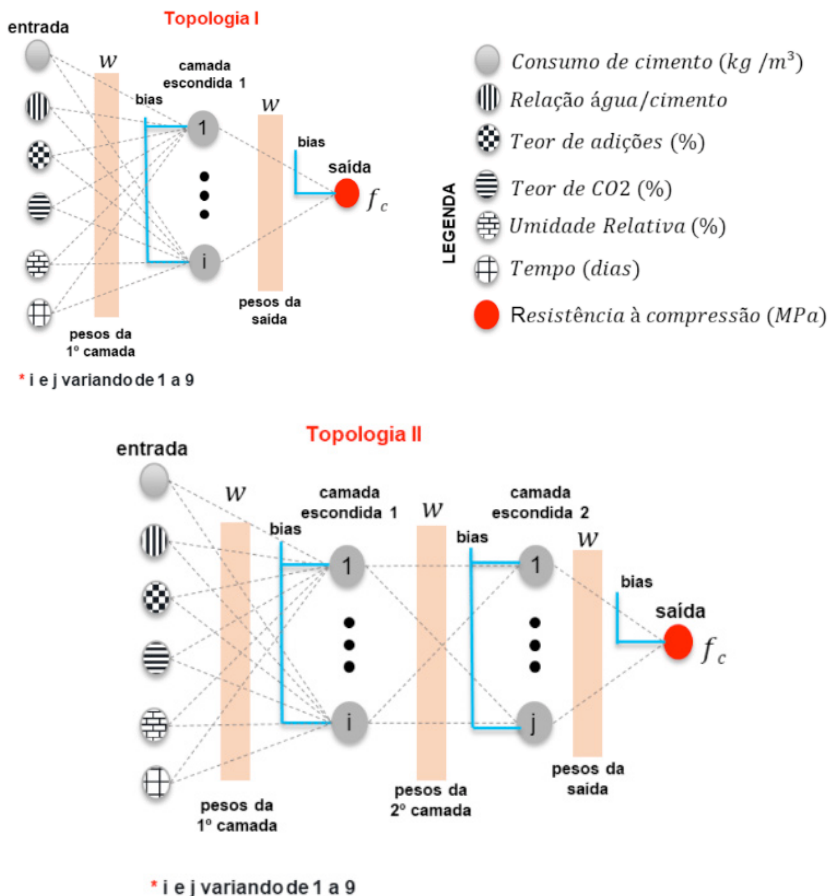


Figura 4 - Topologia das RNA geradas para a modelagem do módulo de elasticidade.

No treinamento, utilizou-se uma taxa de aprendizado de 0,4, valor indicado em FELIX et al. (2018). O treinamento e a validação foram realizados em paralelo, para evitar o supertreinamento, que é quando a rede mapeia perfeitamente os dados do conjunto de treinamento, mas não consegue interpolar seus resultados para os dados de validação, apresentando baixo índice de performance (HAYKIN, 2001). Como critério de convergência, foi utilizado o valor da raiz do erro médio quadrático (*RMSE*), conforme Equação 4, ou paralização do treinamento quando o número de iterações alcança o valor 10^5 .

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - t_i)^2} \quad (\text{Equação 4})$$

em que y_i refere-se aos valores estimados pela rede, t_i representa os valores conhecidos (targets) e n o número de dados empregados na análise.

2.4 Análise de performance do modelo

Por fim, após realizado o treinamento de todas as RNA, uma análise de performance dos modelos foi conduzida com o intuito de determinar o que gerava o melhor mapeamento da carbonatação do concreto. Para a análise foi avaliado o $RMSE$, o erro máximo (E_{max}) e os coeficientes de determinação (R^2) da fase de treinamento, validação e teste.

3 | RESULTADOS

Com o propósito de avaliar as arquiteturas que geraram os melhores mapeamentos da profundidade de carbonatação, nas Figuras 5-8 são apresentados os parâmetros de performance ($RMSE$ e o coeficiente de determinação (R^2)) do treinamento e validação de todas as redes definidas e avaliadas neste trabalho.

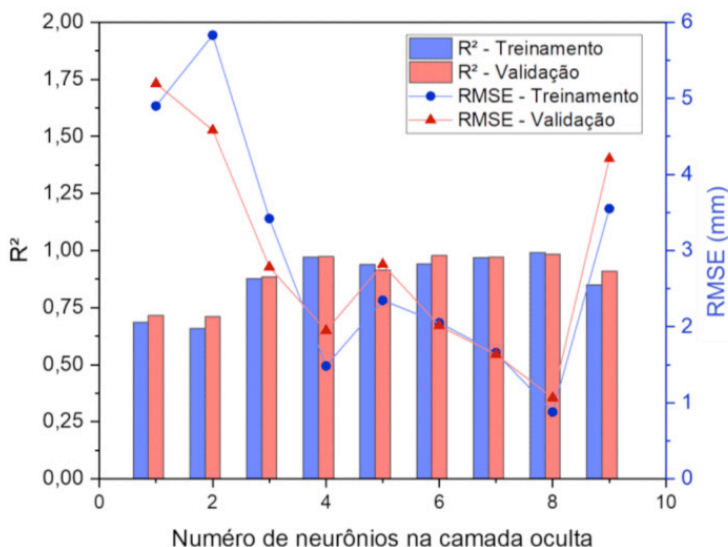


Figura 5 – $RMSE$ e R^2 de RNA com uma camada oculta.

Inicialmente, pela Figura 5, é possível verificar que ao considerar RNA produzidas com a topologia do tipo I (Figura 4), somente as redes com um e dois neurônios na camada oculta (rede 7-1-1) (em redes com apenas uma camada de processamento) obtiveram um baixo coeficiente de determinação, enquanto todas as demais geraram coeficientes superiores a 0,75, nas fases de treinamento a validação.

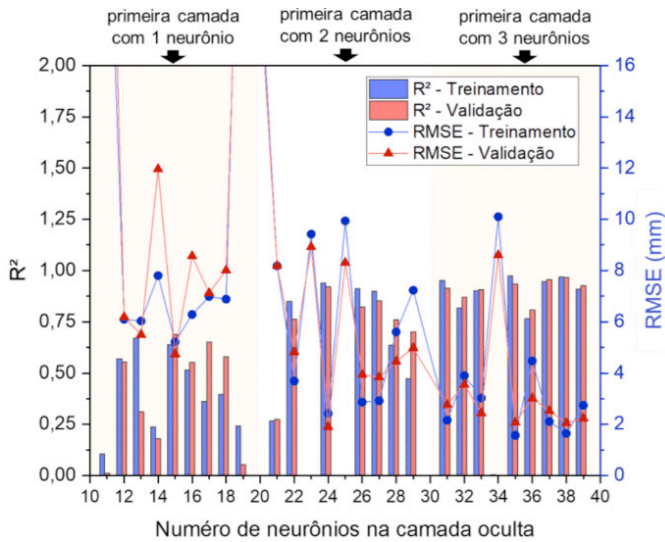


Figura 6 - RMSE e R^2 de RNA com duas camadas ocultas, com até 3 neurônios na primeira camada.

Ao analisar o RMSE, a rede com oito neurônios na camada oculta (rede 6-8-1), foi a que gerou os menores erros nas etapas de treinamento e validação, sendo os respectivos valores de 0,87 e 1,06 mm, respectivamente. Comenta-se que para facilitar a leitura da topologia das redes, nas Figuras 5-8 foi indicado no eixo das abscissas, o número de neurônios das camadas ocultas. Assim, como na Figura 5 são apresentadas as redes com apenas uma camada de processamento, os valores variam de 1 a 9.

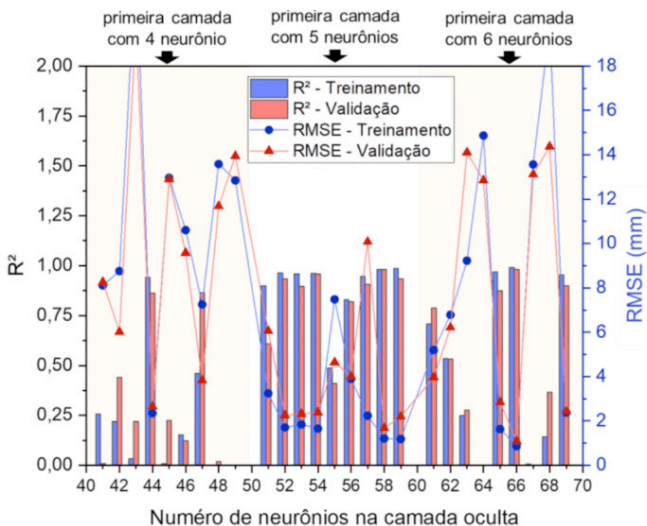


Figura 7 - RMSE e R^2 de RNA com duas camadas ocultas, e de 4 a 6 neurônios na primeira camada.

Nas Figuras 6-8, são apresentados os resultados obtidos com as RNA constituídas de duas camadas ocultas, assim um número KZ, das abscissas, representam uma rede com K neurônios na primeira e Z neurônios na segunda camada oculta, respectivamente. Para exemplificação, a abscissa de valor 34, indica uma rede com topologia 6-3-4-1, já que que para a camada de entrada, foram empregados 6 neurônios em todas as redes, e um neurônio para a camada de saída, conforme apresentado na Figura 4.

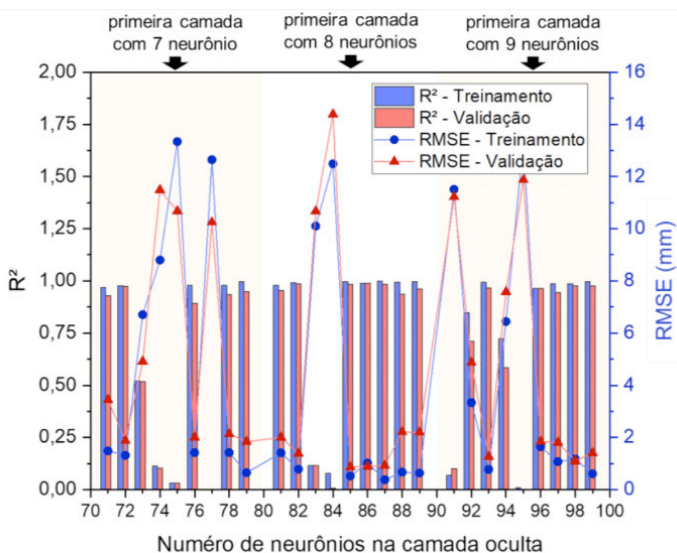


Figura 8 - RMSE e R^2 de RNA com duas camadas ocultas, e de 7 a 9 neurônios na primeira camada.

Ao analisar os resultados obtidos com RNA de duas camadas ocultas, observa-se pelas Figuras 6-8, que nem todas as redes proporcionam coeficientes de determinação superior aos 0,75, e mais, que as redes com um neurônio na primeira camada oculta (Figura 5) são as que geraram os piores mapeamentos, independente, do número de neurônios da segunda camada.

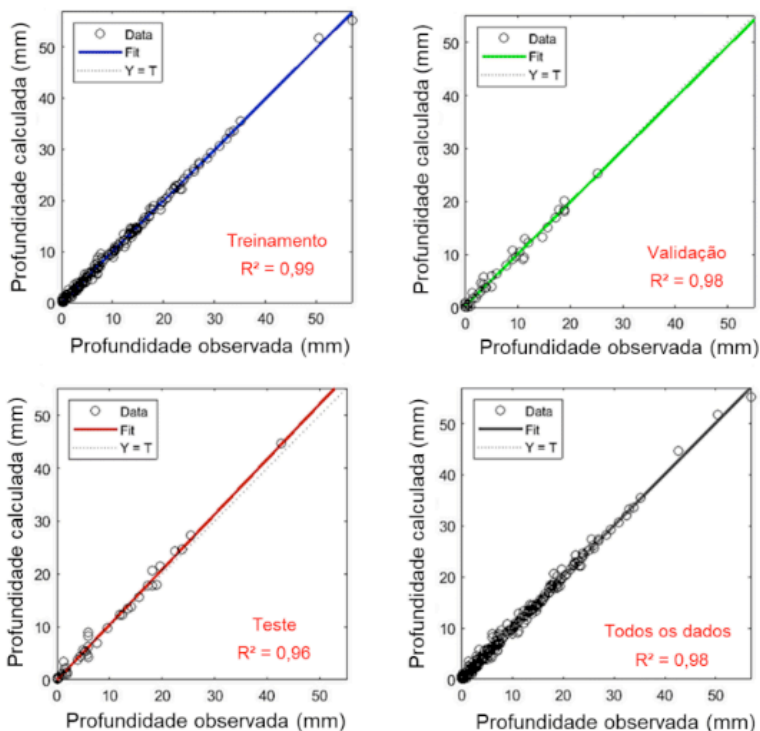


Figura 9 – Coeficientes de determinação do modelo para todos os conjuntos de dados.

Avaliando concomitantemente os coeficientes de determinação e a raiz do erro médio quadrático, inferiu-se que a rede de topologia 6-8-5-1 foi a que gerou o melhor mapeamento da profundidade de carbonatação, alcançando coeficientes de determinação de 0,99 no treinamento e 0,98 na validação. O RMSE da rede 6-8-5-1 foi de 0,51 e 0,86 mm, no treinamento e validação, respectivamente.

Por fim, para avaliar a aplicabilidade do modelo gerado com a rede 6-8-5-1, na Figura 9 são apresentados os gráficos de correlação entre os valores determinados pela rede e os observados no banco de dados de teste. A Figura 9 apresenta ainda, o gráfico com a comparação dos valores preditos para todos os conjuntos de dados utilizados no treinamento e validação. Observa-se que independente do conjunto de dados avaliado, o coeficiente de determinação é superior a 0,95, indicando um alto índice de generalização do modelo proposto, assim como da sua aplicabilidade.

Diante dos resultados apresentados na Figura 9 pôde-se verificar que o modelo apresenta desempenho satisfatório frente à predição da profundidade de carbonatação, apresentando resultados coerentes com os obtidos nas fases de treinamento e validação (Figura 8). Quanto os erros obtidos pela aplicação do modelo, observou-se que cerca de 80% dos valores previstos apresentaram erros inferiores ao RMSE (0,86 mm), e que se considerados os desvios na ordem de 50% do RMSE, todas as predições apresentam

resíduos dentro da região de erro, fazendo com que o erro do modelo fosse definido como $\pm 1,29$ mm.

Ao avaliar os resultados obtidos e aos observados em Felix (2015), o qual é a base deste trabalho, o modelo desenvolvido demonstra que o retreinamento de redes neurais, previamente definidas, apresenta uma boa alternativa para a atualização de modelos baseados em RNA, e que a inserção de novos dados, pode reduzir os erros e melhorar o coeficiente de determinação.

4 | CONCLUSÕES

Neste trabalho foi desenvolvido e avaliado um modelo baseado em RNA para a predição da profundidade de carbonatação de concretos de distintas classes de resistência à compressão.

As redes geraram modelos capazes de representar coerentemente a profundidade de carbonatação, em função do consumo de cimento, teor de adições, relação água/cimento, umidade relativa do ambiente, teor de CO_2 na atmosfera circundante e idade do material, demonstrando a eficiência da técnica de modelagem empregada.

Em relação a melhor modelo proposto, algumas considerações são elencadas:

- A carbonatação do concreto pode ser melhor mapeada por modelos que levam em consideração o consumo de cimento e a relação água/cimento, uma vez que estes dois parâmetros estão envolvidos nas reações físico-químicas que definem o processo de difusão de CO_2 no concreto;
- O consumo de cimento possui influência inferior à relação água/cimento, ao avaliar a velocidade de carbonatação do concreto;
- O teor de adições possui grande impacto na capacidade de carbonatação do concreto, sendo essa influência variável com a idade do material, que pode ser facilmente mapeada pelas redes neurais artificiais;
- A relação água/cimento se mostrou fortemente relacionada a duas propriedades mecânicas, e que a mesma apresenta uma lei inversa de proporcionalidade com a resistência à compressão.
- As RNA proporcionam uma alternativa eficiente para modelar a carbonatação do concreto, mesmo quando da utilização de redes simples, contendo apenas uma camada de processamento;

Os resultados encontrados na etapa de testes demonstraram a potencialidade das redes na estimativa da profundidade de carbonatação, e que o emprego de RNA apresenta uma viável e eficiente ferramenta para o mapeamento da difusão do CO_2 no concreto. Ademais, os resultados encontrados agregam conhecimento à área de manifestações patológicas, auxiliando no desenvolvimento e estudo da durabilidade e vida útil de estruturas de concreto.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao financiamento provido pelo Programa Pesquisa Produtividade do Centro Universitário Estácio de Ribeirão Preto.

REFERÊNCIAS

ACI 209. **Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures**. American Concrete Institute (ACI) Committee 209, Subcommittee II, 1997.

AKPINAR, P.; UWANUAKWA, I. D. Intelligent prediction of concrete carbonation depth using neural networks. **Bulletin of the Transilvania University of Brasov**. Vol. 9(58), pp. 99-108, 2016.

ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. Trad. De Antonio Carmona e Paulo Helene. São Paulo, Pini, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8522: Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão – Concreto**. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ATIS, C. D. Accelerated carbonation and testing of concrete made with fly ash. **Construction and Building Materials**. Vol 17(3), pp. 147-152, 2003.

BEHNOOD, A.; OLEK, J.; GLINICKI, M. A. Predicting modulus elasticity of recycled aggregate concrete using M50 model tree algorithm. **Construction and Building Materials**. Vol. 94, pp. 137-147, 2015.

BONINI NETO, A.; BONINI, C. S. B.; BISI, B. S.; COLETTA, L. F. S.; DOS REIS, A. R.; Artificial Neural Network for Classification and Analysis of Degraded Soils. **IEEE Latin America Transactions**, vol. 15, pp. 503-509, 2017

BRAGA, A. P.; LUDEMIR, T. B.; CARVALHO, A. C. **Redes Neurais Artificiais: Teoria e Aplicações**. Rio de Janeiro, LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora, 2000.

BS 8110. **Structural Use of Concrete, Part 2: Code of Practice for Design and Construction**. London, British Structural Institution, 1997.

BURDEN, D. **The durability of concrete containing high levels of fly ash**. Ph.D. Thesis, University of New Brunswick, Canada, 2006.

CARDOSO, C. V.; CRUZ, G. L. Forecasting natural gas consumption using ARIMA models and Artificial Neural Networks. **IEEE Latin American Transactions**. Vol, 17, 2233-2238, 2016.

CARMONA, A. F.; MAREGA, A. Retrospectiva da patologia no Brasil: Estudo Estatístico, in: Jornadas em Español y Portugués sobre Estructuras y Materiales, CEDEX, IETcc, (1988), pp. 325–348, 1988.

CASCUDO, O.; CASAREK, H. **Concreto: Ciência e Tecnologia** Vol. I. Capítulo 24. IBRACON, 2011.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London, Thomas Telford, 1993.

DAL MOLIN, D. C. C. **Fissuras em estruturas de concreto armado: análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no Estado do Rio Grande do Sul**, Dissertação de Mestrado em Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, (1988).

DAS, B. B.; PANDEY, S. P. Influence of fly ash on the carbonation and electrical conductivity of concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**. Vol. 23(9), pp. 1365-1368, 2011.

DUVAL, R. **La durabilité des armatures et du béton d'enrobage, dans (La durabilité des bétons)**. Collection de l'ATHIL. Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, pp. 173–224. ISBN 2-85978-184-6, 1992.

ELOKU, S. O. Model for practical prediction of natural carbonation in reinforced concrete: part 1-formulation. **Cement and Concrete Composites**. Vol. 86, pp.40-56, 2018.

FELIX, E. F.; BALABUCH, T. J. R.; CARRAZEDO, R.; POSSAN, E. **Aplicação de inteligência artificial para a predição de parâmetros mecânicos de concretos com agregado reciclado**. Congresso Brasileiro do Concreto,60.,2018, Foz de Iguaçu.

FELIX, E. F.; POSSAN, E.; CARRAZEDO, R. Analysis of training parameters in the ANN learning process to mapping the concrete carbonation depth. **Journal of Building Pathology and Rehabilitation**, v. 4, n. 1, p. 16, 2019.

FELIX, E. F.; POSSAN, E.; CARRAZEDO, R. **Artificial Intelligence Applied in the Concrete Durability Study**. In: Hygrothermal Behaviour and Building Pathologies. Springer, Cham. p. 99-121, 2021.

FELIX, E.F. **Desenvolvimento de software para a estimativa da profundidade de carbonatação, vida útil e captura de CO2 de estruturas de concreto empregando RNA's**. 75f. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal da Integração Latino-Americana, Foz do Iguaçu, 2015.

FELIX, E. F.; POSSAN, E. Modeling the Carbonation Front of Concrete Structures in the Marine Environment through ANN. **IEEE Latin America Transactions**, vol. 16, no. 6, pp. 1772-1779, 2018.

FELIX, E. F.; CARRAZEDO, R.; POSSAN, E. Parametric analysis of carbonation process in reinforced concrete structures through Artificial Neural Networks. **Revista ALCONPAT**. Vol. 7(3), pp. 302-316, 2017.

FIGUEIREDO, E.J.; MEIRA, G.R. **Concreto: Ciência e Tecnologia** Vol. I. Capítulo 26. IBRACON, 2011

GOLAFSHANIA, E. M.; BEHNOOD, A. Automatic regression methods for formulation of elastic modulus of recycled aggregate concrete. **Applied Soft Computing**. Vol. 64, pp. 377-400, 2018.

HAMADA, M. Neutralization (carbonation) of concrete and corrosion reinforcing steel. **Proceeding of the 1969 International Symposium on the Chemistry of Cement**, Part III, Vol. II/4, pp. 343–369, 1969.

HAYKIN, S. **Neural networks: a comprehensive foundation**, 2th ed. Tsinghua University Press, 2001.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993, 213f. Tese (Livre Docência) - Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

ISAIA, G. C. Carbonatação do Concreto: uma revisão. **Workshop sobre corrosão da armadura do concreto**, São José dos Campos, 1999.

ISHIDA, T.; MAEKAWA, K. Modeling of pH profile in pore water based on mass transport and chemical equilibrium theory. **Concrete Library of JSCE**. Vol. 37, pp. 151-166, 2001.

IZUMI, I.; KITA, D.; MAEDA, H. Carbonation. **Kibodang Publication**. Vol. n, pp. 35-88, 2014.

JIANG, L.; LIU, Z.; YE, Y. Durability of concrete incorporating large volumes of low-quality fly ash. **Cement and Concrete Research**. Vol. 34(8), pp. 1467-1469, 2004.

KARI, O. P.; PUTTONEN, J.; SKANTZ, E. Reactive transport modelling of long-term carbonation, **Cement and Concrete Composites**. Vol, 52, pp. 42-53, 2014.

KELLOUCHE, Y.; BOUKHATEM, B.; GHRICI, M.; TAGNIT-HAMOU, A. Exploring the Major factors affecting fly-ash concrete carbonation using artificial neural network. **Neural Computing and Applications**. Vol. 13(3), pp. 1-20, 2017.

KHUNTHONGKEAW, T.; TANGTERMSIKUL, S.; LEELAWAT, T. A study on Carbonation depth prediction for fly ash concrete. **Construction and Building Materials**. Vol. 20(9), pp. 744-753, 2006.

KOBAYASHI, K.; UNO, Y. Mechanism of carbonation of concrete. **Concrete Library of JSCE**. Vol. 16, pp. 139-151, 1990.

KÖLIÖ, A.; PAKKALA, T. A.; HOHTI, H.; LAUKKARINEN, A.; LAHDENSIVU, J.; MATTILA, J.; PENTTI, M. The corrosion rate in reinforced concrete facades exposed to outdoor environment, **Materials and Structures**, V.50, pp. 1-16, 2017.

KONZEN, P. H. A.; FELIX, E. F. **project-yapy - Pacote computacional com RNAs orientado-a-objetos C++**. 2011. Disponível em: <<https://code.google.com/archive/p/project-yapy>>.

KWON, S. J.; SONG, H. W. Mechanism of carbonation behavior in concrete using neural network algorithm and carbonation modeling. **Cement and Concrete Research**. Vol. 40, pp. 119-127, 2010.

LAMMERTIJN, S.; DE BELIE, N. Porosity gas permeability, carbonation and their interaction in high-volume fly ash concrete. **Magazine of Concrete Research**. Vol. 60(7), pp. 535-545, 2008.

LIBERATI, E. A. P.; LEONEL, E. D.; NOGUEIRA, C. G. Influência da corrosão da armadura na capacidade resistente à flexão de vigas em concreto armado: uma abordagem via teoria da confiabilidade estrutural. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 7, n. 3, p. 379-413, 2014.

LU, C.; LIU, R. Predicting Carbonation Depth of Prestressed Concrete under Different Stress States Using Artificial Neural Network. **Advances in Artificial Neural Systems**. Vol. 2009, pp. 1-8, 2009.

LUO, D.; NIU, D.; DONG, Z., **Application of neural network for concrete carbonation depth prediction**. In: 4th International Conference on the Durability of Concrete Structures. West Lafayette, USA, 2014.

MARTINS, C. A. C., **Estimativa da Profundidade de Carbonatação do Concreto com Uso de Redes Neurais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UNICAP, Recife, 2011.

MARTINS, C. A. C., **Estimativa da Profundidade de Carbonatação do Concreto com Uso de Redes Neurais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UNICAP, Recife, 2011.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**, 2ª Edição. São Paulo: IBRACON, 2014.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo, 4a edição. Ed. Ibracon, 2014.

MEIRA, R. R.; PADARATZ, I. J.; ALONSO, M. C.; ANDRADE, M. C. Effect of distance from sea and chloride aggressiveness in concrete structures Brazilian coastal site. **Materiales de Construcción**. Vol. 53, pp. 179-188, 2003.

PADMINI, A. K.; RAMAMURTHY, K.; MATHEW, M. S. Influence of parent concrete on the properties of recycled aggregate concrete. **Construction and Building Materials**. Vol. 23, pp. 829-836, 2009.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation. **ACI Materials Journal**. Vol. 88, pp. 363-373, 1991.

PARROT, L. J. A review of carbonation in reinforced concrete. **Cement and concrete Association report**, 1987.

PAULETTI, C.; POSSAN, E.; DAL MOLIN, D. C. C. Carbonatação acelerada: estudo da arte das pesquisas no Brasil. **Ambiente Construído**. Vol. 7, pp. 7-20, 2007.

PAULETTI, C. **Análise comparativa de procedimentos para ensaios acelerados de carbonatação**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós - graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 176p.

PCA. Types and Causes of Concrete Deterioration. **Portland cement Association**. Illinois, 2002.

POSSAN, E. **Modelagem da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

REUS, G.C. **Realcalinização química como meio de recuperação de estruturas de concreto armado carbonatadas**. 2017. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

RILEM B3. Creep and shrinkage model for analysis and design of concrete structures: model B3. **Materials and Structures**. Vol. 28, pp. 357-365, 1995.

ROZIÈRE, E.; LOUKILI, A.; CUSSIGH, F. A performance based approach for durability of concrete exposed to carbonation. **Construction and Building Materials**. Vol. 23(1), pp. 190-199, 2009.

RUMMELHART, D. E.; MCCLELLAND, J. L. **Parallel Distributed Processing - Explorations in the Microstructure of Cognition, vol. 1: Foundations**. A Bradford Book-The MIT Press, 1986.

SISOMPHON, K.; FRANKE, L. Carbonation rates of concretes containing high volume of pozzolanic materials. **Cement and Concrete Research**. Vol. 37(12), pp. 1647-1653, 2007.

SULAPHA, P.; WONG, S. F.; WEE, T. H. SWADDIWUDHIPONG, S. Carbonation of concrete containing mineral admixture. **Journal of Materials in Civil Engineering**. Vol. 15(2), pp. 134-143, 2003.

TAFFESE, W. Z.; SISTONEN, E.; PUTTONEN, J. CaPrM: Carbonation prediction model for reinforced concrete using machine learning methods. **Construction and Building Materials**. Vol. 100, pp. 70-82, 2015.

TALUKDAR, S.; BANTHIA, N.; GRACE, J. R. Carbonation in concrete infrastructure in the context of global climate change – Part 1: Experimental results and model development. **Cement and Concrete Composites**. Vol. 34, pp. 924–930, 2012.

TUUTTI, K. **Corrosion of Steel** in Concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Stockholm, Swedish, 1982. 30p.

UKRAINEZYK, U.; MATUSINOVIÉ U., **Use of Neural Network to Evaluate Rebar Corrosion**. In: Continental Environment, 3th Int. Conf. Construction Materials, Vancouver, 2005.

VAN, P.; DE BELIE, N. Service life based global warming potential for high-volume fly ash concrete exposed to carbonation. **Construction and Building Materials**. Vol. 55(31), pp. 183-193, 2014.

XU, H.; ZHANQING, C.; SUBEI, L.; WEI, H.; DAN, M. Carbonation test study on low calcium fly ash concrete. **Applied Mechanics and Materials**. Vol. 34-35, pp. 327-331, 2010.

ZHANG, P.; LI, Q. Effect of fly ash on durability of high performance concrete composites. **Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology**. Vo l. 6(1), pp. 7-12, 2013.

SOBRE O ORGANIZADOR

CARLOS AUGUSTO ZILLI - Possui graduação em Engenharia Civil e Matemática pela Universidade do Sul de Santa Catarina - UNISUL (2015 e 2005). É doutorando em Engenharia e Gestão do Conhecimento pela Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC (2021) e mestre em Engenharia de Transportes e Gestão Territorial pela Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC (2020). Possui especialização em Avaliação de Imóveis e Perícias de Engenharia pelo Instituto de Pós-Graduação - FAPAN (2018), em Gestão de Obras e Projetos pela Universidade do Sul de Santa Catarina - UNISUL (2017), e em Engenharia de Segurança do Trabalho pelo Centro Universitário de Capivari - FUCAP (2016). É docente no Instituto Federal de Educação de Santa Catarina (IFSC) - Campus São Carlos. Possui experiência na área de Matemática, com ênfase em Educação Matemática e em Engenharia de Avaliações e Perícias, com ênfase em Inferência Estatística. Tem interesse em temas relacionados à Ciência de Dados, Engenharia de Avaliações e Planta de Valores Genéricos.

ÍNDICE REMISSIVO

A

Adições minerais 123, 124, 169, 171, 173, 174, 175, 184, 185, 187

Aditivo natural 189, 191

Agregado miúdo 109, 117, 118, 119, 137, 138, 142, 149, 170, 223, 224, 225, 226, 227, 233, 234, 235, 236, 237, 239, 240, 251

Agregado reativo 169, 173, 185

Algoritmo genético 1, 5

Análise estrutural avançada 43, 44, 45, 48, 49, 60

Argamassa ecológica 237

C

Cinzas de olaria 138

Cisalhamento 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 40, 41, 42, 92, 150, 201, 202, 203, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 221, 233

Concreto 1, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 22, 23, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 36, 41, 42, 62, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 74, 75, 76, 77, 78, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 115, 116, 118, 119, 120, 121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 130, 131, 132, 133, 136, 138, 139, 140, 143, 146, 147, 148, 149, 153, 162, 163, 164, 167, 169, 170, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 180, 184, 185, 186, 187, 190, 194, 199, 200, 201, 202, 203, 206, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 215, 216, 217, 218, 220, 221, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 251, 253, 254, 255, 256, 257, 260, 262, 266, 267, 268, 269, 270, 271

Concreto armado 1, 3, 6, 7, 8, 14, 15, 16, 17, 18, 26, 27, 28, 29, 31, 34, 41, 42, 64, 65, 66, 67, 68, 70, 71, 74, 75, 77, 78, 88, 170, 201, 202, 203, 206, 209, 210, 212, 213, 216, 217, 218, 220, 221, 253, 254, 268, 270, 271

Concreto leve 162, 163

Concreto permeável 162

Confiabilidade estrutural 43, 44, 45, 51, 52, 53, 56, 57, 59, 61, 62, 63, 270

Construção civil 1, 3, 67, 107, 109, 125, 126, 127, 136, 137, 138, 139, 140, 149, 151, 152, 153, 155, 156, 157, 158, 160, 161, 162, 163, 167, 170, 189, 191, 202, 205, 223, 224, 225, 226, 234, 235, 237, 239, 244, 251, 252, 254

D

Dimensionamento 1, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 11, 13, 15, 16, 18, 19, 20, 22, 23, 26, 27, 28, 29, 33, 34, 36, 41, 64, 65, 69, 74, 77, 78, 210, 211

E

Edificações sustentáveis 152

Engenharia de materiais 137, 152, 189, 235

Engenharia estrutural 2, 79, 80, 82, 83, 91, 92

F

Filler 138, 139, 142

I

Incêndio 16, 17, 18, 19, 20, 22, 23, 25, 26, 27, 130, 133, 136

Inteligência artificial 253, 268

L

Lajes 1, 2, 3, 6, 7, 8, 9, 11, 13, 14, 18, 25, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 39, 40, 41, 42, 65, 67, 84, 87, 93, 206, 244, 245

Lajes lisas 28, 29, 30, 31, 40, 41, 42

Lajes nervuradas 1, 3, 6, 7, 8, 9, 11, 13, 14, 65

Ligações semirrígidas 43, 48, 49, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 60, 61, 62

M

Materiais de construção civil 137, 237

Material compósito 201, 203, 204, 215

Matéria-prima 152, 153, 154, 155, 162, 190, 224, 225, 238, 239

Método de Hertz 16, 18, 19

O

Opuntia ficus-indica 189, 190, 191

Otimização 1, 2, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 11, 13, 14, 15, 46, 64, 65, 66, 67, 68, 70, 71, 75, 76, 77, 189

Otimização estrutural 1, 5

Otimização por enxame de partículas 64, 65, 66, 70, 77

P

Patologia 93, 109, 169, 170, 268

Piso misto de pequena altura 79, 80, 83, 89, 90, 92

Pó de balão 237, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250, 251, 252

Polímero 125, 126, 127, 129, 130, 131, 132, 136, 194, 195, 209, 217, 221

Polistireno expansível 162

Pórticos planos 43, 48, 49, 61

Pós-tensionado 93

Propriedades mecânicas e físicas 125, 127, 136

Punção 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 36, 37, 39, 40, 41, 42

R

RAA 108, 109, 110, 119, 123, 169, 171, 172, 173, 175, 176, 184, 185, 187

Reciclagem 137, 155, 159, 160, 163, 223, 224, 225, 234, 235, 236, 251

Reforço 86, 93, 123, 131, 167, 187, 201, 202, 203, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 217, 218, 220, 221

Resíduos da siderurgia 237

Resíduos sólidos 126, 137, 162, 163, 224, 238

Resina poliuretana vegetal 125, 127, 135

S

Simulação numérica 79, 80, 81, 83, 85, 87, 91, 92

Spray drying 189, 190, 191

Sustentabilidade 125, 126, 127, 137, 139, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160, 162, 224, 235, 252

V

Vidro 161, 201, 209, 213, 223, 224, 225, 226, 227, 229, 231, 232, 233, 234, 235, 236

Vigas de concreto armado 15, 16, 26, 64, 65, 66, 74, 78, 201, 206, 216, 218, 221

Vigas T 64, 210


COLEÇÃO DESAFIOS DAS ENGENHARIAS:

ENGENHARIA CIVIL



 www.atenaeditora.com.br

 contato@atenaeditora.com.br

 @atenaeditora

 www.facebook.com/atenaeditora.com.br





 **Atena**
Editora

Ano 2021

COLEÇÃO DESAFIOS DAS ENGENHARIAS:

ENGENHARIA CIVIL



-  www.atenaeditora.com.br
-  contato@atenaeditora.com.br
-  [@atenaeditora](https://www.instagram.com/atenaeditora)
-  www.facebook.com/atenaeditora.com.br