

COLEÇÃO
DESAFIOS
DAS
ENGENHARIAS:

ENGENHARIA CIVIL 3



ARMANDO DIAS DUARTE
(ORGANIZADOR)

Atena
Editora
Ano 2021

COLEÇÃO
DESAFIOS
DAS
ENGENHARIAS:

ENGENHARIA CIVIL 3



ARMANDO DIAS DUARTE
(ORGANIZADOR)

Atena
Editora
Ano 2021

Editora chefe

Profª Drª Antonella Carvalho de Oliveira

Editora executiva

Natalia Oliveira

Assistente editorial

Flávia Roberta Barão

Bibliotecária

Janaina Ramos

Projeto gráfico

Camila Alves de Cremo

Daphynny Pamplona

Luiza Alves Batista

Maria Alice Pinheiro

Natália Sandrini de Azevedo

Imagens da capa

iStock

Edição de arte

Luiza Alves Batista

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 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

Diagramação: Maria Alice Pinheiro
Correção: Maiara Ferreira
Indexação: Gabriel Motomu Teshima
Revisão: Os autores
Organizador: Armando Dias Duarte

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

D812 Coleção desafios das engenharias: engenharia civil 3 /
Organizador Armando Dias Duarte. - Ponta Grossa -
PR: Atena, 2021.

Formato: PDF

Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader

Modo de acesso: World Wide Web

Inclui bibliografia

ISBN 978-65-5983-639-0

DOI: <https://doi.org/10.22533/at.ed.390212610>

1. Engenharia civil. I. Duarte, Armando Dias. II. Título.
CDD 624

Elaborado por Bibliotecária Janaina Ramos - CRB-8/9166

Atena Editora

Ponta Grossa - Paraná - Brasil

Telefone: +55 (42) 3323-5493

www.atenaeditora.com.br

contato@atenaeditora.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

A coleção de trabalhos intitulada “Coleção desafios das engenharias: Engenharia Civil 3” é uma obra que tem como foco principal a discussão científica por intermédio de trabalhos diversos que compõe seus capítulos. O volume abordará de forma categorizada e interdisciplinar trabalhos, pesquisas, relatos de casos e/ou revisões que através dos resultados, possam auxiliar na tomada de decisão, tanto no campo acadêmico, quanto no desenvolvimento profissional.

Os estudos apresentados, foram desenvolvidos em diversas instituições de ensino e pesquisa do país e também um caso internacional. Em todos esses trabalhos foram apresentadas diversas problemáticas a respeito do estudo de interação solo-estrutura, orçamento de obras, desempenho de materiais, aditivos para materiais da construção civil, análises através da ferramenta Building Information Modelling (BIM), gestão de resíduos **sólidos**, entre outros. Os estudos presentes nos trazem à tona, temas interdisciplinares através da segurança de obras civis, aspectos econômicos, sociais e ambientais.

Os temas discutidos nesta obra, possuem a proposta de fundamentar o conhecimento de acadêmicos, mestres e todos aqueles que de alguma forma se interessam pela área da Engenharia Civil, com temáticas atuais e que são apresentadas como desafios enfrentados pelos profissionais e acadêmicos, deste modo a obra “Coleção desafios das engenharias: Engenharia Civil 3”, apresenta uma teoria fundamentada nos resultados práticos obtidos pelos diversos professores e acadêmicos que desenvolveram seus trabalhos e pesquisas, os quais serão apresentados de maneira concisa e didática.

A divulgação científica é de suma importância para o desenvolvimento de toda uma nação, portanto, fica evidenciada a responsabilidade de transmissão dos saberes através de plataformas consolidadas e confiáveis, sendo a Atena Editora, capaz de oferecer uma maior segurança para os novos pesquisadores e os que já atuam nas diferentes áreas de pesquisa, exporem e divulguem seus resultados.

Armando Dias Duarte


SUMÁRIO

CAPÍTULO 1..... 1

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFICAÇÕES DE CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Mateus Lima Barros

Vinicius Costa Correia


 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3902126101>

CAPÍTULO 2..... 13

ANÁLISE DE HASTES DELGADAS EM GRELHAS HIPERESTÁTICAS

Antônio Luís Alves da Cunha

Luiz Carlos Mendes


 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3902126102>

CAPÍTULO 3..... 28

ANÁLISE DE SÓLIDOS INELÁSTICOS SOB DEFORMAÇÃO FINITA USANDO ELEMENTOS BIARTICULADOS 2D E 3D

William Taylor Matias Silva

Sebastião Simão da Silva

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3902126103>

CAPÍTULO 4..... 46


APLICAÇÃO DA NORMA ABNT NBR 16747 (2020) – INSPEÇÃO PREDIAL EM EMPREENDIMENTOS RURAIS – ESTUDO DE CASO

Camilla Cristina Cunha Menezes

Marcos de Paulo Ramos

Thiago Pena Bortone

Rachel Jardim Martini

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3902126104>

CAPÍTULO 5..... 58

APLICAÇÃO DE CURSO EXTENSÃO DE ORÇAMENTO DE OBRAS EM BIM COMPARANDO COM A METODOLOGIA ATUAL DA DISCIPLINA DE ORÇAMENTO DE OBRAS DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO FEDERAL DE SERGIPE – CAMPUS ESTÂNCIA

Anna Cristina Araujo de Jesus Cruz

José Carlos de Anunciação Cardoso Júnior

Mariana Silveira Araujo

Natália Ramos dos Santos

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3902126105>


CAPÍTULO 6..... 67

CORROSÃO NA ARMADURA EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DEVIDO AO ATAQUE DE SULFATOS

Henrique Resende dos Santos

Adriano de Paula e Silva

Eduardo Chahud
Cristiane Machado Parisi Jonov

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3902126106>

CAPÍTULO 7..... 78

DANOS PÓS INCÊNDIO NA ESTRUTURA DE UMA SUBESTAÇÃO ELÉTRICA. UM ESTUDO DE CASO NA UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO


Rodolpho Medeiros Frossard
Anna Luiza Macachero Victor Rodrigues
Lara Sandrini
Matheus Carreiro Zani
Warribe Lima de Siqueira
Geilma Lima Vieira

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3902126107>

CAPÍTULO 8..... 90

DEGRADAÇÃO TÉRMICA DE CONCRETOS CONVENCIONAIS SUBMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS E RESFRIAMENTO LENTO


Moacyr Salles Neto
Flávio Roldão de Carvalho Lelis

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3902126108>

CAPÍTULO 9..... 103

DESEMPENHO DE EDIFICAÇÕES HOSPITALARES VIA DIMENSÕES MORFOLÓGICAS


Alyria Donegá
João da Costa Pantoja

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.3902126109>

CAPÍTULO 10..... 115

DIFICULDADE DOS DISCENTES DE ENGENHARIA CIVIL NA MATÉRIA DE MECÂNICA VETORIAL COMPARANDO OS PARÂMETROS DO ENSINO PRESENCIAL E DO ENSINO REMOTO

Alessandro Leonardo da Silva
Emanuela dos Santos Gonzaga
Gustavo Neves Quintão Gonzales
Marcelo Robert Fonseca Gontijo
Thais Prado Vasconcelos Silva
Rodrigo Silva Fonseca
Heron Viterbre Debique Sousa
Ícaro Viterbre Debique Sousa


 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261010>

CAPÍTULO 11..... 125

EFEITO DO TEOR e TIPO de CIMENTO NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE SOLO ARENOSO ESTABILIZADO QUIMICAMENTE

José Wilson dos Santos Ferreira
Michéle Dal Toé Casagrande

Raquel Souza Teixeira

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261011>

CAPÍTULO 12..... 136

ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO EN EL MUNICIPIO DE IXHUACÁN DE LOS REYES, VERACRUZ

Gilbert Francisco Torres Morales

Ignacio Mora González

Saúl Castillo Aguilar

René Álvarez Lima

Raymundo Dávalos Sotelo

José Alberto Aguilar Cobos

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261012>

CAPÍTULO 13..... 150

ESTUDO DA APLICAÇÃO DO LÁTEX DA SERINGUEIRA AMAZÔNICA (*HEVEA BRASILIENSIS*) COMO ADITIVO EM ARGAMASSA COM CIMENTO PORTLAND PARA MELHORA DE COMPORTAMENTO MECÂNICO

José Costa Feitoza

Natália da Mata Batista

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261013>

CAPÍTULO 14..... 160


ESTUDO DE UMA CONTENÇÃO UTILIZANDO FERRAMENTA NUMÉRICA E MÉTODOS APROXIMADOS DE DIMENSIONAMENTO DE TIRANTES

Renathielly Fernanda da Silva Brunetta

Isabela Grossi da Silva

Leandro Canezin Guideli

Vitor Pereira Faro

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261014>

CAPÍTULO 15..... 173

AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DO TRATAMENTO TÉRMICO NO GNAISSE MILONÍTICO

Kelly de Oliveira Borges da Costa

Afonso Rangel Garcez de Azevedo

Carlos Maurício Fontes Vieira


Elaine Aparecida Santos Carvalho Costa

Geovana Carla Girondi Delaqua

Gustavo de Castro Xavier

Letícia Borges da Costa

Vinícius Alves Polinicola


 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261015>

CAPÍTULO 16..... 183

VIGAS DE GRAN ALTURA DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE

Viviana Carolina Rougier

Miqueas Ceferino Denardi
Dario Orestes Vercesi

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261016>

CAPÍTULO 17..... 195

GESTÃO E OPERAÇÃO DE SISTEMAS DE AR CONDICIONADO: UMA NOVA ABORDAGEM USANDO MODELAGEM 6D

João Bosco Pinheiro Dantas Filho
Guilherme Bruno de Souza Ribeiro
Pedro Holanda
Bruna Vital Roque
Rodrigo G. Ribeiro
Artur de Almeida Evangelista

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261017>

CAPÍTULO 18..... 206

GRANULOMETRIA DOS AGREGADOS GRAÚDOS COMERCIALIZADOS NOS MUNICÍPIOS DA CHAPADA DO APODI/RN – ANÁLISE COMPARATIVA COM A NORMA NBR 7211/2009


Renata Samyla Matias Nogueira
Clélio Rodrigo Paiva Rafael
Edna Lucia da Rocha Linhares
Ronald Assis Fonseca
Rokátia Lorrany Nogueira Marinho
Ligia Raquel Rodrigues Santos
Jaiana de Araújo Pinheiro
Carlos Eduardo Carvalho Oliveira
Edyelly Cristtian Galdino Fernandes
Francisco Felinto de Lima Neto
Luzianne Galvão Pimenta
Géssica de Moura Ribeiro

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261018>

CAPÍTULO 19..... 221

INSPEÇÃO PREDIAL EM EMPREENDIMENTOS RURAIS APLICABILIDADE DA NBR 16747

Camilla Cristina Cunha Menezes
Marcos de Paulo Ramos
Thiago Pena Bortone
Rachel Jardim Martini


 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261019>

CAPÍTULO 20..... 232

GESTÃO INTEGRADA DE RESÍDUOS SÓLIDOS

Wallace Ribeiro Nunes Neto
Camila Moraes Silva
Pedro Paulo Barbosa Nunes Sobrinho


Carlos Augusto Rocha de Moraes Rego
Lourival Coelho Paixão
Marcio Mendes Cerqueira

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261020>

CAPÍTULO 21.....241

LOCUS SAECULARIS: MATERIAIS QUE CONSTRÍRAM UMA TRADIÇÃO


João Hermem Fagundes Tozatto
Crystian André Montozo Botelho

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261021>

CAPÍTULO 22.....253

MODELAGEM NUMÉRICA DE PAREDE DIAFRAGMA ATIRANTADA EM ÁREA URBANA


Isabela Grossi da Silva
Renathielly Fernanda da Silva Brunetta
Leandro Canezin Guideli
Vitor Pereira Faro

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261022>

CAPÍTULO 23.....266

NOVA TECNOLOGIA DE CONSTRUÇÃO DE TORRES EÓLICAS

Ilo Borba

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261023>

CAPÍTULO 24.....273

O CORREDOR BIOCEÂNICO: REESTRUTURAÇÃO TERRITORIAL DE NOVAS HINTERLÂNDIAS


Carlos Andrés Hernández Arriagada
Teo Felipe Bruder Gouveia




 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261024>

CAPÍTULO 25.....287

O MAPA DE DANOS COMO FERRAMENTA DE MANUTENÇÃO E RESTAURO DE EDIFICAÇÕES: UMA REVISÃO LITERÁRIA

Lucas Rodrigues Cavalcanti
Eliana Cristina Barreto Monteiro
Carlos Fernando Gomes do Nascimento
Catharina Silveira Rodrigues
Fabrício Fernando de Souza Lima
Amanda de Moraes Alves Figueira
José Maria de Moura Júnior
Sabrina Santiago Oliveira
Roberto Revoredo de Almeida Filho
Flávio Matheus de Moraes Cavalcante

 <https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261025>

CAPÍTULO 26	302
TREINAMENTO DE REDES NEURAIS ARTIFICIAIS PARA O DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO	
João Victor Fernandes Masalkas	
Emerson Felipe Felix	
 https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261026	
CAPÍTULO 27	316
UMA FORMULAÇÃO ANALÍTICA PARA DETECÇÃO DE PONTOS LIMITES E DE BIFURCAÇÃO	
William Taylor Matias Silva	
Sebastião Simão da Silva	
 https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261027	
CAPÍTULO 28	333
UTILIZAÇÃO DO CARVÃO OBTIDO A PARTIR DA PIRÓLISE DA CASCA DE ARROZ PARA ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO	
Camila Ribeiro Rodrigues	
Marcelo Mendes Pedroza	
Mayara Shelly Miranda Bequimam	
David Barbosa Dourado	
Danielma Silva Maia	
Marcel Sousa Marques	
Hellen Dayany Barboza Barros	
 https://doi.org/10.22533/at.ed.39021261028	
SOBRE O ORGANIZADOR	338
ÍNDICE REMISSIVO	339

ANÁLISE DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM EDIFICAÇÕES DE CONCRETO ARMADO SOBRE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 06/08/2021

Mateus Lima Barros

Universidade Federal de Alagoas,
Departamento de Engenharia Civil
Delmiro Gouveia – Alagoas
<https://orcid.org/0000-0001-5237-1936>

Vinicius Costa Correia

Universidade Federal de Alagoas,
Departamento de Engenharia Civil
Delmiro Gouveia – Alagoas
<https://orcid.org/0000-0002-2291-9013>

RESUMO: Apesar das evoluções tecnológicas, ainda é comum que projetistas utilizem apoios indesejáveis durante o dimensionamento da superestrutura. Entretanto, esta consideração é falha, visto que a edificação se apoia no solo, um material deformável e que a partir dos seus deslocamentos pode gerar uma redistribuição de solicitações na estrutura. Desta forma, torna-se necessário a análise da interação solo-estrutura (ISE) durante a realização de projetos estruturais, buscando simular melhor o comportamento físico da edificação. Com isto, neste estudo foi analisado a redistribuição de esforços presentes em um modelo com apoios engastados e em um modelo com apoios flexíveis; além de verificar a influência de diferentes tipologias de solo na variação dos resultados. Para tal, desenvolveu-se uma edificação comercial em concreto armado de 7 pavimentos sobre fundações superficiais,

apoiadas sobre duas camadas diferentes de solo, onde analisou-se a superestrutura com apoios fixos e com apoios flexíveis. As modelagens e análises foram feitas com o auxílio de um software de elementos finitos, o SAP2000. No trabalho, pôde-se evidenciar uma redistribuição de esforços no modelo com a ISE comparada ao modelo com apoios indesejáveis, tendo uma variação mais discrepante de solicitações nos primeiros pavimentos, além de ter sido observado um acréscimo de carga nos pilares de extremidade e um decréscimo nos pilares centrais. Verificou-se, também, que o solo com menor resistência tende a sofrer maiores variações nos resultados. Concluiu-se, que ao desprezar a deformabilidade e ação do solo na estrutura, a análise torna-se suscetível a resultados mais desconformes com a realidade.

PALAVRAS - CHAVE: Interação solo-estrutura; Análise estrutural; Fundações superficiais; Recalque; SAP2000.

ANALYSIS OF THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION IN REINFORCED CONCRETE BUILDINGS ON SHALLOW FOUNDATIONS

ABSTRACT: Despite technological evolutions, it is still common for designers to use non-displaceable supports when projecting the superstructure. However, this consideration is erroneous, since the building rests on the ground, a deformable material and that from its displacements can generate a redistribution of efforts in the structure. Thus, it is necessary to analyze the soil-structure interaction (SSI) during structural projects, seeking to better simulate

the physical behavior of the building. Hence, this study analyzed the redistribution of efforts present in a model with fixed supports and in a model with flexible supports; in addition to verifying the influence of different types of soil on the variation of results. For this, a 7-storey reinforced concrete commercial building was developed on shallow foundations, supported on two different layers of soil, where the superstructure with fixed and flexible supports was analyzed. Modeling and analysis were carried out in a finite element software, SAP2000. In this work, it was possible to evidence a redistribution of efforts in the model with the SSI compared to the model with fixed supports, with a more discrepant variation in requests on the first floors, in addition to an increase load on the corner pillars and a decrease load on the central pillars. It was also verified that the soil with less resistance tends to suffer greater variations in the results. It was concluded that, by neglecting the deformability and action of the soil on the structure, the analysis becomes susceptible to results that are more out of line with reality.

KEYWORDS: Soil-structure interaction; Structural analysis; Shallow foundations; Settlement; SAP2000.

1 | INTRODUÇÃO

É comum em projetos de edificações, o engenheiro estrutural considerar a superestrutura apoiada em superfícies indeslocáveis. Entretanto, é sabido que esta hipótese é bastante precipitada, pois, no modelo real a estrutura se sustenta no solo, uma superfície deformável, suscetível ao deslocamento. Sendo assim, torna-se necessário a adoção da análise da interação entre o solo e a estrutura (ISE) para a realização de modelagens e análises mais conformes com a realidade.

Como afirmam Souza e Reis (2008), a hipótese de apoios indeslocáveis pode conduzir a caminhos totalmente distantes da realidade física, pois, é totalmente errôneo pensar que duas estruturas idênticas, submetidas às mesmas ações externas, apresentam as mesmas solicitações independentemente do maciço de solo sobre o qual estão assentadas.

O processo de interação solo-estrutura nada mais é do que a influência recíproca gerada entre a superestrutura e o sistema de fundação, iniciando-se ainda na fase de construção e estendendo-se até que seja obtido um estado de equilíbrio: tensões e deformações estabilizadas, tanto da estrutura como do maciço de solos (COLARES, 2006). Para que haja a análise da ISE, portanto, um dos métodos mais utilizados é a hipótese de Winkler (1867), onde se aplica molas discretas nos apoios da superestrutura, a fim de simular a deformabilidade do solo.

No presente trabalho, foi analisado as redistribuições dos esforços solicitantes em um modelo convencional, com apoios engastados, e em um modelo considerando a ISE, com apoios flexíveis visando simular os efeitos do solo; além de verificar a influência de diferentes tipologias de solo na variação dos resultados. Para tal, foram desenvolvidos dois modelos de uma edificação comercial em concreto armado de 7 pavimentos sobre fundações superficiais, apoiadas em duas camadas diferentes de solo, por meio do software

2 | METODOLOGIA

2.1 Interação solo-estrutura

Para a realização da interação solo-estrutura, buscou-se simular o comportamento do solo aplicando coeficientes de molas nos apoios da superestrutura, a partir da hipótese de Winkler (1867).

Para isto, segundo Antoniazzi (2011), deve-se determinar o coeficiente de reação vertical do solo (K_v), que representa o coeficiente de rigidez que o solo possui para resistir ao deslocamento (recalque médio ρ) mobilizado por uma pressão imposta (σ), conforme a Equação 1.

$$\sigma = K_v \cdot \rho \quad (1)$$

Analogamente, define-se o coeficiente de mola K_m , onde este não se relaciona com uma pressão (força sobre área), mas sim com uma força F , como expressa a Equação 2.

$$F = K_m \cdot \rho \quad (2)$$

Pela hipótese de Winkler (1867), ao correlacionar as Equações 1 e 2 e, sabendo que, tensão σ é força F sobre área A , obtém-se a Equação 3.

$$K_{mz} = K_v A_f \quad (3)$$

Sendo:

K_{mz} = coeficiente de mola vertical;

A_f = área de influência da fundação. Ao considerar toda a sapata tem-se que tal área é igual a área da sapata.

Para efeito de simplificação, Souza & Reis (2008) recomendam adotar o coeficiente de reação horizontal (K_h) e o coeficiente de reação de rotação (K_θ) iguais ao coeficiente de reação vertical (K_v) em estruturas sobre fundações superficiais. Sendo assim, considerando como eixos horizontais no sistema tridimensional os eixos x e y , obteve-se a Equação 4 para o coeficiente de mola horizontal e as Equações 5 e 6 para o coeficiente mola de rotação em x e y , respectivamente.

$$K_{mh} = K_{mx} = K_{my} = K_v A_f \quad (4)$$

$$K_{m\theta x} = K_v I_x \quad (5)$$

$$K_{m\theta y} = K_v I_y \quad (6)$$

Sendo:

I_x = momento de inércia da sapata no eixo x;

I_y = momento de inércia da sapata no eixo y.

Para a aplicação destes coeficientes de mola, Chamecki (1969) propôs um método na qual a estrutura é inicialmente calculada supondo-se apoios indeslocáveis, obtendo-se reações de apoio, e assim, estimando os recalques. A partir destes recalques, inicia-se o processo iterativo, aplicando-se os mesmos à estrutura como forma de deslocamentos impostos por meio dos coeficientes de mola. Assim, a estrutura passa a ser novamente calculada, só que agora com os deslocamentos já prescritos, sendo obtidas novas reações de apoio e, conseqüentemente, novos valores para o recalque. O processo se repete sucessivamente até que haja uma convergência significativa nos deslocamentos ou nas reações de apoio. A Figura 1 demonstra como ocorre esse sistema.

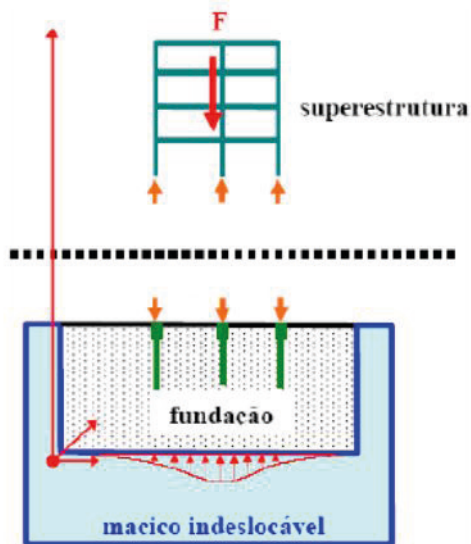


Figura 1: Esquema do modelo para realização da ISE.

Fonte: Adaptado de Mota, 2009.

2.2 Estudo de caso

Neste estudo foram desenvolvidos dois modelos de edifícios comerciais com 7 pavimentos, sendo um modelo com apoios fixos e o outro com apoios flexíveis. As edificações foram apoiadas em fundações superficiais do tipo sapatas isoladas quadradas, considerando dois tipos de maciço do solo, sendo um arenoso e outro argiloso.

As modelagens das edificações foram realizadas no software de elementos finitos SAP2000 V20®. Em cada modelagem realizou-se um comparativo entre o modelo convencional e o modelo considerando a ISE, buscando verificar a influência da interação solo-estrutura nos deslocamentos, cargas e momentos fletores gerados nos elementos estruturais.

Seguindo as recomendações de Alva (2014) e da NBR 6118 (2014), fez-se o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, com uma resistência característica do concreto à compressão adotada de $f_{ck} = 25$ MPa e utilizando o aço CA-50. O pé-direito estrutural utilizado em todos os pavimentos foi de 2,9 m. A Figura 2 apresenta a planta de fôrma dos pavimentos tipo da edificação.

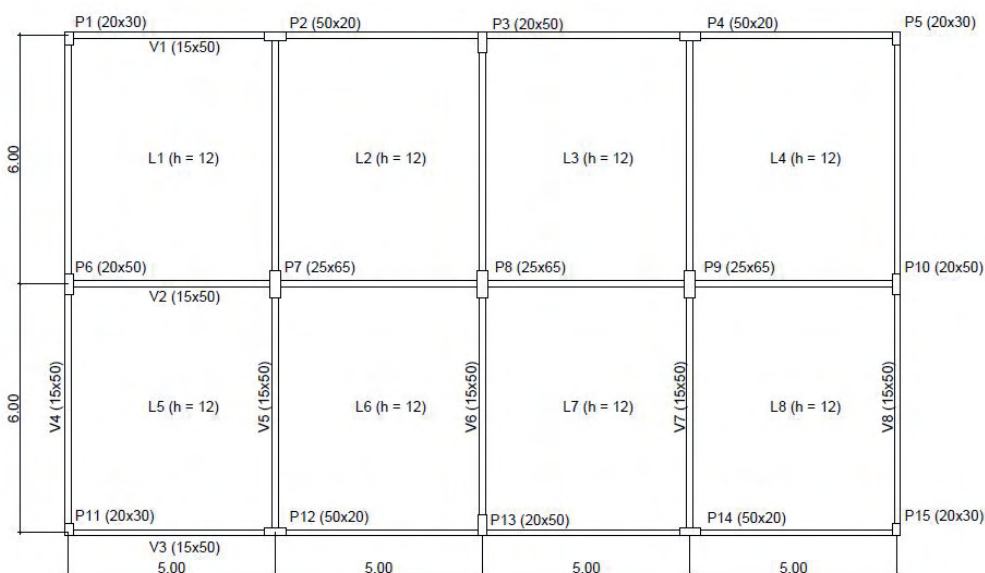


Figura 2: Planta de forma do pavimento tipo do edifício de 14 pavimentos.

Fonte: Autores, 2020.

De acordo com a NBR 6120 (2020) estimou-se as ações permanentes e variáveis atuantes nas edificações. Para as ações permanentes, utilizou-se 1 KN/m² correspondente ao peso do revestimento e do piso, 13 KN/m² para a alvenaria (tijolos cerâmicos vazados) e 25 KN/m³ para o peso específico do concreto armado. Quanto às ações variáveis, adotou-se uma sobrecarga de utilização de 2 KN/m² nos pavimentos tipo e de 0,5 KN/m² para a cobertura. O cálculo da ação vento foi realizado conforme a NBR 6123 (1988).

E, seguindo a NBR 6118 (2014), foram determinadas as seguintes combinações de carga:

$$ELU_1: 1,4.(Peso Próprio) + 1,4.(Carga Permanente) + 1,4.(Carga Variável)$$

ELU_2: $1,4.(Peso\ Próprio) + 1,4.(Carga\ Permanente) + 1,4.(Carga\ Variável) + 0,84.$
(Vento X)

ELU_3: $1,4.(Peso\ Próprio) + 1,4.(Carga\ Permanente) + 1,4.(Carga\ Variável) + 0,84.$
(Vento Y)

ELS: $1,0.(Peso\ Próprio) + 1,0.(Carga\ Permanente) + 1,0.(Carga\ Variável)$

Para o maciço de solo foram utilizados os relatórios de sondagem presentes nas Figuras 3 e 4, realizados em Aracaju-SE e Maceió-AL, respectivamente. A Figura 3 apresenta um solo arenoso, enquanto na Figura 4 tem-se uma sondagem que apresenta um solo argiloso.

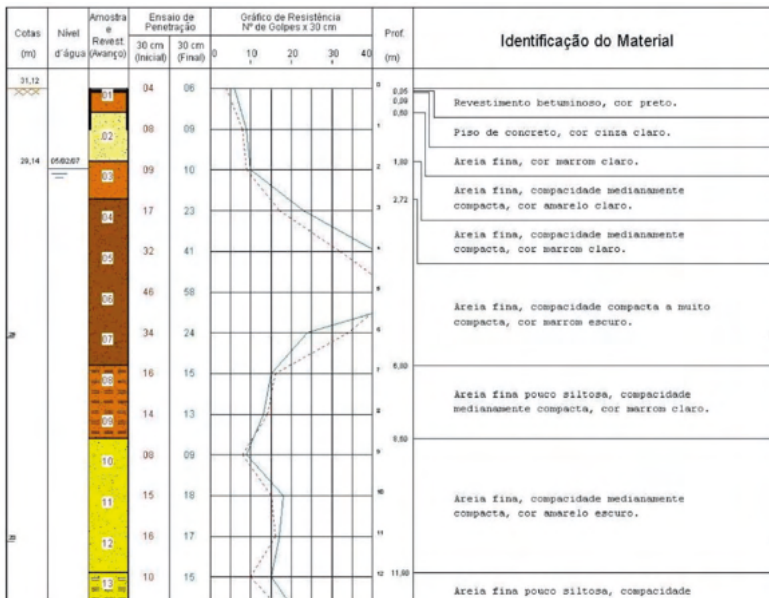


Figura 3: Sondagem do solo arenoso.

Fonte: Autores, 2020.

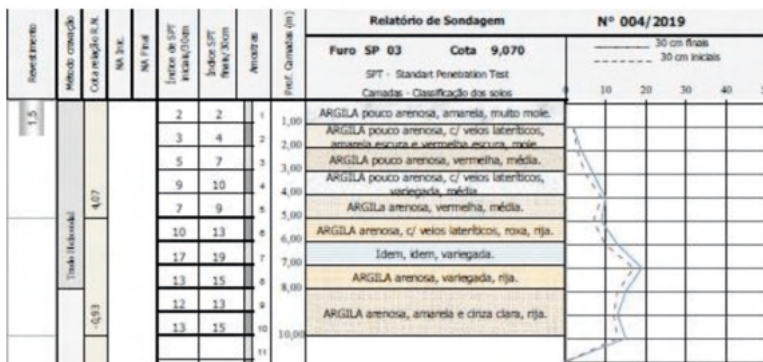


Figura 4: Sondagem do solo argiloso.

Fonte: Autores, 2020.

A partir dos laudos de sondagem, calculou-se a tensão admissível do solo σ_{adm} , sabendo que as sapatas foram assentadas a 2 metros de profundidade. Foram obtidas tensões admissíveis iguais a 917 KN/m² e 240 KN/m² para a areia e argila, respectivamente.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Cargas na fundação

A Tabela 1 apresenta o comparativo entre as reações de apoio nos modelos com apoios engastados e com apoios flexíveis. É importante ressaltar que as cargas resultantes na fundação nos modelos com a ISE referem-se aos valores de convergência do processo iterativo realizado.

Sapata	Carga s/ ISE (KN)	Carga c/ ISE argila (KN)	Variação (%)	Carga c/ ISE areia (KN)	Variação (%)
S1	571,84	653,48	14,28%	547,6	-4,24%
S2	1020,34	1044,91	2,41%	1065,58	4,43%
S3	1033,87	1078,68	4,33%	1063,28	2,84%
S4	1020,34	1044,91	2,41%	1065,58	4,43%
S5	571,84	653,48	14,28%	547,6	-4,24%
S6	1099,06	1080,51	-1,69%	1120,17	1,92%
S7	1903,29	1723,72	-9,43%	1833,14	-3,69%
S8	1861,6	1743,39	-6,35%	1816,88	-2,40%
S9	1903,29	1723,72	-9,43%	1833,14	-3,69%
S10	1099,06	1080,51	-1,69%	1120,17	1,92%
S11	571,84	653,48	14,28%	547,6	-4,24%
S12	1020,34	1044,91	2,41%	1065,58	4,43%
S13	1033,87	1078,68	4,33%	1063,28	2,84%
S14	1020,34	1044,91	2,41%	1065,58	4,43%
S15	571,84	653,48	14,28%	547,6	-4,24%

Tabela 1: Esforços de reação nos apoios.

Fonte: Autores, 2020.

Observou-se, assim, maiores variações dos esforços de apoio na edificação apoiada no solo argiloso, principalmente nos pilares de canto, com um aumento de carga de quase 15% nas sapatas 1, 5, 11 e 15. Um fato comum às duas tipologias de solo foi o alívio da carga atuante nos pilares centrais e acréscimo de cargas nos pilares de extremidade, característica apresentada por diversos autores em estudos da ISE, demonstrando a redistribuição de esforços solicitantes nos elementos estruturais.

3.2 Momentos Fletores

A análise dos momentos fletores foi realizada no pórtico plano formado pelos pilares P2, P7 e P12, que são ligados pela viga V5 como ilustra a Figura 2 no item 2.2, sendo os resultados dos esforços no P2 e P12 iguais devido à simetria da planta.

A variação dos momentos fletores que agem na viga V5 do modelo convencional (sem a ISE) para o modelo com apoios flexíveis é apresentada na Figura 5, realizando o comparativo entre o solo arenoso e o solo argiloso, onde notou-se um comportamento semelhante no gráfico dos dois tipos de solos com picos de aumento de momento no pavimento da viga baldrame e na cobertura, porém com uma variação mais acentuada verificada no solo argiloso com mais de 30% de aumento de sollicitação no pavimento baldrame.

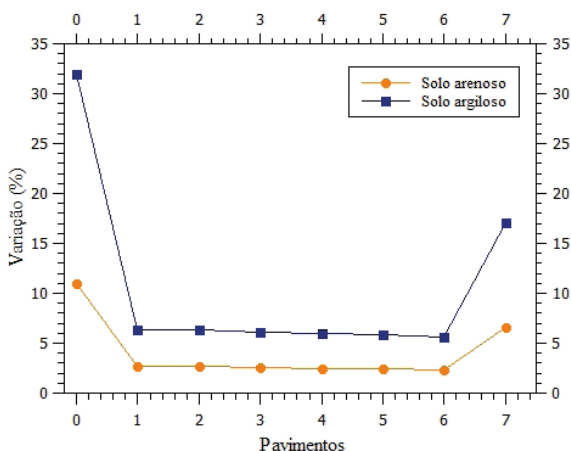


Figura 5: Variação do momento positivo na viga V5.

Fonte: Autores, 2020.

Enquanto isso, a Figura 6 demonstra a variação dos momentos negativos que agem na viga V5 junto aos pilares de extremidade (P2 e P12) e ao pilar central (P7), respectivamente. Assim como visto no momento positivo, o solo argiloso novamente voltou a apresentar as maiores variações com a consideração da ISE e os picos de maior acréscimo sendo o pavimento baldrame e a cobertura. Observou-se também um alívio no momento junto ao pilar central de modo proporcional ao aumento verificado nos pilares de extremidade.

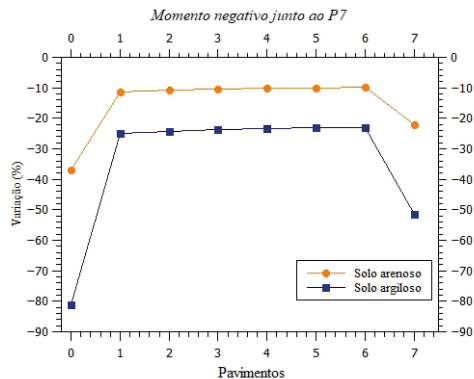
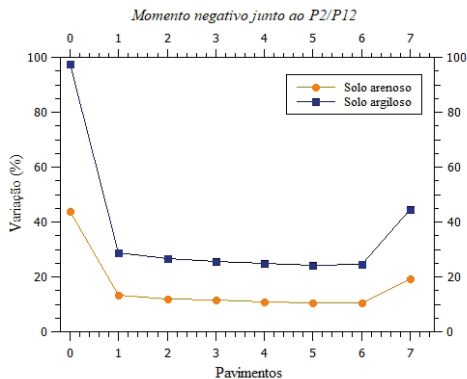


Figura 6: Variação momento negativo na viga V5 juntos aos pilares de extremidade e ao pilar central.

Fonte: Autores, 2020.

Quanto aos momentos nos pilares, as Figuras 7 e 8 ilustram os resultados encontrados nos pilares P2/P12 e no pilar P7, respectivamente.

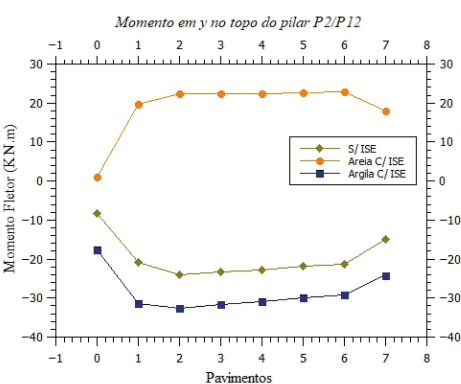
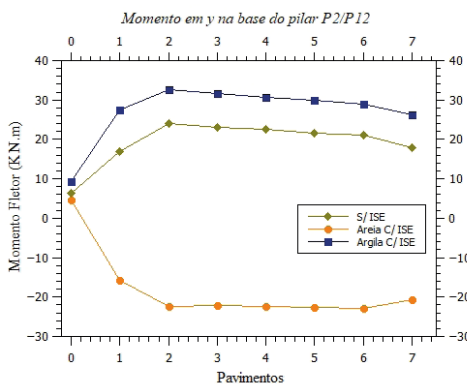
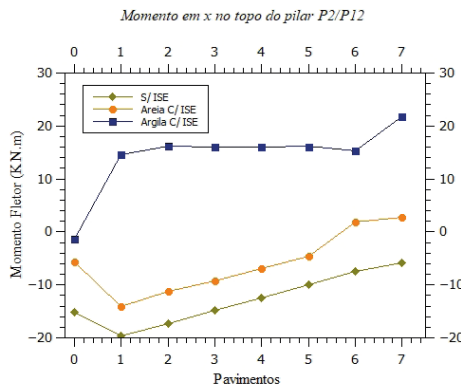
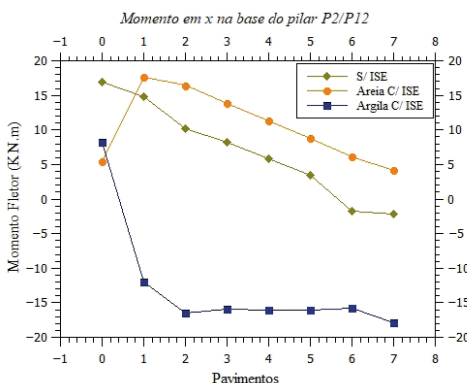


Figura 7: Momentos nos pilares de extremidade (P2 e P12).

Fonte: Autores, 2020.

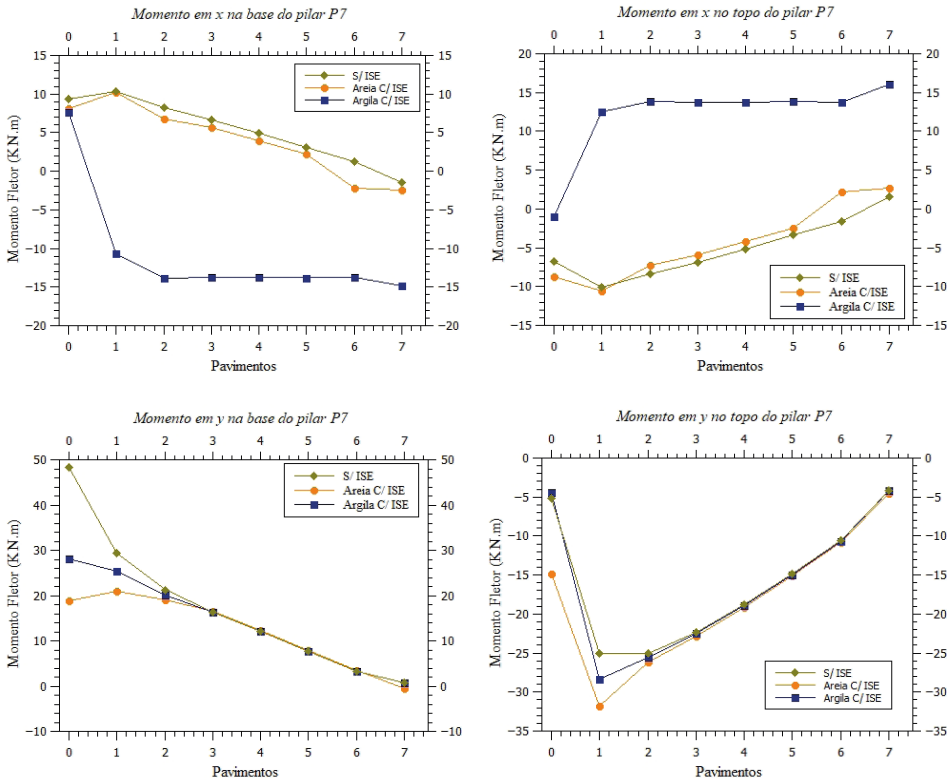


Figura 8: Momento no pilar central (P7).

Fonte: Autores, 2020.

Pôde-se ver que houve inversões no sinal dos momentos em x em ambos os pilares no solo argiloso. O solo arenoso, por sua vez, apresentou resultados menos dispersos dos momentos observados no modelo sem a ISE, exceto no momento em y dos pilares de extremidade, onde também apresentou inversão no sinal. Esta alteração de sinais dos momentos deve-se principalmente ao fato de que ao se inserir os coeficientes de mola nos apoios, provocou-se em alguns casos uma mudança na combinação de carga mais desfavorável. Como exemplo, tem-se que no momento em x dos pilares de extremidade do modelo sem a ISE e com a ISE em solo arenoso, a combinação de carga mais desfavorável foi a que considerava os efeitos do vento em x, enquanto no modelo com a ISE em solo argiloso, onde houve inversão no sinal, a combinação mais desfavorável passou a ser aquela que ponderava a ação do vento em y.

Estas variações dos momentos na viga e nos pilares analisados também foram observadas em outros trabalhos, como o de Antoniazzi (2011), onde segundo a autora tal fato reforça a necessidade de se considerar a deformabilidade do solo para que haja um dimensionamento correto das peças estruturais.

3.3 Deslocamentos horizontais

A Figura 9 ilustra as variações observadas quanto aos deslocamentos horizontais nos eixos x e y. Percebeu-se que as maiores variações se concentraram nos primeiros pavimentos, mantendo-se relativamente constante a partir do terceiro pavimento. O eixo y por ser o eixo com menor rigidez, foi onde os deslocamentos mais aumentaram, com cerca de 200% de acréscimo no deslocamento do pavimento baldrame no solo arenoso, o qual foi a tipologia de solo em que foi verificada as maiores variações.

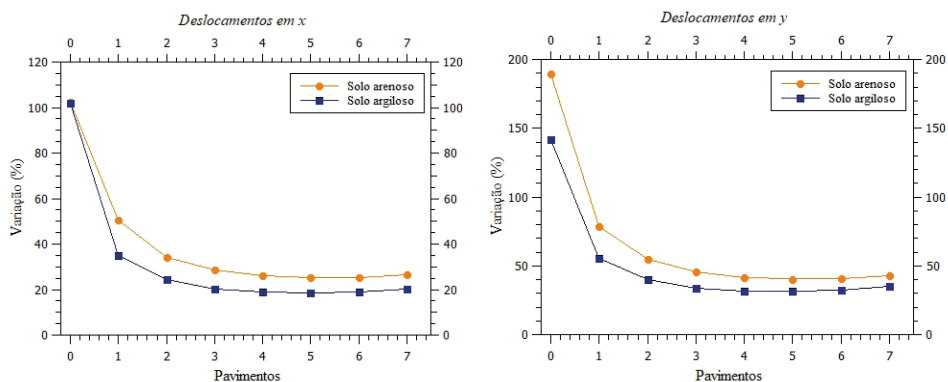


Figura 9: Variação dos deslocamentos horizontais.

Fonte: Autores, 2020.

4 | CONCLUSÕES

Pôde-se observar, a partir dos estudos desenvolvidos neste trabalho, a prevista redistribuição de esforços presentes numa estrutura ao se realizar a modelagem e análise da interação solo-estrutura.

Nos dois tipos de estratificação do solo analisados visualizou-se um decréscimo nas solicitações de esforços normais e momentos fletores dos pilares centrais e aumento nos pilares de extremidade. Isto fez com que os momentos negativos na viga analisada apresentassem decréscimo no apoio central e aumento nos apoios de extremidade.

A redistribuição de esforços mostrou-se mais acentuada e menos uniforme na edificação apoiada sobre a argila, o que se explica pelo fato de ser o solo com menor resistência, e conseqüentemente, menor coeficiente de reação vertical.

Constatou-se, portanto, que o desprezo dos efeitos da ação do solo na estrutura pode gerar análises e modelos desconformes com a realidade, provocando falhas nos dimensionamentos das peças estruturais. Evidencia-se, assim, a importância em se realizar a análise da interação solo-estrutura, para que se possa ter modelos mais seguros, simulando de modo mais adequado o comportamento real da estrutura.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - **NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

ALVA, G. M. S. **Notas de aula – Pré-dimensionamento da estrutura**. EEC 1008 – Estruturas de concreto. Universidade Federal de Santa Maria – UFSM, Santa Maria, 2014.

ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura em edifícios com fundações superficiais**. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2011.

CHAMECKI, S. **Calcul des tassements progressifs des foundations en tenant compte de l'interaction des structures et du sol**. In: Annales de l'ITBTP, n° 261, 1969.

COLARES, G.M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. Dissertação de mestrado da EESC da USP. São Carlos, SP, 2006.

SOUZA, R.; REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas**. Universidade Estadual de Maringá – UEM, Maringá, 2008.

WINKLER, E. **Die lehre von der Elastizität und Festigkeit**. Domicus. Prag, 1867.

ANÁLISE DE HASTES DELGADAS EM GRELHAS HIPERESTÁTICAS

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 25/06/2021

Antônio Luís Alves da Cunha

Universidade Federal Fluminense
Niterói – Rio de Janeiro
<http://lattes.cnpq.br/4310541566784772>

Luiz Carlos Mendes

Universidade Federal Fluminense
Niterói – Rio de Janeiro
<http://lattes.cnpq.br/7291153917804236>

RESUMO: Este artigo tem por objetivo determinar as tensões devido ao momento de flexão e de bimomento em grelhas hiperestáticas utilizando hastes delgadas compostas por perfis abertos. A análise foi feita utilizando-se o Método da Flexibilidade e determinaram-se as tensões nos flanges dos perfis por meio de gráficos que foram obtidos variando-se as dimensões geométricas dos perfis soldados. Para a análise foram utilizados perfis VS 200x19, VS 300x38, VS 400x44, VS 500x97, VS 600x152, VS 700x 166, VS 800x160, VS 900x191 e VS 1000x217. A grelha possui um espaço entre vigas $L = 3\text{ m}$ e um carregamento perpendicular atuante de $p = 1\text{ kN/m}^2$. Nove pontos foram analisados nas interseções entre as vigas longitudinais e transversais. Constatou-se que magnitude da tensão devida ao bimomento representa mais de 15,3% da magnitude da tensão devida ao momento de flexão quando considerada a mesma seção.

PALAVRAS - CHAVE: Hastes de paredes delgadas, grelhas hiperestáticas, tensão de flexão, tensão de bimomento.

ANALYSIS OF THIN RODS IN HYPERSTATIC GRIDS

ABSTRACT: This article aims to determine tensions due to bimoment and flexural moments, using thin walled beams in open profiles. The analysis is made by using Flexibility Method and it was determined by means of graphs. Results are obtained in according to variations in geometric dimensions in the welded profiles. The results in profiles VS 200x19, VS 300x38, VS 400x44, VS 500x97, VS 600x152, VS 700x 166, VS 800x160, VS 900x191 and VS 1000x217 were shown. The grid has a space between beams $L = 3\text{ m}$ and a perpendicular load of $p = 1\text{ kN / m}^2$. Nine points were analyzed in intersections between longitudinal and transverse beams. It was found that tension results due to the bimoment represent more than 15.3% of the magnitude of the tension due to flexural moments.

KEYWORDS: Thin walled beams, hyperstatic grids, bending tension, bimoment tension.

INTRODUÇÃO

Estruturas de hastes delgadas caracterizam-se pelo fato da espessura do perfil apresentar uma dimensão bem pequena em relação às demais dimensões da seção transversal que, por sua vez, são pequenas em relação ao comprimento do perfil. Nessas estruturas ocorre um efeito que não pode ser

desconsiderado: o empenamento.

O empenamento ocorre ao longo dos flanges uma vez que o polo setorial é locado no centro de gravidade do perfil, e não pode mais ser tratado como um simples fenômeno localizado, possuindo a conotação de um deslocamento importante em que o flange dependendo do seu grau de esbelte e relações largura e espessura pode ser submetido.

O trabalho tem por objetivo determinar as tensões de flexão e bimomentos nas interseções entre as vigas da grelha. Assim, a metodologia se baseou em determinar as tensões nos flanges dos perfis que compõem a grelha, e observou-se o comportamento destas tensões por meio de gráficos que foram obtidos, variando-se as dimensões geométricas dos perfis.

Para análise dos gráficos foram utilizados os perfis VS 200x19, VS 300x38, VS 400x44, VS 500x97, VS 600x152, VS 700x 166, VS 800x160, VS 900x191 e VS 1000x217. Nove pontos foram analisados nas interseções entre as vigas que compõem a grelha e foi realizada uma comparação de resultados associados à relevância entre essas tensões.

Segundo Zbirohski-Koscia [6], as hastes são consideradas como delgadas ou espessas da seguinte forma:

Quando $k > 2,54 \text{ cm}^{-1}$, a haste pode ser considerada como parede espessa.

Quando $k < 1,27 \text{ cm}^{-1}$, a haste deve ser considerada como sendo constituída por hastes de paredes delgadas.

Quando $1,27 \text{ cm}^{-1} < k < 2,54 \text{ cm}^{-1}$, a haste é considerada como estando em um estado intermediário podendo ser considerada como sendo constituída por paredes espessas ou paredes delgadas.

O comprimento característico inverso k depende exclusivamente das características geométricas dos perfis e é definido por:

$$k = \sqrt{\frac{G \cdot J_t}{I_\omega \cdot E}} \quad (1)$$

onde:

G = módulo de elasticidade transversal do material;

J_t = momento de inércia a torção;

E = módulo de elasticidade ou módulo de Young;

I_ω = momento setorial de inércia.

MÉTODO DA FLEXIBILIDADE APLICADA A GRELHAS HIPERESTÁTICAS

O método da flexibilidade é utilizado para determinação das reações de apoio em estruturas hiperestáticas na qual é feita a superposição de soluções básicas isostáticas. Dessa forma, cria-se uma estrutura isostática auxiliar, chamada sistema principal (SP), que

é obtida da estrutura original hiperestática pela eliminação dos vínculos.

Utilizando-se o método das forças aplicado a grelha hiperestática, apresentada na Figura 1, e, admitindo-se simetria da estrutura, podem-se reduzir os cálculos necessários, determinando-se os hiperestáticos X_1 , X_2 , X_3 , X_4 e X_5 (Figuras 4,5,6,7 e 8).

A Figura 1 mostra o esquema de uma grelha composta de vigas ortogonais que se cruzam formando células quadradas. As vigas são simplesmente apoiadas nas extremidades, constituindo-se o que se chama de apoios em garfo, segundo Kollbrunner Hajdin (1972,p.171). Numa perspectiva geral, estes conjuntos de vigas acompanhados das linhas de bordo ficam inseridas em cinco alinhamentos. A grelha estudada é composta por 3 vigas dispostas na direção longitudinal (grupo I) e 3 vigas dispostas na direção transversal (grupo II).

Os deslocamentos da seção transversal no plano perpendicular ao eixo da haste podem ser representados como deslocamentos de um corpo rígido. Isto significa dizer que a forma da seção transversal permanece inalterada durante a deformação, enquanto estiver sob a ação de um carregamento externo qualquer.

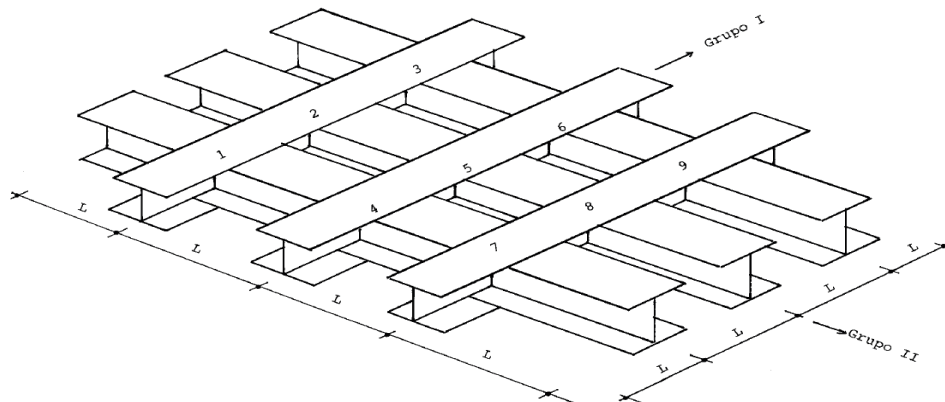


Figura 1 – Esquema estrutural grelha.

Foi admitido um carregamento perpendicular à placa da laje de $p = 1 \text{ kN/m}^2$ envolvendo peso próprio e demais ações acidentais e um espaçamento entre vigas igual a $L = 3\text{m}$. O resultado dos momentos fletores despertados pelo carregamento externo aplicado sobre o sistema principal é apresentado nas Figura 2 e 3.

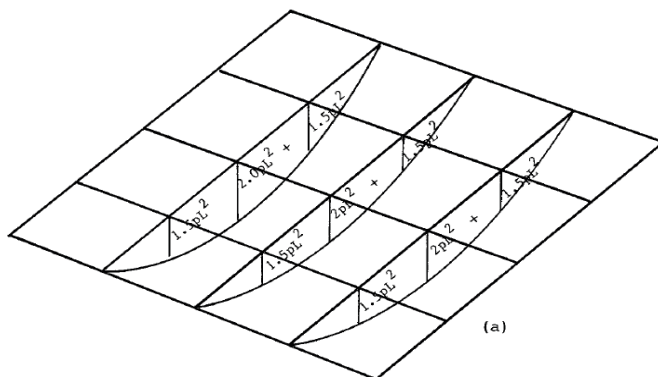


Figura 2 – Diagramas de momentos fletores devidos à aplicação do carregamento externo na direção longitudinal.

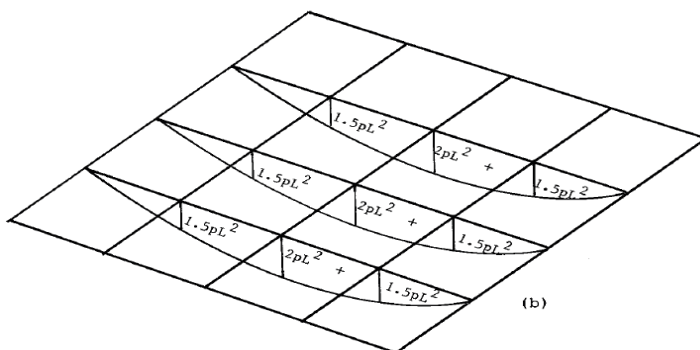


Figura 3 – Diagramas de momentos fletores devidos à aplicação do carregamento externo na direção transversal.

Ao todo foram aplicados cinco carregamentos (hiperestáticos) unitários ao longo da grelha para que fosse possível determinar as tensões de flexão e bimomento atuantes nas interseções entre as vigas. Em cada ponto no qual se deseja calcular um valor de tensão foi aplicado um hiperestático unitário, possibilitando a determinação dos valores das incógnitas por meio da resolução da matriz de flexibilidade.

O bimomento é uma grandeza solicitante que representa o estado de tensões que se auto equilibram, não havendo deslocamentos no eixo centroidal da haste, nem na rotação da seção transversal, em virtude da aplicação de uma força excêntrica F na extremidade da haste. Esse estado resulta num equilíbrio estático e define um par de momentos fletores de igual intensidade, mas de sentidos contrários que agem em planos paralelos (MEGSON, 1974). O bimomento foi considerado como um novo esforço solicitante independente, que será tratado como grandeza incógnita no método da flexibilidade na aplicação na grelha adotada de elementos de paredes delgadas, uma vez que impõem nas peças tensões de

flexão e tensões devidas ao bimomento com ele interligadas, que dependem diretamente do coeficiente de empenamento da seção. A desigualdade de carregamento externo nas vigas que não são as centrais justificam o aparecimento de incógnitas de bimotoentos a serem locadas em tais pontos nodais que são as incógnitas X_4 e X_5 .

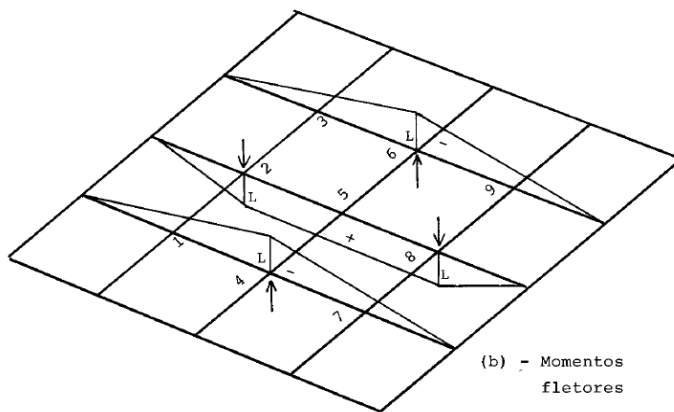
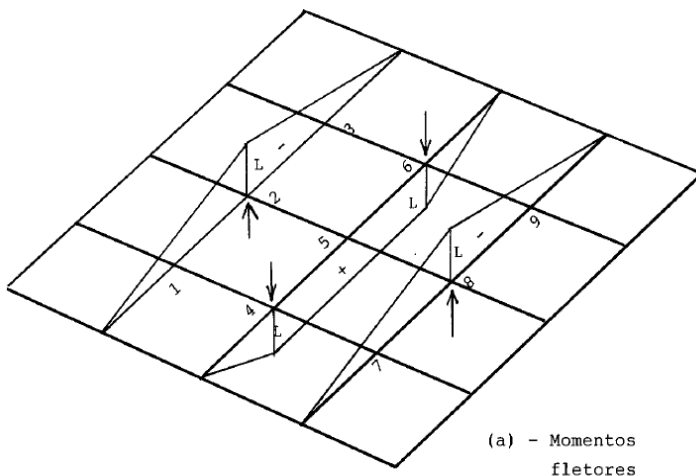


Figura 4 – Aplicação do hiperestático X_1 .

Momentos torçores em cruz

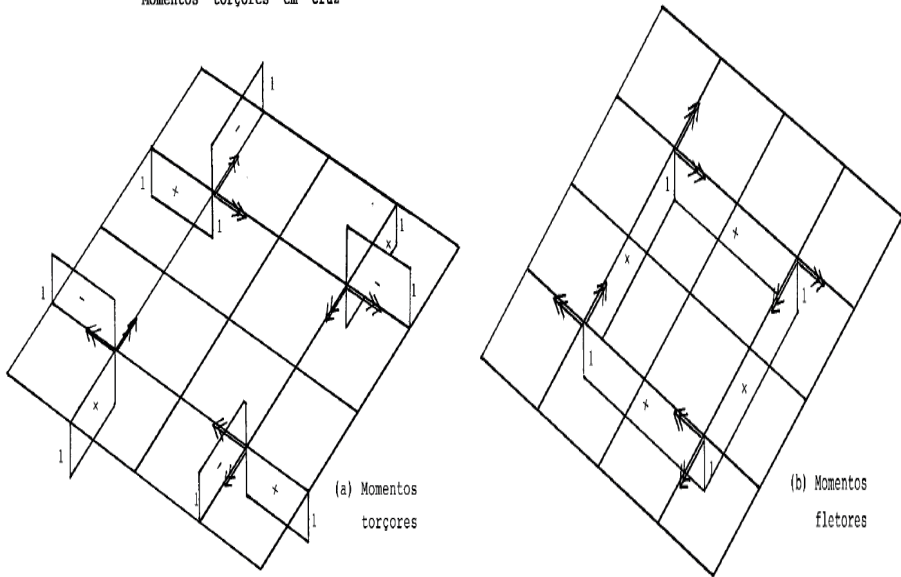
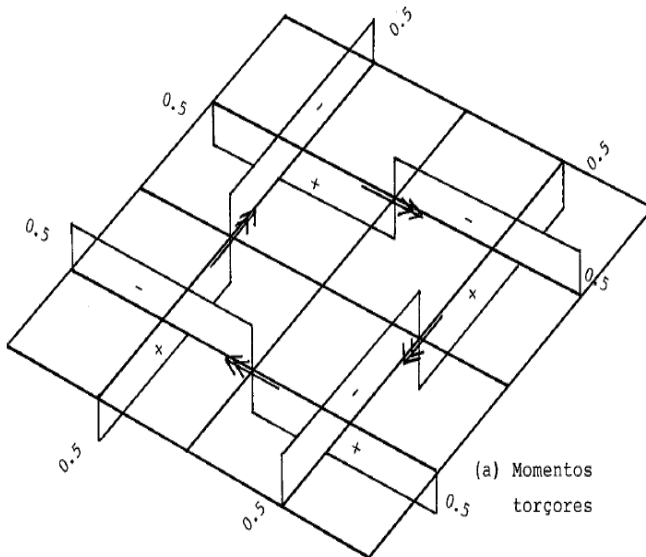


Figura 5 – Aplicação do hiperestático X2.

Momentos torçores cíclicos



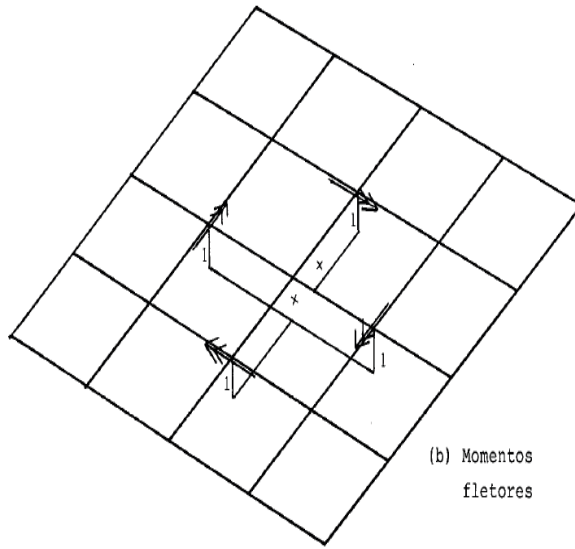


Figura 6 – Aplicação do hiperestático X3.

Bimomentos Cíclicos

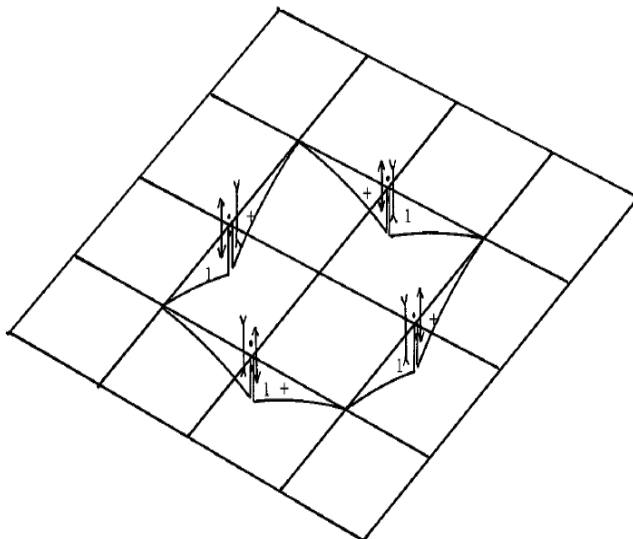


Figura 7 – Aplicação do hiperestático X4 de bimomentos aplicados nos pontos nodais em forma cíclica gerando-se as incógnitas nos pontos 2,4,6 e 8.

Bimomentos em cruz

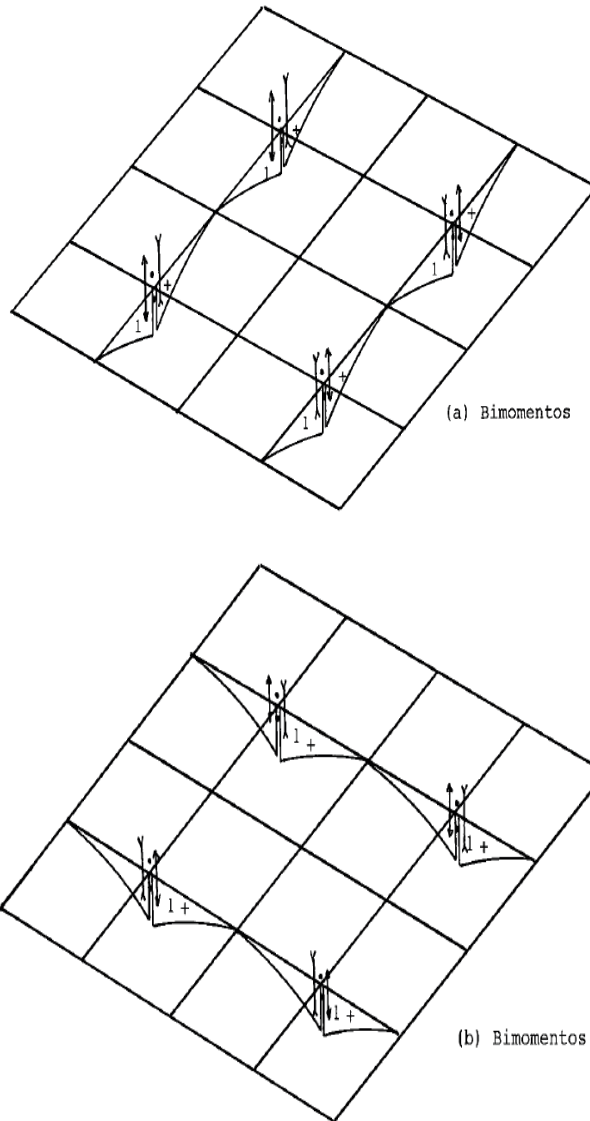


Figura 8 – Aplicação do hiperestático X5 de bimomentos aplicados nos pontos 1,3,7 e 9 em forma de cruz.

Após a obtenção dos gráficos de carregamento externo e dos hiperestáticos unitários obteve-se a matriz de flexibilidade para a determinação das incógnitas dos hiperestáticos. As determinações podem ser obtidas resolvendo-se o seguinte sistema de equações lineares.

$$\begin{aligned}
f_{10} + f_{11} \cdot X_1 + f_{12} \cdot X_2 + f_{13} \cdot X_3 + f_{14} \cdot X_4 + f_{15} \cdot X_5 &= 0 \\
f_{20} + f_{21} \cdot X_1 + f_{22} \cdot X_2 + f_{23} \cdot X_3 + f_{24} \cdot X_4 + f_{25} \cdot X_5 &= 0 \\
f_{30} + f_{31} \cdot X_1 + f_{32} \cdot X_2 + f_{33} \cdot X_3 + f_{34} \cdot X_4 + f_{35} \cdot X_5 &= 0 \\
f_{40} + f_{41} \cdot X_1 + f_{42} \cdot X_2 + f_{43} \cdot X_3 + f_{44} \cdot X_4 + f_{45} \cdot X_5 &= 0 \\
f_{50} + f_{51} \cdot X_1 + f_{52} \cdot X_2 + f_{53} \cdot X_3 + f_{54} \cdot X_4 + f_{55} \cdot X_5 &= 0
\end{aligned} \tag{2}$$

Os coeficientes da matriz de flexibilidade são obtidos utilizando as tabelas de Kollbrunner-Hajdin (1972), que determinam de forma precisa o cálculo desses coeficientes. Assim, obtiveram-se os seguintes valores:

$$f_{10} = -\frac{23}{6} \cdot \frac{I_\omega}{I_y} \cdot p \cdot L \tag{3}$$

$$f_{11} = \frac{32}{3} \cdot \frac{I_\omega}{I_y} \cdot L^3 \tag{4}$$

$$f_{12} = -6 \cdot \frac{I_\omega}{I_y} \cdot L^2 \tag{5}$$

$$f_{13} = 4 \cdot \frac{I_\omega}{I_y} \cdot L^2 \tag{6}$$

$$f_{14} = f_{15} = 0 \tag{7}$$

$$f_{20} = \frac{44}{3} \cdot \frac{I_\omega}{I_y} \cdot p \cdot L^3 \tag{8}$$

$$f_{21} = f_{12} = -6 \cdot \frac{I_\omega}{I_y} \cdot L^2 \tag{9}$$

$$f_{22} = \frac{8}{(kL^2)} \cdot T \cdot T \cdot L^3 + \frac{I_\omega}{I_y} \cdot 8 \cdot L \quad (10)$$

$$f_{23} = \frac{8}{(kL^2)} \cdot T \cdot T \cdot L^3 \quad (11)$$

$$f_{24} = f_{25} = 0 \quad (12)$$

$$f_{30} = \frac{22}{3} \cdot \frac{I_\omega}{I_y} \cdot p \cdot L^3 \quad (13)$$

$$f_{31} = f_{13} = 4 \cdot \frac{I_\omega}{I_y} \cdot L^2 \quad (14)$$

$$f_{32} = f_{23} = \frac{8}{(kL^2)} \cdot T \cdot T \cdot L^3 \quad (15)$$

$$f_{33} = \frac{16}{(kB^2)} \cdot L^3 + 4 \cdot \frac{I_\omega}{I_y} \cdot L, \text{ onde } B = 2L \quad (16)$$

$$f_{34} = f_{35} = 0 \quad (17)$$

$$f_{40} = \frac{8}{(kL)^2} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{\cosh(kL) - 1}{kL \cdot \sinh(kL)} - 1 \right) \cdot m_D \cdot L^3 \cdot M\omega^2 \quad (18)$$

$$f_{41} = f_{42} = f_{43} = 0 \quad (19)$$

$$f_{44} = \frac{8}{kL} \cdot \left(\frac{1}{\tanh(kL)} - \frac{1}{kL} \right) \cdot L \cdot M\omega^2 \quad (20)$$

$$f_{45} = \frac{8}{kL} \cdot \left(\frac{1}{kL} - \frac{1}{\sinh(kL)} \right) \cdot L \cdot M\omega^2 \quad (21)$$

$$f_{50} = \frac{16}{(kL)^2} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{\cosh(kL) - 1}{kL \cdot \sinh(kL)} - 1 \right) \cdot m_D \cdot L^3 \cdot M\omega^2 \quad (22)$$

$$f_{51} = f_{52} = f_{53} = 0 \quad (23)$$

$$f_{54} = f_{45} = \frac{8}{kL} \cdot \left(\frac{1}{kL} - \frac{1}{\sinh(kL)} \right) \cdot L \cdot M\omega^2 \quad (24)$$

$$f_{55} = \frac{16}{kL} \cdot \left(\frac{1}{\tanh(kL)} - \frac{1}{kL} \right) \cdot L \cdot M\omega^2 \quad (25)$$

O cálculo dos coeficientes da matriz de flexibilidade compreende grandezas como comprimento característico inverso (k), comprimento entre vigas que compõem a grelha (L), bimomento proveniente do momento torçor aplicado (mD), momento torçor unitário aplicado (T), carregamento bidimensional aplicado sobre a laje (p), momento de inércia setorial (I_ω) e momento de inércia de flexão com relação ao eixo y (IY).

Os bimotores despertados nos pontos nodais da grelha são provenientes da excentricidade do carregamento sobre a laje que faz com que a parte lateral direita da viga seja mais solicitada que a outra parte lateral esquerda, havendo uma desigualdade de carregamento. Isto gera momentos torçores aplicados solicitantes, que geram bimotores nos pontos nodais.

O momento fletor e bimomento atuante nas interseções entre as vigas foram obtidos somando-se as parcelas de carregamento externo e a parcela proveniente dos hiperestáticos unitários aplicados sobre a grelha. Para cada interseção entre as vigas existem quatro locais específicos para determinação das tensões de flexão e de bimomento, os quais foram calculadas na seção superior, seção imediatamente à esquerda, seção imediatamente à direita e seção abaixo das interseções em planta entre as vigas do esquema estrutural. Dessa forma o momento fletor foi obtido conforme equação (26).

$$M_f = M_0 + \overline{M}_1 \cdot X_1 + \overline{M}_2 \cdot X_2 + \overline{M}_3 \cdot X_3 + \overline{M}_4 \cdot X_4 + \overline{M}_5 \cdot X_5 \quad (26)$$

O coeficiente M_0 é proveniente do carregamento externo atuante, os coeficientes \overline{M}_1 , \overline{M}_2 , \overline{M}_3 , \overline{M}_4 e \overline{M}_5 , são obtidos a partir dos gráficos dos hiperestáticos unitários, e a solução da matriz de flexibilidade utilizando as tabelas de Kollbrunner-Hajdin(1972) fornece o valor dos hiperestáticos X_1 , X_2 , X_3 , X_4 e X_5 .

As maiores tensões de flexão foram obtidas calculando-se os momentos fletores na base dos perfis. As tensões no topo e na base dos perfis foram calculadas onde ocorre interseção entre as vigas que compõem a grelha.

$$\sigma_f = \frac{M_f}{I_y} \cdot y \quad (27)$$

Obtém-se o bimomento somando-se a parcela de carregamento real com as parcelas de carregamento virtual oriundas dos hiperestáticos adotados.

$$M_\omega = M_{\omega_0} + \overline{M_{\omega_1}} \cdot X_1 + \overline{M_{\omega_2}} \cdot X_2 + \overline{M_{\omega_3}} \cdot X_3 + \overline{M_{\omega_4}} \cdot X_4 + \overline{M_{\omega_5}} \cdot X_5 \quad (28)$$

O carregamento real M_{ω_0} foi obtido através das tabelas de solicitações em hastes delgadas biapoiadas de Kollbrunner-Hajdin (1972) sendo:

$$M_{\omega_0} = \frac{1}{k^2} \cdot \left(1 - \frac{\sinh(kx) + \sinh(k(L-x))}{\sinh(kl)} \right) \quad (29)$$

onde:

l = distância entre os apoios localizados nas extremidades das vigas;

k = comprimento característico inverso;

L = distância entre vigas.

A tensão de bimomento é obtida com base nas características geométricas dos perfis adotados.

$$\sigma_\omega = \frac{M_\omega}{I_\omega} \cdot \omega \quad (30)$$

onde:

M_ω = Integral envolvendo tensões normais devidas ao bimomento;

I_ω = Momento setorial de inércia;

ω = Área setorial.

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Tomando como base os perfis VS 200 x 19 , VS 300 X 38, VS 400 X 44, VS 500 X 97, VS 600 X 152, VS 700 X 166, VS 800 X 160, VS 900 X 191, VS 1000 X 217 e, ressaltando que todos se enquadram na categoria de hastes delgadas, os seguintes resultados foram obtidos, utilizando-se um comprimento de célula de 3 metros e um carregamento externo bidimensional $p = 1 \text{ kN/m}^2$. Para cada ponto de interseção entre vigas foram calculadas as tensões nas seções à esquerda ($\sigma_{r,e}$), à direita ($\sigma_{r,d}$), superior ($\sigma_{r,s}$) e inferior ($\sigma_{r,i}$).

Ao todo foram analisados nove pontos. Determinaram-se as tensões de flexão em 36 seções diferentes. Os valores das tensões de flexão obtidos estão representados em $\text{kN/m}^2 \times 10^3$ na Figura 9 e as tensões de bimomento são mostradas na Figura 10 em kN/m^2 .

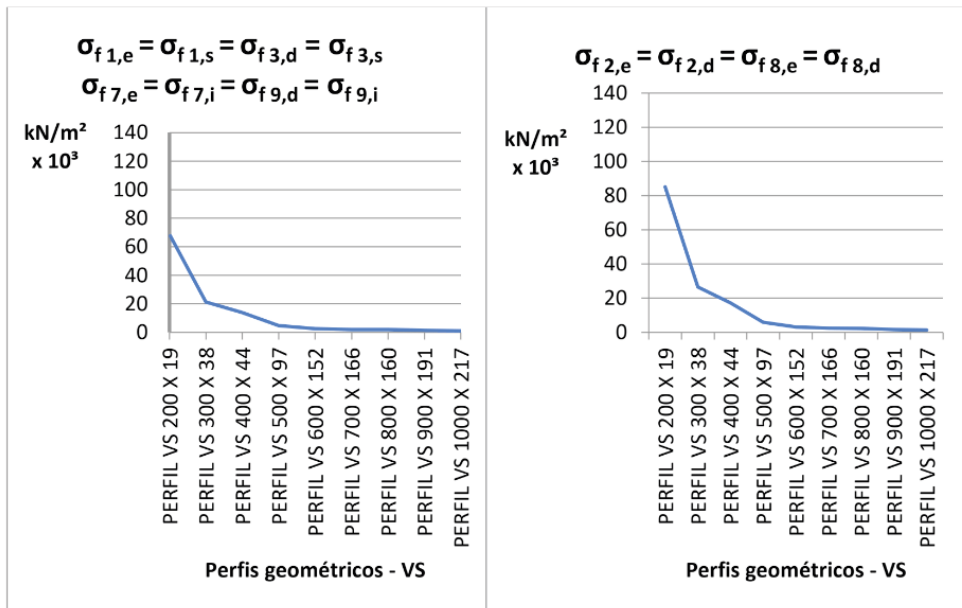


Figura 9 - Tensões devidas ao momento de flexão nos pontos 1, 2, 3, 7, 8 e 9.

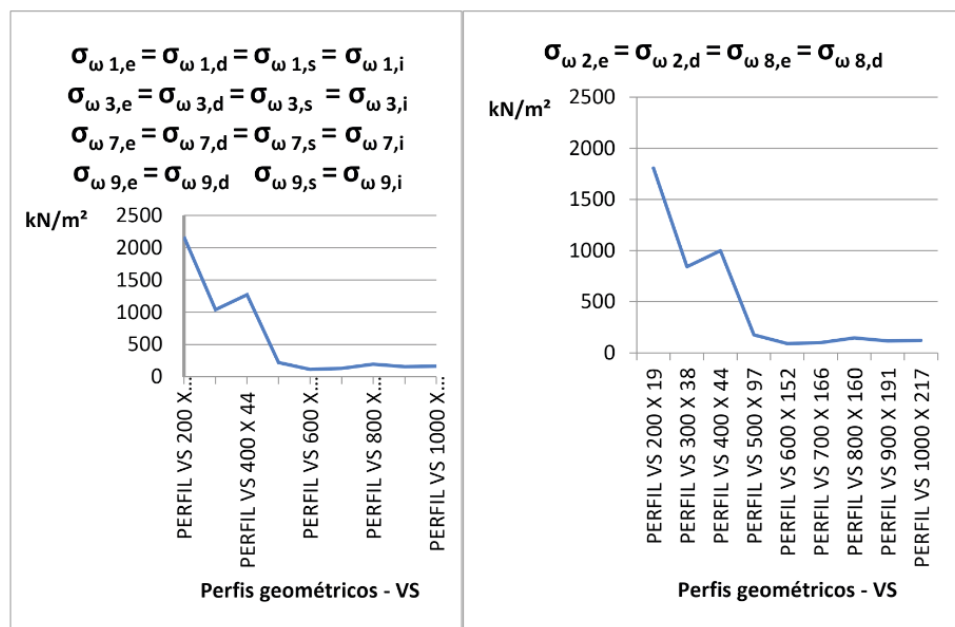


Figura 10 - Tensões de bimomentos nos pontos 1, 2, 3, 7, 8 e 9.

O gráfico do bimomento apresenta uma variação com relação ao gráfico das tensões de flexão, já que entre os perfis VS 300 X 38 e VS 400 X 44 ocorre uma linha ascendente devido ao aumento do comprimento característico inverso (k), que ocorre entre essas duas

seções. O comprimento característico inverso tem uma influência maior nos resultados gerados para bimomento do que para os valores obtidos com relação à tensão de flexão, pois causa uma variação maior no valor dos hiperestáticos X_4 e X_5 que influenciam de forma direta nos cálculos do bimomento.

Após a obtenção dos valores das tensões de flexão e bimomento foi analisado o percentual entre as tensões obtidas, para se observar qual a relação entre as tensões, variando-se os perfis e mantendo-se as características iniciais adotadas. Os gráficos obtidos nas relações de tensões apresentam formato semelhante ao gráfico do bimomento.

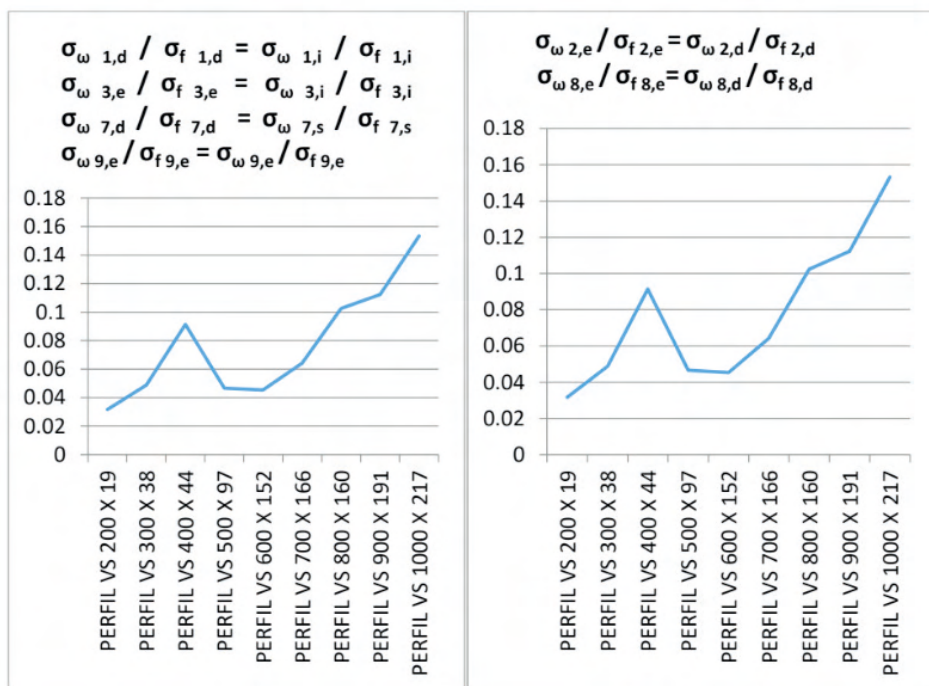


Figura 11 - Comparação entre tensões de flexão e tensões de bimotoes nos pontos 1,2,3,7,8 e 9.

Os gráficos mostram a comparação entre tensões de flexão e tensões devidas ao bimomento e apresentam configurações semelhantes aos gráficos das tensões de bimotoes. O aumento do comprimento característico inverso entre os perfis VS 300 X 38 e VS 400 X 44 causa um aumento significativo dos valores na comparação entre as tensões citadas. A maior influência da tensão de bimomento aparece para o perfil VS 1000 X 217, que representa 15,3% do valor da tensão de flexão. Esse resultado mostra que o bimomento considerado, exclusivamente para hastes delgadas, é representativo e exerce grande influência no sistema estrutural de grelhas hiperestáticas.

CONCLUSÕES

O método da flexibilidade adotado permitiu calcular as tensões de flexão e devidas ao bimomento de forma coerente e precisa. Além disso, trata-se de um método clássico de resolução de estruturas hiperestáticas na qual são calculadas desde estruturas mais simples até as estruturas mais complexas. O trabalho empresta uma originalidade e aborda um tema inovador, pois contempla um assunto pouco estudado até o momento e com uma bibliografia muito restrita.

As propriedades geométricas e setoriais dos perfis são predominantes para a redução das tensões calculadas, pois à medida que o perfil aumenta sua altura e suas espessuras, o comprimento característico inverso diminui e, conseqüentemente, as tensões atuantes diminuem progressivamente.

Os gráficos obtidos permitiram a análise do comportamento das tensões de flexão e de bimomento nas interseções entre as vigas que compõem a grelha e, além disso, foi realizada uma comparação relacionando os valores entre essas tensões. A importância do bimomento no estudo das hastes de paredes delgadas é essencial, pois, em alguns pontos da grelha, representa mais de 15,3% da tensão de flexão atuante na seção. Os gráficos observados mostram que, após determinado emprego do perfil no conjunto escolhido, se diminui muito pouco a variação das tensões tanto para flexão quanto para bimotoes e, numa possível aplicabilidade desse perfil mais espesso, se poderia torná-lo inviável economicamente, pois seria gasto mais material na fabricação uma vez que a variação de tensões encontradas no gráfico foi irrisória. A parcela do bimomento se tornaria importante da mesma forma para outros sistemas estruturais como vigas balcão, estruturas de pontes rolantes ou vigas contínuas em hastes delgadas sujeitas a grandes momentos torçores.

REFERÊNCIAS

- [1] ALVES, V. R. - **Análise de perfis enrijecidos em hastes de paredes delgadas de aços formados a frio**, Tese de Doutorado, Universidade Federal Fluminense, Niterói, Rio de Janeiro, 2008.
- [2] ILG, I., **Vigas contínuas em Hastes de Paredes Delgadas**, Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1983.
- [3] KOLLBRUNNER, C. F. e KRAJCINOVIC, D. - **Matrix Analysis of Thin-Walled Structures**, Institute for Engineering Research, Verlag/ Leemann/ Zurich, 1969.
- [4] KOLLBRUNNER, C. F. e HAJDIN, N. - **DÜNNWANDIGE STÄBEBAND 1**, Springer-Verlag, Berlin/ Heidelberg/New York, 1972.
- [5] MEGSON, T. H. G., **Linear Analysis of Thin Walled Elastic Structures**, Surrey University Press, U.S.A, 1974.
- [6] ZBIROHWSKI-KOSCIA, K., **Thin Walled Beams**, Crosby Lockwood & Son Ltd., London, 1967.

CAPÍTULO 3

ANÁLISE DE SÓLIDOS INELÁSTICOS SOB DEFORMAÇÃO FINITA USANDO ELEMENTOS BIARTICULADOS 2D E 3D

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 08/09/2021

William Taylor Matias Silva

Universidade de Brasília, Faculdade de
Tecnologia
Brasília - DF
<http://lattes.cnpq.br/3850624538330903>

Sebastião Simão da Silva

Instituto Federal de Ciência, Educação e
Tecnologia da Paraíba, Curso de Bacharelado
em Engenharia Civil
Cajazeiras – PB
<http://lattes.cnpq.br/6023548428079039>

RESUMO: Neste capítulo apresenta-se uma descrição Lagrangiana Total para analisar sólidos inelásticos sob deformação finita. Discretiza-se estes sólidos com elementos de treliça 2D e 3D com o intuito de obter analiticamente o vetor de forças internas e a matriz de rigidez tangente. Assume-se um modelo constitutivo hiperplástico para o estado uniaxial de tensão-deformação, utilizando a tensão de Kirchhoff e a deformação logarítmica, que formam um par energeticamente conjugado. Para descrever as deformações plásticas finitas utiliza-se a hipótese da decomposição multiplicativa do estiramento uniaxial do elemento de treliça. Por fim, apresentam-se algumas simulações numéricas de sólidos discretizados com elementos de treliça 2D e 3D.

PALAVRAS - CHAVE: Formulação lagrangeana

total; Deformações elastoplásticas finitas; Elementos de barra biarticulados.

ANALYSIS OF INELASTIC SOLIDS UNDER FINITE DEFORMATION USING 2D AND 3D BAR ELEMENTS

ABSTRACT: In this chapter a Total Lagrangian description is presented to analyze inelastic solids under finite deformation. These solids are discretized with 2D and 3D truss elements in order analytically to obtain the internal force vector and the tangent stiffness matrix. A hyperplastic constitutive model for the uniaxial stress-strain state is assumed, using Kirchhoff stress and logarithmic strain, which form an energetically conjugated pair. To describe the finite plastic deformations, the hypothesis of multiplicative decomposition of the uniaxial stretch of the truss element is used. Finally, some numerical simulations of solids discretized with 2D and 3D truss elements are presented.

KEYWORDS: Total langrangian formulation; Elastoplastic strains finite; Biarticulated bar elements.

1 | INTRODUÇÃO

Citar as inúmeras contribuições científicas das últimas décadas dedicadas ao estudo e desenvolvimento do método dos elementos finitos aplicado na análise não-linear da mecânica dos sólidos seria uma tarefa hercúlea, porém deste fato, salta à vista, a importância e a relevância conquistada pela mecânica computacional em diversos setores

de tecnologia de ponta desenvolvidas pelo homem na atualidade. Nas mais diversas áreas da engenharia a simulação numérica tornou-se imprescindível tanto em nível de pesquisa básica quanto em nível de pesquisa aplicada. Desta maneira, para o avanço da ciência, compreender e simular os fenômenos não-lineares tornou-se um grande desafio para os pesquisadores. Na área dos métodos numéricos aplicados a engenharia, por exemplo, recomenda-se a leitura das seguintes referências: Crisfield (1991), Crisfield (1997), Simo e Hughes (1998), Kojić e Bathe (2005), Bonet *et al.* (2016), Neto *et al.* (2008), Krenk (2009), Voyiadjis e Woelke (2010) e Hashiguchi e Yamakawa (2013). Decorre, daí, a necessidade de difundir os conceitos básicos e fundamentais da análise não linear através do método dos elementos finitos. Imbuído deste espírito, o trabalho, aqui apresentado, sem maiores pretensões teóricas, tem como objetivo apresentar uma análise teórica e numérica de sólidos elastoplásticos sob deformação finita discretizados com elementos de barra biarticulados 2D ou 3D. Propõe-se utilizar elementos de barra biarticulados por sua simplicidade teórica, o que permite descrever, facilmente, a cinemática do movimento do elemento e obter o vetor de forças internas e a matriz de rigidez tangente analiticamente, que são elementos fundamentais para uma análise não linear em mecânica dos sólidos. Para simular deformações elásticas finitas, assume-se um modelo constitutivo hiperplástico para o estado uniaxial de tensão-deformação, utilizando a tensão de Kirchhoff e a deformação logarítmica, que formam um par energeticamente conjugado. Para descrever as deformações plásticas finitas utiliza-se a hipótese da decomposição multiplicativa do estiramento uniaxial. Por fim, apresentam-se algumas simulações numéricas de sólidos 2D e 3D discretizados com elementos de treliça 2D e 3D, respectivamente.

2 | DESCRIÇÃO CINEMÁTICA DO ELEMENTO BIARTICULADO 3D

Para expressar as variáveis cinemáticas na configuração *indeformada*, definida no instante $t = 0$, utilizam-se as coordenadas materiais (X_1, X_2, X_3) , enquanto que, na configuração *deformada*, definida no instante t , usam-se as coordenadas espaciais (x_1, x_2, x_3) conforme mostra-se na Figura 1.

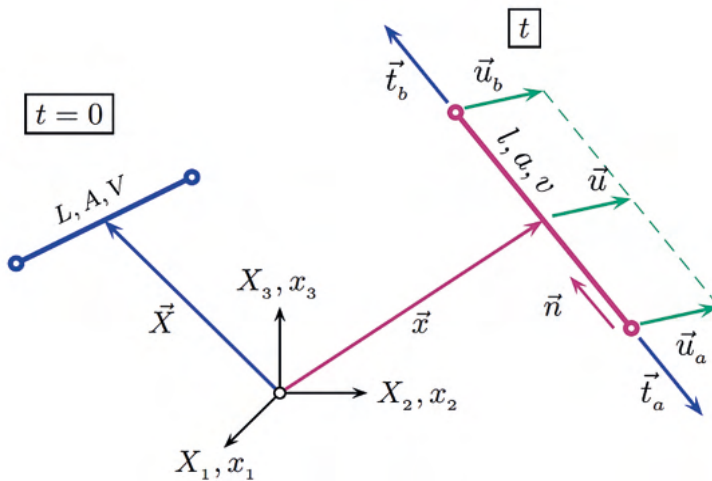
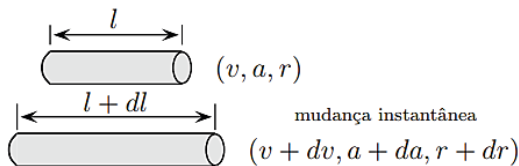


Figura 1: Movimento do elemento biarticulado 3D.

No instante $t = 0$, o comprimento do elemento, a área da seção transversal e seu volume são dados por L , A e V , respectivamente. Após o elemento sofrer grandes translações, grandes rotações e deformações finitas ele ocupa a configuração deformada no instante t . Neste instante, o comprimento do elemento, a área da seção transversal e o volume são dados por l , a e v , respectivamente. O comprimento e a direção do elemento no instante t são expressos, em função das coordenadas \vec{x}_a e \vec{x}_b , como $l = \sqrt{(\vec{x}_b - \vec{x}_a) \cdot (\vec{x}_b - \vec{x}_a)}$ e $\vec{n} = \frac{1}{l}(\vec{x}_b - \vec{x}_a)$, respectivamente. Ainda no instante t , \vec{u}_a e \vec{u}_b representam deslocamentos incrementais das extremidades do elemento a partir deste instante. Observe que estes deslocamentos não são os deslocamentos entre as configurações *indeformada* e *deformada*. Sob a hipótese de que o elemento sofre deformações uniformes, pode-se definir uma medida de deformação a partir do estiramento expresso por $\lambda = \frac{l}{L}$. Por outro lado, a relação entre os volumes do elemento, entre os instantes $t = 0$ e t , é escrita como $J = \frac{v}{V}$. Se o elemento alonga de λ a partir do comprimento atual l , a deformação instantânea é definida como $d\varepsilon = \frac{dl}{l}$. Integrando esta deformação instantânea ao longo do elemento entre os instantes $t = 0$ e t , pode-se definir a deformação logarítmica como $\varepsilon = \ln \lambda = \ln \int_L^l \frac{dl}{l}$. Considerando que as deformações normais ao eixo do elemento biarticulado sejam iguais em todas as direções, que é o caso de materiais isotrópicos, deduz-se que $J = \lambda^{(1-2\nu)}$ ou $v = V \left(\frac{l}{L}\right)^{(1-2\nu)}$. A demonstração desta expressão se encontra detalhada no Quadro 1.



volume atual	$v = al$
área atual	$a = \pi r^2$
deformação axial instantânea	$d\epsilon = \frac{dl}{l}$
deformação radial instantânea	$d\epsilon_r = \frac{dr}{r} = -\nu \frac{dl}{l}$
mudança de volume instantânea	$dv = adl + lda$
em que	$da = 2\pi r dr = 2a \frac{dr}{r} = -2a\nu \frac{dl}{l}$
desta maneira	$dv = adl - 2a\nu dl = (1 - 2\nu)adl$
ou	$\frac{dv}{v} = (1 - 2\nu) \frac{dl}{l}$
assumindo o coeficiente de Poisson constante durante a deformação	
integrando, obtém-se que	$\int_V \frac{dv}{v} = (1 - 2\nu) \int_L \frac{dl}{l}$
	$\ln \frac{v}{V} = (1 - 2\nu) \ln \frac{l}{L}$
ou	$J = \frac{v}{V} = \left(\frac{l}{L}\right)^{(1-2\nu)} = \lambda^{(1-2\nu)}$

Quadro 1: Relação entre os volumes inicial e atual.

2.1 Linearização das variáveis cinemáticas

Para obter a matriz de rigidez tangente utilizada na solução de um sistema de equações de equilíbrio não-lineares é necessário linearizar as variáveis cinemáticas do elemento biarticulado. A linearização das variáveis cinemáticas será obtida através da derivada direcional em relação aos deslocamentos incrementais das extremidades do elemento definidos a partir da configuração *deformada*. A derivada direcional do vetor $l\vec{n} = \vec{x}_b - \vec{x}_a$, é dada por:

$$D(\vec{x}_b - \vec{x}_a)[\vec{u}] = \left. \frac{d}{d\epsilon} \right|_{\epsilon=0} (\vec{x}_b + \epsilon\vec{u}_b - \vec{x}_a - \epsilon\vec{u}_a) = (\vec{u}_b - \vec{u}_a) \quad (1)$$

A derivada direcional do comprimento atual do elemento pode ser obtida mais facilmente notando que $Dl^2(\vec{x})[\vec{u}] = 2lDl(\vec{x})[\vec{u}]$, conseqüentemente, $Dl(\vec{x})[\vec{u}] = \frac{1}{2l}Dl^2(\vec{x})[\vec{u}]$. A derivada direcional de J é dada por:

$$\begin{aligned}
 Dl^2(\vec{x})[\vec{u}] &= \left. \frac{d}{d\epsilon} \right|_{\epsilon=0} \{(\vec{x}_b + \epsilon\vec{u}_b - \vec{x}_a - \epsilon\vec{u}_a) \cdot (\vec{x}_b + \epsilon\vec{u}_b - \vec{x}_a - \epsilon\vec{u}_a)\} \\
 &= 2(\vec{x}_b - \vec{x}_a) \cdot (\vec{u}_b - \vec{u}_a) = 2l\vec{n}(\vec{u}_b - \vec{u}_a)
 \end{aligned} \tag{2}$$

a partir da qual obtém-se que:

$$Dl(\vec{x})[\vec{u}] = \vec{n} \cdot (\vec{u}_b - \vec{u}_a) \tag{3}$$

De maneira similar, será útil para derivações futuras, a seguinte relação:

$$Dl^{-1}(\vec{x})[\vec{u}] = -l^{-2}Dl(\vec{x})[\vec{u}] = -l^{-2}\vec{n} \cdot (\vec{u}_b - \vec{u}_a) \tag{4}$$

Por último, a derivada direcional da deformação logarítmica, $\epsilon = \ln l = \left(\frac{l}{l_0}\right)$, é dada pela seguinte expressão:

$$D\epsilon(\vec{x})[\vec{u}] = D(\ln l(\vec{x}) - \ln L)[\vec{u}] = \frac{1}{l}Dl(\vec{x})[\vec{u}] = \frac{1}{l}\vec{n} \cdot (\vec{u}_b - \vec{u}_a) \tag{5}$$

3 I FORÇAS INTERNAS E MODELO CONSTITUTIVO HIPERELÁSTICO

Conforme mostra-se na Figura 2, as forças internas \vec{t}_a e \vec{t}_b são facilmente determinadas em função da tensão verdadeira de Cauchy σ , da área da seção transversal a e da direção \vec{n} do elemento biarticulado. Portanto, escrevem-se estas forças como $\vec{t}_a = -\sigma a \vec{n}$ e $\vec{t}_b = \sigma a \vec{n}$ e conseqüentemente, a força axial pode ser escrita como $t = |\vec{t}_a| = |\vec{t}_b| = \sigma a$. Como se está admitindo que o elemento biarticulado possa sofrer deformações finitas é necessário definir um modelo constitutivo hiperplástico. Neste caso, admite-se a existência da energia de deformação, ψ , por unidade de volume inicial, V , quando o elemento biarticulado desloca-se da configuração *indeformada* para a configuração *deformada*. Em qualquer instante t a força axial $t(l)$ atuante no elemento depende do comprimento l . Se o elemento se alonga de uma pequena quantidade dl , então o trabalho interno é dado por $t(l)dl$ e o trabalho total por unidade de volume inicial é escrito como:

$$\psi = \frac{1}{V} \int_L^l t(l)dl = \int_L^l \frac{\sigma a}{V} dl \tag{6}$$

Levando em conta que $v = al$ e a deformação instantânea, $d\epsilon = \frac{dl}{l}$, a expressão da energia interna pode ser reescrita como:

$$\psi = \int_L^l \frac{\sigma a}{V} dl = \int_L^l \frac{v}{V} \sigma \frac{dl}{l} = \int_L^l J \sigma d\epsilon = \int_L^l \tau d\epsilon; \quad \tau = J\sigma \tag{7}$$

em que τ é denominada tensão de Kirchhoff. Nota-se que esta tensão é energeticamente conjugada com a deformação instantânea porque define a quantidade de energia de deformação armazenada no elemento por unidade de volume inicial através do trabalho $\tau \times \epsilon$. Assume-se que o módulo de Young E é dado pelo gradiente da tensão de

Kirchhoff t em relação a deformação logarítmica ε , isto é, $E = \frac{d\tau}{d\varepsilon}$ ou $d\tau = E d\varepsilon$, e que E seja constante. Portanto, pode-se escrever que:

$$\int_0^\tau d\tau = \int_L^l \frac{dl}{L}; \quad \tau = E \ln \lambda \quad (8)$$

Note que novamente a deformação logarítmica, $\ln \lambda$, surge naturalmente como integral da deformação instantânea $d\varepsilon$. Substituindo a equação (8) na equação (7) obtém-se a energia de deformação por unidade de volume inicial como:

$$\psi = E \int_L^l \ln \left(\frac{l}{L} \right) \frac{dl}{l} = \frac{1}{2} E (\ln \lambda)^2 \Rightarrow \tau = \frac{d\psi}{d(\ln \lambda)} \quad (9)$$

Frequentemente, a equação (9) é utilizada para definir materiais hiperplásticos. Se o material for incompressível, $\nu = \frac{1}{2}$ e $J = 1$, chega-se a relação $\sigma = E \ln \lambda$. Por fim, utilizando as relações $\nu = \frac{1}{2}$, $J = \frac{V}{V_0}$, $\sigma = \frac{1}{J} \tau$ e $\tau = E \ln \lambda$, as forças internas podem ser reescritas como:

$$\vec{t}_b = \frac{1}{J} \tau a \vec{n} = \frac{V}{V_0} \tau \frac{V}{l} \vec{n} = \frac{VE}{l} \ln \lambda \vec{n} = \lambda^{-1} E A \ln \lambda \vec{n}; \quad \vec{t}_a = -\vec{t}_b \quad (10)$$

4 | MATRIZ DE RIGIDEZ TANGENTE

A matriz de rigidez tangente do elemento biarticulado é obtida através da derivada direcional do vetor de forças internas em relação a posição atual \vec{x} na direção dos deslocamentos incrementais das extremidades do elemento, isto é, $D\vec{t}^{(e)}(\vec{x}^{(e)})[\vec{u}^{(e)}] = [K]_T^{(e)} \vec{u}^{(e)}$. Partindo das forças internas atuantes em uma das extremidades do elemento e a deformação axial do mesmo, que são expressos por $\vec{t}_b = \tau \frac{V}{l} \vec{n}$ e $\varepsilon = \ln \left(\frac{l}{L} \right)$, respectivamente, e além disso, utilizando as equações (1), (3), (4) e (5), após o desenvolvimento algébrico, obtém-se a matriz de rigidez tangente que se escreve como:

$$D\vec{t}_b(\vec{x})[\vec{u}] = \left(\frac{d\tau}{d\varepsilon} \frac{V}{l^2} - \frac{2\tau V}{l^2} \right) [\vec{n} \otimes \vec{n}]_{3 \times 3} (\vec{u}_b - \vec{u}_a) + \frac{\tau V}{l^2} [I]_{3 \times 3} (\vec{u}_b - \vec{u}_a) \quad (11)$$

$$D\vec{t}_b(\vec{x})[\vec{u}] = \left(\frac{d\tau}{d\varepsilon} \frac{V a}{l} - \frac{2\sigma a}{l} \right) [\vec{n} \otimes \vec{n}]_{3 \times 3} (\vec{u}_b - \vec{u}_a) + \frac{\sigma a}{l} [I]_{3 \times 3} (\vec{u}_b - \vec{u}_a)$$

Observe que a expressão da equação (11a) está escrita em função da tensão de Kirchhoff, enquanto que a expressão da equação (11b) está escrita em função da tensão verdadeira de Cauchy. Lembrando que $D\vec{t}_a(\vec{x})[\vec{u}] = -D\vec{t}_b(\vec{x})[\vec{u}]$ e após um rearranjo em forma matricial dos termos da equação (11), chega-se a:

$$D\vec{t}^{(e)}(\vec{x}^{(e)})[\vec{u}^{(e)}] = [K]_T^{(e)} \vec{u}^{(e)} = \begin{bmatrix} K_{aa} & K_{ab} \\ K_{ba} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \vec{u}_a \\ \vec{u}_b \end{Bmatrix} \quad (12)$$

em que $[K]_{aa} = [K]_{bb} = k [\vec{n} \otimes \vec{n}]_{3 \times 3} + \frac{t}{l} [I]_{3 \times 3}$, $[K]_{ab} = [K]_{ba} = -[K]_{bb}$, k é o coeficiente de rigidez do elemento biarticulado e, $t = \sigma a$, é a força axial atuante no elemento. O

coeficiente de rigidez k requer o cálculo do módulo elástico tangente, que neste trabalho assume-se um valor constante dado por $\frac{d\tau}{d\varepsilon} = E$. Portanto, pode-se escrever a seguinte expressão para o coeficiente de rigidez k :

$$k = \left(\frac{d\tau}{d\varepsilon} \frac{V a}{v l} - \frac{2t}{l} \right) = \left(\frac{V E a}{v l} - \frac{2t}{l} \right) = \frac{V}{l^2} (E - 2\tau) = \lambda^{-1} \frac{A}{l} (E - 2\tau) \quad (13)$$

5 I COMPORTAMENTO ELASTOPLÁSTICO

Nesta seção, estende-se a formulação anterior para incluir as deformações permanentes no elemento biarticulado. Admite-se que o material do elemento apresenta um comportamento elastoplástico com endurecimento isotrópico. Para maiores detalhes consultar o capítulo 1 da referência Simo e Hughes (1998). Neste trabalho discute-se com mais detalhes a decomposição multiplicativa do estiramento do elemento para simular deformações plásticas finitas e sua implementação computacional. No Quadro 2 detalha-se os principais conceitos da teoria da plasticidade para o estado unidimensional de tensão e com deformações infinitesimais.

i. Relação tensão-deformação

$$\tau = E(\varepsilon - \varepsilon_p)$$

ii. Regra de fluxo plástico e lei de endurecimento isotrópico

$$\dot{\varepsilon}_p = \gamma \text{sign}(\tau)$$

$$\dot{\alpha} = \gamma$$

iii. Critério de escoamento

$$f(\tau, \alpha) = |\tau| - (\tau_Y + H\alpha) \leq 0.$$

iv. Condições de complementariedade de Kuhn-Tucker

$$\gamma \geq 0, \quad f(\tau, \alpha) \leq 0, \quad \gamma f(\tau, \alpha) = 0$$

v. Condição de consistência

$$\gamma \dot{f}(\tau, \alpha) = 0 \quad (\text{se } f(\tau, \alpha) = 0)$$

Quadro 2: Teoria da plasticidade. Estado unidimensional de tensão.

5.1 Decomposição multiplicativa do estiramento

Suponha que no instante atual t a tensão de Kirchhoff no elemento biarticulado tenha ultrapassado o limite de escoamento do material t_y . Neste instante o estiramento do elemento é dado por $\lambda = \frac{l}{L}$. Agora, admita-se que a força axial atuante no elemento seja retirada, portanto, uma parte da deformação será recuperada elasticamente enquanto que a outra parte será permanente no elemento, cujo comprimento será dado por l_p . De acordo com a Figura 2, define-se como estiramento elástico a relação $\lambda_e = \frac{l}{l_p}$. Por fim, adota-se uma decomposição multiplicativa do estiramento da barra em uma parte elástica e em uma parte plástica, tal que, $\lambda = \lambda_e \lambda_p$.

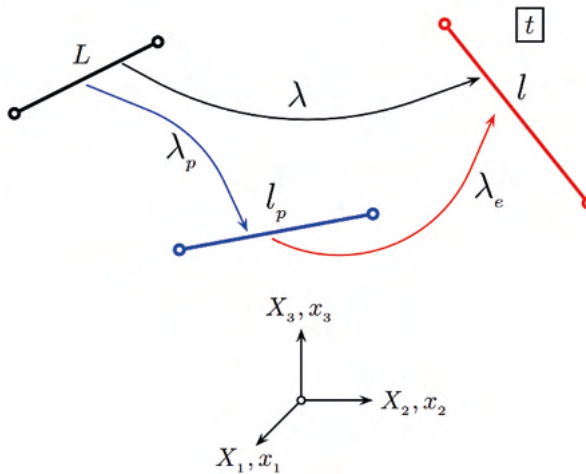


Figura 2: Decomposição multiplicativa do estiramento do elemento biarticulado.

Como já foi dito, a configuração descarregada tem um comprimento l_p , que pode ser vista como uma nova configuração a partir da qual o elemento é estirado elasticamente até a configuração atual, definida pela coordenada \vec{x} e com comprimento l . Este estado referência alternativo, é denominado de configuração *inelástica* ou *plástica*. Ao aplicar a função logarítmica no estiramento λ atual da barra, surge naturalmente uma decomposição aditiva entre as componentes elástica e plástica da deformação logarítmica, que se expressa como:

$$\begin{cases} \ln \lambda = \ln(\lambda_e \lambda_p) = \ln \lambda_e + \ln \lambda_p \\ \varepsilon = \ln \lambda; \quad \varepsilon_e = \ln \lambda_e; \quad \varepsilon_p = \ln \lambda_p \\ \varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \end{cases} \quad (14)$$

Observe que a última expressão da equação (14) corresponde à decomposição aditiva empregada na teoria de deformações plásticas infinitesimais, conforme descrita no Quadro 2. Neste trabalho, adota-se um esquema de integração implícito para integrar

o modelo de plasticidade finita. Portanto, torna-se necessário a definição das variáveis cinemáticas em pontos discretos do domínio no tempo, isto é, levar em conta o incremento destas variáveis ao longo do tempo. Portanto, de acordo com a Figura 3, considera-se um passo de tempo Δt durante o qual a barra se move da posição x_n no instante t para a posição x_{n+1} no instante $t + \Delta t$. Os comprimentos da barra nos instantes t e $t + \Delta t$ são l_n e l_{n+1} , respectivamente. A cada incremento de tempo, isto é, entre os instantes t e $t + \Delta t$ podem ser definidas as configurações descarregadas da barra, que são definidas por $l_{p,n}$ e $l_{p,n+1}$, respectivamente. Caso não haja deformações plásticas neste intervalo de tempo então, conseqüentemente, $l_{p,n} = l_{p,n+1}$. De acordo com a Figura 3, podem-se definir os seguintes estiramentos: 1) Entre as configurações *indeformada* e *deformada* no instante t , $\lambda_n = \lambda_{e,n} \lambda_{p,n} = \frac{l_n}{l_p} \frac{l_p}{L} = \frac{l_n}{L}$; 2) Entre as configurações *indeformada* e *deformada* no instante $t + \Delta t$, $\lambda_{n+1} = \lambda_{e,n+1} \lambda_{p,n+1} = \frac{l_{n+1}}{l_{p,n+1}} \frac{l_{p,n+1}}{L} = \frac{l_{n+1}}{L}$.

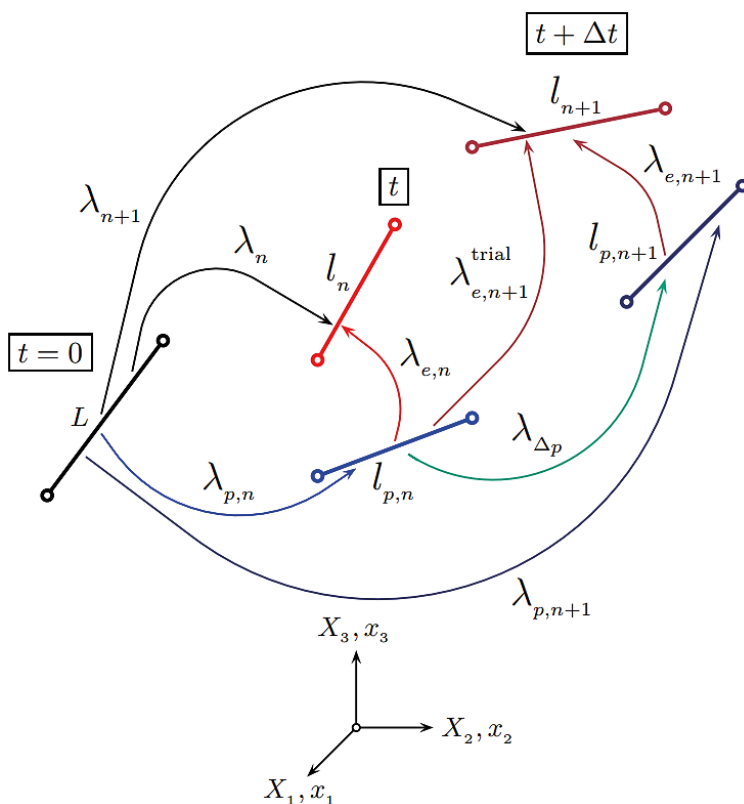


Figura 3: Valores discretos dos estiramentos do elemento biarticulado no intervalo Δt .

Como ponto de partida, na ausência de uma informação melhor, admite-se que durante o incremento de tempo Δt , o elemento de barra biarticulado sofre somente deformações elásticas, desta maneira, o estiramento λ_{n+1} pode ser expresso como uma

decomposição multiplicativa entre o estiramento plástico $\lambda_{p,n}$ definido no instante anterior t e uma estimativa de estiramento elástico, tal que,

$$\lambda_{n+1} = \lambda_{e,n+1}^{trial} \lambda_{p,n} \Rightarrow \lambda_{e,n+1}^{trial} = \lambda_{n+1} \lambda_{p,n}^{-1} = \frac{l_{n+1}}{L} \frac{L}{l_{p,n}} = \frac{l_{n+1}}{l_{p,n}} \quad (15)$$

Aplica-se a função logarítmica no estiramento elástico definido na equação (15), para obter a decomposição aditiva das deformações, que se expressa como:

$$\ln(\lambda_{e,n+1}^{trial}) = \ln(\lambda_{n+1} \lambda_{p,n}^{-1}) = \ln(\lambda_{n+1}) - \ln(\lambda_{p,n}) \Rightarrow \varepsilon_{e,n+1}^{trial} = \varepsilon_{n+1} - \varepsilon_{p,n} \quad (16)$$

Portanto, a estimativa para o estado de tensão no instante $t + \Delta t$ será dado pela seguinte expressão $\tau_{n+1}^{trial} = E \varepsilon_{e,n+1}^{trial}$. No Quadro 3 descreve-se o algoritmo implícito, denominado return mapping, utilizado neste trabalho para integrar o modelo de plasticidade aqui descrito. A dedução detalhada deste esquema de integração encontra-se no capítulo 1 da referência Simo e Hughes (1998).

1. Cálculo da tensão *trial*

$$\tau_{n+1}^{trial} = E(\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_{p,n})$$

2. Cálculo do critério de escoamento *trial*

$$f_{n+1}^{trial} = |\tau_{n+1}^{trial}| - (\tau_Y + H\alpha_n)$$

if $f_{n+1}^{trial} \leq 0$ then

$$\textit{passo elástico} \Rightarrow \begin{cases} \tau_{n+1} = \tau_{n+1}^{trial} \\ \varepsilon_{p,n+1} = \varepsilon_{p,n} \\ \alpha_{n+1} = \alpha_n \end{cases} \Rightarrow \textit{exit}$$

else

$$\textit{passo plástico} \Rightarrow \begin{cases} \Delta\gamma = \frac{f_{n+1}^{trial}}{(E+H)} \\ \varepsilon_{p,n+1} = \varepsilon_{p,n} + \Delta\gamma \text{sign}(\tau_{n+1}^{trial}) \\ \alpha_{n+1} = \alpha_n + \Delta\gamma \\ \tau_{n+1} = \tau_{n+1}^{trial} - E\Delta\gamma \text{sign}(\tau_{n+1}^{trial}) \end{cases}$$

endif

Quadro 3: Algoritmo *Return Mapping*.

6 | EXEMPLOS NUMÉRICOS

A seguir, dois exemplos que ilustram o comportamento não linear tanto geométrico quanto físico serão analisados usando a formulação aqui apresentada. Para isto, será utilizado um programa de elementos finitos denominado `truss_nl.f90` escrito pelo primeiro autor usando a linguagem de programação Fortran90. Em ambos casos as magnitudes das deformações plásticas serão finitas. Para obter as trajetórias de equilíbrio utiliza-se um esquema incremental-iterativo com o método de Newton-Raphson em conjunção com o método de controle de deslocamentos conforme descrito no capítulo 8 da referência Crisfield (1991).

6.1 Pórtico de Lee

Neste exemplo, analisa-se o comportamento do pórtico de Lee tanto na fase elástica quanto na fase inelástica. As características físicas e geométricas, as condições de contorno e de carregamento são mostradas na Figura 4a. Discretiza-se o pórtico de Lee com elementos de barra biarticulado 2D, para isto, utiliza-se uma célula hiperestática com 4 nós e 6 elementos, cujas características geométricas mostram-se na Figura 4b. Ao todo, foram utilizadas 119 células para discretizar o pórtico, o que resultou em 240 nós e 596 elementos. Na análise elástica o pórtico sofre grandes translações e grandes rotações de corpo rígido, porém deformações infinitesimais. Na Figura 4c mostram-se as trajetórias de equilíbrio resultantes da análise elástica bem como da análise elastoplástica. Na análise elastoplástica o pórtico apresenta deformações plásticas finitas somente nas regiões de rótulas plásticas. Também, nesta fase, o pórtico apresenta grandes translações e grandes rotações de corpo rígido. Nas regiões afastadas das rótulas plásticas a deformação total é infinitesimal. As articulações plásticas formam-se na região sob aplicação da carga e a meia altura da coluna conforme mostra-se na Figura 4f. Monitoraram-se alguns elementos nessas regiões com as maiores deformações plásticas. Foram monitorados o elemento 357 sujeito a tração pertencente à região sob a carga e o elemento 157 sujeito à compressão pertencente à região da metade da coluna. Na Figura 4d mostram-se as relações tensões deformações tanto para elemento 357 (tracionado) quanto para o elemento 157 (comprimido). Observa-se nesta figura que a magnitude máxima da deformação total para o elemento 357 é da ordem de 0,7 enquanto que para o elemento 157 é da ordem de 0,4. Na Figura 4e mostram-se as relações entre as deformações plásticas \square deformações totais para os elementos 357 e 157, respectivamente. Observa-se nesta figura que as parcelas das deformações plásticas para ambos elementos (357 e 157) alcançam aproximadamente um percentual entre 96% a 98% da deformação total, o que implica que as deformações plásticas em ambos elementos são finitas enquanto que as deformações elásticas nesses elementos são infinitesimais.

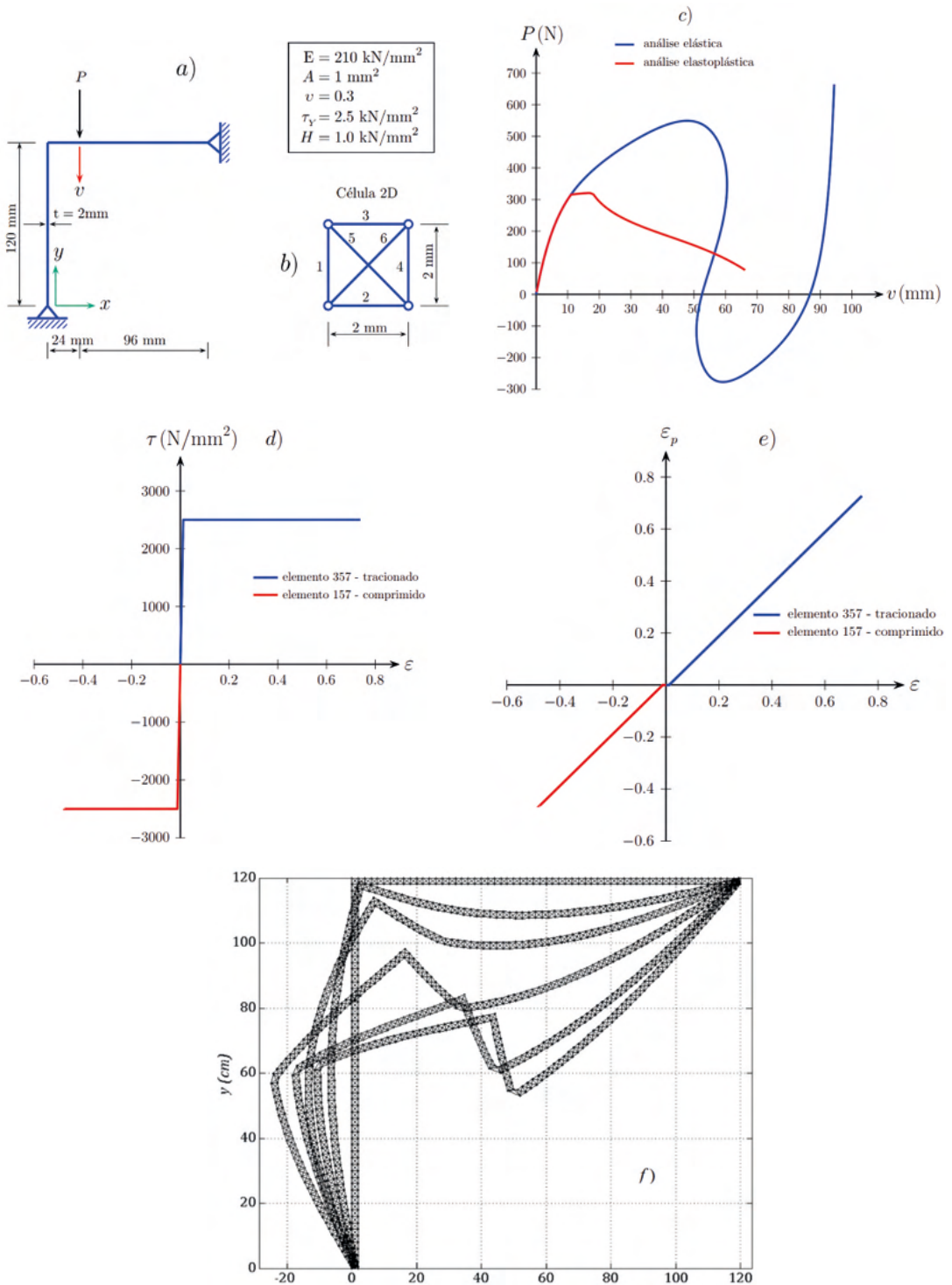


Figura 4: a) Pórtico de Lee. Características físicas e geométricas. b) Célula 2D. c) Trajetórias de equilíbrio. d) $\sigma \times \epsilon$. e) $\epsilon_p \times \epsilon$. f) Deformadas.

6.2 Viga 3D em balanço

Neste exemplo mostra-se o comportamento de uma viga em balanço tanto na fase elástica quanto na fase elastoplástica sob deformações finitas. Este exemplo foi proposto pelos autores Bonet *et al.* (2016) que utilizaram o programa *FLagSHyp* de autoria dos próprios autores disponível no site www.flagshyp.com. Esses autores discretizaram a viga com elementos hexaédricos de 8 nós e adotaram um modelo hiperelástico-plástico quase incompressível cujas propriedades geométricas e mecânicas estão descritas na Figura 5a. Para modelar a viga com elementos de treliça plana foi utilizado a célula hiperestática 2D, mostrada na Figura 5b, resultando em uma malha de 42 nós e 101 elementos. Por outro lado, para modelar a viga com elementos de treliça espacial foi utilizada a célula hiperestática 3D, também mostrada na Figura 5b, resultando em uma malha de 84 nós e 366 elementos. Na Figura 5c mostram-se as trajetórias de equilíbrio tanto para análise elástica quanto para análise elastoplástica obtidas com as células 2D e 3D, respectivamente. Observa-se que essas trajetórias de equilíbrio são coincidentes com as trajetórias obtidas por Bonet *et al.* (2008). A articulação plástica forma-se na região próxima ao engaste conforme mostra-se na Figura 5f. Na análise elastoplástica a viga em balanço 3D apresenta deformações plásticas finitas somente na região da articulação plástica. Também nesta fase, a viga apresenta grandes translações e grandes rotações de corpo rígido conforme pode-se observar na Figura 5f. Monitoraram-se alguns elementos nessas regiões com as maiores deformações plásticas. Foram monitorados o elemento 1 sujeito a compressão e o elemento 2 sob tração utilizando células 2D. Por outro lado, utilizando células 3D foram monitorados o elemento 7 sujeito a compressão e o elemento 9 sob tração. Na Figura 5d mostram-se as relações tensões deformações totais para esses elementos. Observa-se que essas relações são coincidentes tanto para os elementos tracionados quanto para os elementos comprimidos indiferentemente da célula utilizada, isto é, os resultados foram idênticos utilizando células 2D bem como células 3D. Na Figura 5e mostram-se as relações deformações plásticas deformações totais para os elementos 1 e 2 utilizando células 2D e para os elementos 7 e 9 utilizando células 3D. Observa-se que os resultados são coincidentes.

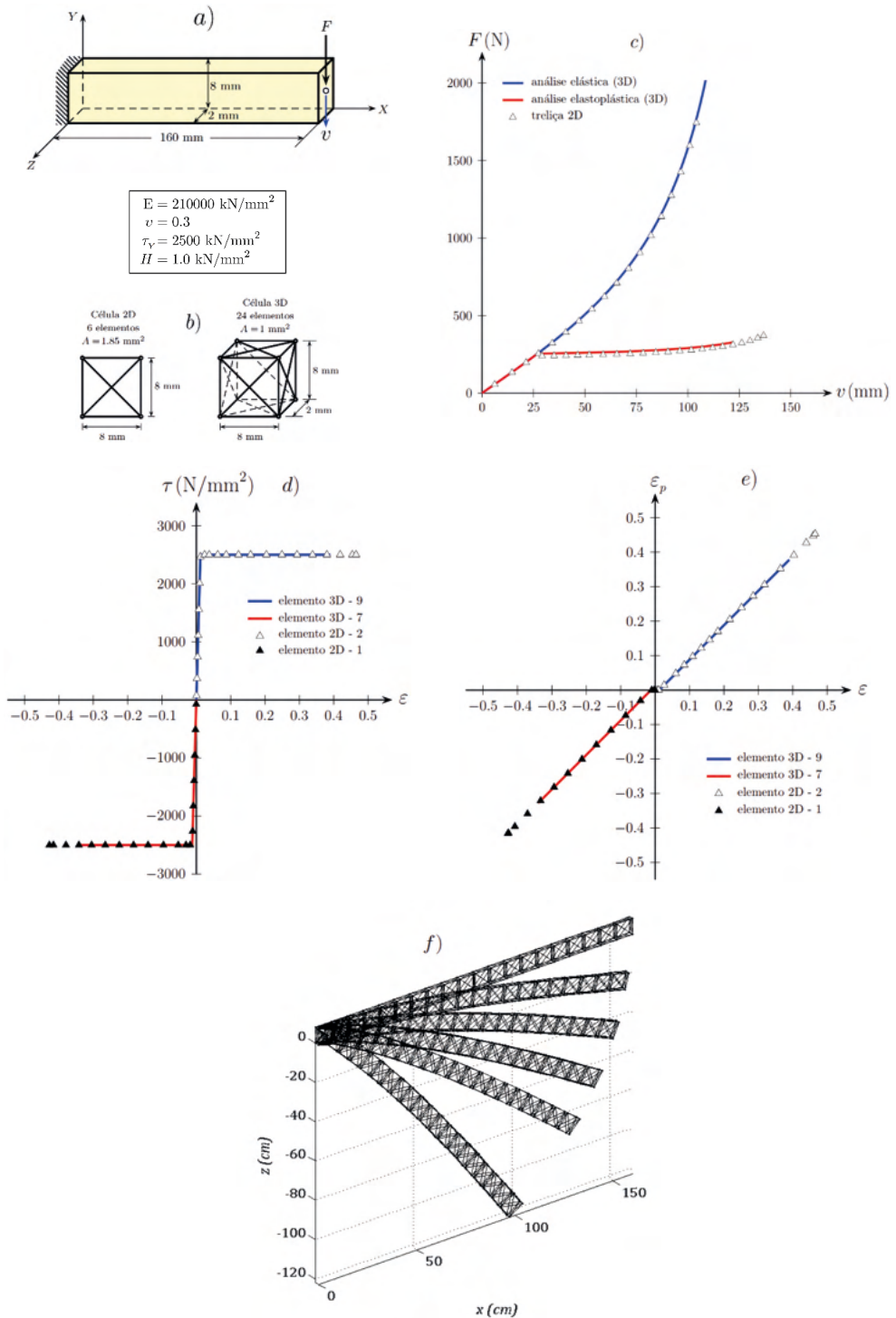


Figura 5: a) Viga em balanço. Características físicas e geométricas. b) Célula 2D e 3D. c) Trajetórias de equilíbrio. d) σ x ϵ . e) ϵ_p x ϵ . f) Deformadas.

Observa-se nesta figura que as parcelas das deformações plásticas para ambos elementos alcançam aproximadamente um percentual de 96% da deformação total, o que implica que as deformações plásticas nesses elementos são finitas enquanto que as deformações elásticas são infinitesimais.

6.3 Elemento biarticulado inclinado

Neste exemplo, utiliza-se um elemento biarticulado 2D inclinado de 45° em relação ao eixo, cujas características geométricas e físicas mostram-se na Figura 6a. Aplica-se uma carga vertical no nó 2 e mede-se o deslocamento sob a carga. Adota-se, artificialmente, um valor alto para a tensão de escoamento a fim de permitir algum grau de não linearidade geométrica antes de ocorrer deformações plásticas. Adota-se um valor pequeno, para a constante de endurecimento para simular um comportamento elastoplástico perfeito, não assumiu-se o valor para evitar divergência no algoritmo de integração apresentado no Quadro 3. Na Figura 6b mostram-se as trajetórias de equilíbrio obtidas através da análise não linear geométrica (deformações em regime elástico) e da análise não linear geométrica e física (deformações em regime elastoplástico). Pode-se observar que em ambas trajetórias a estrutura sofreu grandes translações verticais e rotações. Ainda, nesta figura, observam-se as seguintes fases: 1) De até o elemento biarticulado está sob compressão em regime elástico com ϵ e θ , ver Figuras 6c e 6d; 2) De até o elemento biarticulado está sob compressão em regime elastoplástico com ϵ e θ , ver Figuras 6c e 6d; 3) De até o elemento biarticulado está sob tração em regime elástico com ϵ e com o valor da deformação plástica constante, ϵ_p , ver Figuras 6c e 6d; 4) De até o elemento biarticulado está sob tração em regime elastoplástico com ϵ e os valores da deformação plástica dentro do intervalo ϵ_p ver Figuras 6c e 6d. Nota-se que no intervalo ϵ_p houve uma reversão nos valores da deformação plástica, isto porque, a partir de ϵ_p o elemento biarticulado passa a estar sob tração e em ϵ_p o elemento começa a escoar sob tração, conforme mostra-se na Figura 6b. Na Figura 6e mostram-se as trajetórias de equilíbrio para diferentes valores da constante de endurecimento. Observa-se nesta figura que ao aumentar o valor da constante de endurecimento há um aumento da capacidade portante do elemento biarticulado.

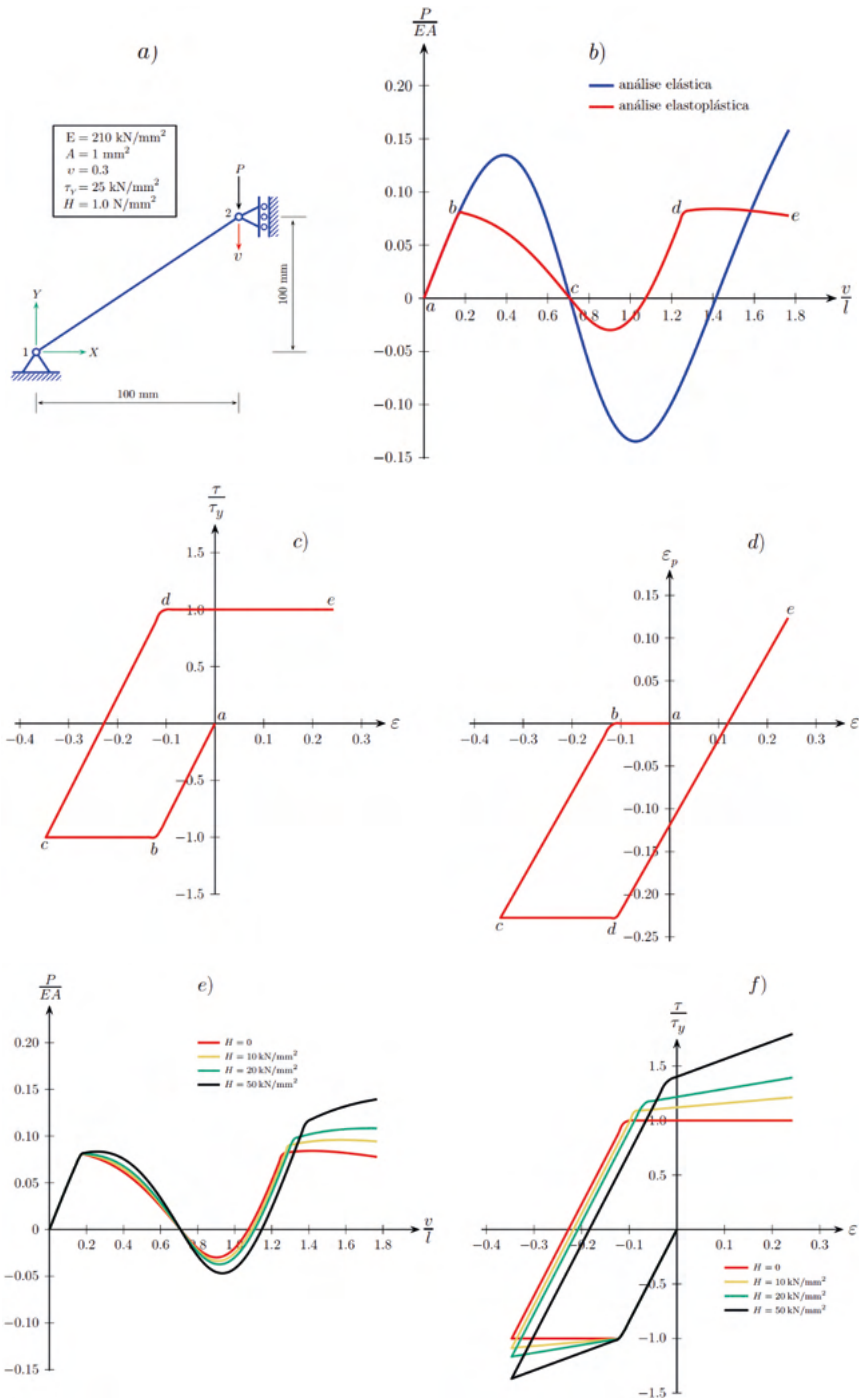


Figura 6: a) Elemento biarticulado inclinado. Características físicas e geométricas com . b) Trajetórias de equilíbrio. c). $\sigma \times \epsilon$ com $H = 0$. d) $\epsilon_p \times \epsilon$. com $H = 0$. e) Trajetórias de equilíbrio com $H \geq 0$. f) $\sigma \times \epsilon$ com $H \geq$.

Na Figura 6f mostram-se as relações entre tensão e deformação total para diferentes valores da constante de endurecimento. Nesta figura, nota-se que o elemento biarticulado sob compressão inicia o escoamento quando as tensões igualam-se a τ_y , e posteriormente, o escoamento do elemento biarticulado sob tração inicia-se para tensões maiores que τ_y . Desta maneira, quanto maior o valor da constante de endurecimento maior o valor da tensão que inicia o escoamento nesta fase.

7 | CONCLUSÕES

Ao adotar a decomposição multiplicativa do estiramento uniaxial da barra e definir como medida de deformação a função logarítmica deste estiramento, chegou-se a uma decomposição aditiva das deformações, o que possibilitou um tratamento analítico e numérico mais simples para retratar deformações plásticas finitas, mas isto é possível somente para estados uniaxiais de tensão-deformação. Daí a razão pela qual, neste trabalho, formulou-se a cinemática e o comportamento elastoplástico de um elemento de barra biarticulado. É importante esclarecer que este trabalho não trouxe nenhuma abordagem nova sobre o tema da plasticidade computacional, entretanto, tentou-se descrever de maneira bastante simples a formulação teórica e numérica sobre deformações finitas tanto na fase elástica quanto na fase inelástica. Quanto aos resultados das simulações numéricas obteve-se resultados qualitativos que expressam o comportamento mecânico das estruturas sob grandes translações, grandes rotações e deformações finitas. Isto é, do ponto de vista qualitativo, pode-se discretizar sólidos 2D e 3D utilizando elementos de barra biarticulados 2D e 3D, respectivamente. Talvez, o principal atrativo desses elementos é retratar temas de maior complexidade de uma maneira mais palatável e de fácil entendimento.

REFERÊNCIAS

Bonet J., Gil, A.J. and Wood R.D., 2016, **Nonlinear continuum mechanics for finite element analysis: statics**, Cambridge University Press.

Crisfield M.A., 1991, **Non-linear finite element analysis of solids and structures, Volume 1: Essentials**, John Wiley.

Crisfield M.A., 1997, **Non-linear finite element analysis of solids and structures, Volume 2: Advanced Topics**, John Wiley.

Hashiguchi, K. and Yamakawa, Y., 2013, **Introduction to finite strain theory for continuum elasto-plasticity**, Wiley.

Kojić M. and Bathe K.J., 2005, **Inelastic analysis of solids and structures**, Springer.

Krenk, S., 2009, **Non-linear modeling and analysis of solids and structures**. Cambridge University Press.

Neto E.A.S, Perić D. and Owen D.R.J., 2008, **Computational methods for plasticity. Theory and applications**, John Wiley.

Simo J.C. and Hughes T.J.R., 1998, **Computational Inelasticity**, Springer.

Voyiadjis, G.Z. and Woelke, P., 2010, **Elasto-plastic and damage analysis of plates and shells**, Springer.

APLICAÇÃO DA NORMA ABNT NBR 16747 (2020) – INSPEÇÃO PREDIAL EM EMPREENDIMENTOS RURAIS – ESTUDO DE CASO

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 04/08/2021

Camilla Cristina Cunha Menezes

Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais
Curvelo – MG
<http://lattes.cnpq.br/5384823205789747>

Marcos de Paulo Ramos

Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais
Curvelo – MG
<http://lattes.cnpq.br/6704718932869954>

Thiago Pena Bortone

Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais
Curvelo – MG
<http://lattes.cnpq.br/4886517347549807>

Rachel Jardim Martini

Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais
Curvelo – MG
<http://lattes.cnpq.br/4832840362231495>

RESUMO: Os empreendimentos rurais surgem frente à capacidade de solucionar problemas e criar oportunidades ligadas ao setor rural, em produtos benéficos para a sociedade em geral. Em relação às edificações que abrangem estes empreendimentos, torna-se notória a necessidade do emprego de novas técnicas construtivas. Tais técnicas visam a melhoria

contínua do sistema construtivo, eficácia da funcionalidade e a minoração da deterioração precoce dos sistemas constituintes, de forma a suprir as necessidades produtivas, assegurando a integridade física dos usuários e da comunidade em seu entorno. A Inspeção Predial, procedimento sensorial, corresponde a avaliação/análise das condições técnicas, de uso, operação, manutenção, funcionalidade e desempenho de uma edificação. As diretrizes relativas a essa atividade encontram-se prescritas na norma ABNT NBR 16747:2020, devendo ser executadas por profissionais habilitados. O trabalho em questão objetiva a Inspeção Predial em uma edificação de empreendimento rural, aplicando-se as especificações normativas vigentes, e se inicia com solicitação e análise dos documentos da edificação (etapa A e B) e da anamnese (etapa C), entrevistas para identificar as características construtivas, como idade, histórico de manutenção, intervenções, reformas e alterações de uso ocorridas. Na etapa D de vistoria foram identificadas as irregularidades e as manifestações patológicas existentes. Posteriormente as irregularidades foram classificadas (etapa E) e as recomendações das ações necessárias para a restauração ou preservação do desempenho do sistema construtivo da edificação afetado pelas anomalias foram apresentadas (etapa F), considerando o nível de prioridade das intervenções (etapa G). A edificação estudada foi projetada para um empreendimento na zona rural, construída com paredes de alvenaria tradicional de blocos cerâmicos e a estrutura de concreto armado. As etapas metodológicas propostas pela ABNT NBR

16747:2020 orientaram o trabalho de inspeção do empreendimento rural, simplificando o processo de apresentação das recomendações necessárias para restaurar e/ou preservar o desempenho dos sistemas e elementos construtivos da edificação.

PALAVRAS - CHAVE: Empreendimentos rurais, patologias, inspeção predial.

APPLICATION OF ABNT STANDARD NBR 16747 (2020) – BUILDING INSPECTION IN RURAL ENTERPRISES - CASE STUDY

ABSTRACT: Rural enterprises appear in the face of the ability to solve problems and create opportunities linked to the rural sector, in products that are beneficial to society in general. In relation to buildings that comprise these developments, the need for the use of new construction techniques becomes evident. Such techniques aim at the continuous improvement of the construction system, effectiveness of the functionality and the reduction of the precocious deterioration of the constituent systems, in order to supply the productive needs, ensuring the physical integrity of the users and the community in their surroundings. Building inspection, a sensory procedure, corresponds to the evaluation / analysis of technical conditions, use, operation, maintenance, functionality and performance of a building. The guidelines related to this activity are prescribed in ABNT NBR 16747:202), and must be carried out by qualified professionals. This paper aims at building inspection in a rural enterprise building, applying the current normative specifications, and begins with the request and analysis of the building documents (step A and B) and the anamnesis (step C), interviews for identify the constructive characteristics, such as age, maintenance history, interventions, reforms and changes in use that have occurred. In stage D of inspection, irregularities and existing pathological manifestations were identified. Subsequently, the irregularities were classified (step E) and the recommendations of the necessary actions for the restoration or preservation of the performance of the building's construction system affected by the anomalies were presented (step F), considering the priority level of the interventions (step G). The studied building was designed for an enterprise in the rural area, built with traditional masonry walls of ceramic blocks and the reinforced concrete structure. The methodological steps proposed by ABNT NBR 16747:2020 guided the inspection work of the rural enterprise, simplifying the process of presenting the necessary recommendations to restore and / or preserve the performance of the building's building systems and elements.

KEYWORDS: Rural enterprises, pathologies, building inspection.

1 | INTRODUÇÃO

Conforme Garrido (2006), as organizações orientadas à exploração extrativa, agrícola ou agroindustrial para fins de beneficiamento social são denominados empreendimentos rurais. Segundo Camargo *et al.* (2001), grande parte dos projetos de edificações rurais exibem particularidades distintas de acordo com as exigências necessárias para cada atividade desenvolvida, observando os parâmetros de conforto e segurança.

De acordo com Sampaio (2014), no Brasil, constata-se que a deterioração de edificações rurais se tornou comum nos últimos anos, devido a constantes eventos climáticos de grande ou moderada intensidade. As manifestações patológicas, conforme descrito

pela NBR 16747, ocorrem em decorrência de um processo de degradação de materiais, componentes e sistemas constituintes, apresentando sinais e sintomas com redução do desempenho das edificações (ABNT, 2020). Neste âmbito, é de suma importância a propagação de informações técnicas que possa reverter ou minimizar possíveis perdas de desempenho das edificações.

Sampaio (2014) relata que “[...] devido às condições de extremos climáticos cada vez mais repetitivos, os erros e as patologias existentes nas estruturas podem favorecer o colapso das edificações rurais, seja na sua totalidade ou em alguns pontos de enfraquecimento das estruturas”.

Guimarães (2018) enfatiza que as manifestações patológicas do tipo fissuras e trincas podem ser ocasionadas por vários fatores como a dilatação térmica, ocorrência de sobrecargas, movimentação higroscópica, deformação excedente de elementos estruturais ou recalques diferenciais. Estas anomalias são recorrentes em edificações rurais onde se verifica que a maioria das construções são realizadas com quase nenhum aporte técnico.

De acordo com o Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia – IBAPE, a Inspeção Predial tem por finalidade “[...] a avaliação das condições técnicas, de uso, operação, manutenção e funcionalidade de uma edificação” (IBAPE, 2021). Para a realização da Inspeção Predial o profissional habilitado deve estar inteirado das regras e normas vigentes.

1.1 Inspeção em Edificações

De acordo com a IBAPE (2012), há formas de se evitar o colapso e deterioração precoce das edificações. A implementação de avaliações periódicas do uso e desempenho das edificações garantem posteriormente manutenções técnicas orientadas a restauração dos elementos comprometidos do imóvel. No contexto da Engenharia Civil a manutenção é delineada como “[...] conjunto de atividades e recursos que garanta o melhor desempenho da edificação para atender as necessidades dos usuários, com confiabilidade e disponibilidade, ao menor custo possível” (IBAPE/PR, 2016).

O procedimento empregado na vistoria deve abranger os critérios de segurança, habitabilidade e sustentabilidade. A metodologia de Inspeção Predial, conforme NBR 16747 (ABNT, 2020) é composta pelas seguintes etapas: A) levantamento de dados e documentação; B) verificação dos dados e documentação disponibilizada; C) anamnese; D) vistoria sensorial do imóvel e das instalações; E) análise e classificação das anomalias levantadas; F) instrução quanto às ações de reparação, G) organização das ações de manutenção e reparo em patamares de urgência, considerando o nível de prioridade das intervenções; H) avaliação da manutenção; I) avaliação de uso da edificação; J) elaboração e emissão do laudo técnico.

Na Construção Civil a anamnese trata-se de uma entrevista com o proprietário e usuários do local, onde se busca o entendimento dos sistemas constituintes da edificação,

auxiliando no diagnóstico assertivo das manifestações patológicas e melhorando a orientação quanto às ações preventivas e corretivas. Fundamentado de acordo a norma NBR 16747 (ABNT, 2020), o laudo técnico de vistoria elaborado a partir da Inspeção Predial torna-se uma ferramenta relevante no levantamento de anomalias, falhas construtivas e manifestações patológicas que afetam a funcionalidade da edificação bem como a segurança dos usuários. Com o laudo técnico pretende-se que as decisões de intervenção sejam objetivas e baseadas em documentos de fácil interpretação e utilização, embora essencialmente de base técnica (LANZINHA, 2002).

2 | METODOLOGIA DE ESTUDO

A Inspeção Predial foi executada de acordo com os requisitos normativos da NBR 16747 (ABNT, 2020). O método de avaliação sensorial utilizado consiste na observação das partes constituintes da edificação buscando evocar e interpretar o estado de conservação e as manifestações características presentes. De modo a obter informações prévias de falhas construtivas, modificações e histórico da construção, foi realizada a entrevista preliminar com os colaboradores do empreendimento. Foi realizada posteriormente a análise das documentações administrativas objetivando identificar se o imóvel estava de acordo com as atribuições técnicas e legais, considerando a tipologia do empreendimento estudado.

2.2 Estudo de caso

Neste trabalho o enfoque são as unidades de produção rural conhecidas como empreendimentos rurais. O imóvel inspecionado está localizado na Região Central Mineira e pertence a uma empresa voltada a soluções tubulares empregadas nos setores industriais e civis de grande porte, equipamentos mecânicos de alto desempenho, poços de petróleo e usinas de geração de energia (Figura 1a e 1b). No empreendimento em questão são desenvolvidas as atividades relacionadas ao plantio e manejo de florestas de eucalipto para a produção de carvão vegetal, sendo notável no mercado nacional pelo desenvolvimento de tecnologias em pesquisas e mecanização das atividades.



(a)

(b)

Figura 1 – Edificação Rural objeto de estudo.

Fonte: Autores (2021).

A justificativa do foco em edificações localizadas em ambientes rurais se dá pela exiguidade de pesquisas relacionadas à análise de dilemas patológicos frente a amplitude dos fatores exógenos naturais, eventos climáticos e meteorológicos que estas construções estão expostas. A análise das condições de conservação, manifestações patológicas e desempenho de construções com usos específicos, são essenciais para determinação de parâmetros de projeto, visando a mitigação de riscos e prolongamento da vida útil do sistema construtivo, podendo auxiliar na composição de planos de manutenções.

Sertori (2012) declara que edificações rurais correspondem a um tema desprovido de reflexão, dispondo investimentos limitados para sua avaliação. Uma das causas de possível influência neste cenário esta relacionada às políticas públicas voltadas predominantemente para as unidades locadas na área urbana, possibilitando a realização de um número maior de pesquisas devido a localização acessível e maior disponibilidade de ferramentas de investigação se comparado à área rural.

Para a análise do empreendimento foi efetuada a inspeção de campo por intermédio de check-list, formulário destinado ao registro das constatações resultantes, que auxilia na verificação dos elementos inspecionados de acordo com os tópicos dispostos no Quadro 1.

Item	Tópicos
1	Estruturas
2	Fundação
3	Vedação
4	Revestimento
5	Esquadrias
6	Impermeabilização
7	Instalação hidrosanitária
8	Instalação elétrica
9	Cobertura

10	Combate a Incêndio
----	--------------------

Quadro 1 – Tópicos da inspeção de campo.

Fonte: Carvalho *et al.* (2017).

Foram vistoriados os elementos da parte externa e interna do imóvel, a começar pela área externa onde foram verificados itens como a estação de tratamento de água, dutos de escoamento de água pluvial, paredes externas, cobertura, pilares de madeira e a presença de anomalias na estrutura. Na parte interna do imóvel foram verificados: forro de PVC, paredes de vedação, elementos estruturais, esquadrias e o piso cerâmico.

Os sistemas hidráulicos foram inspecionados no sentido descendente abrangendo os elementos visíveis, observando as anomalias que indicassem perdas de desempenho ou demais manifestações em trechos não aparentes, como infiltrações evidentes. Para inspecionar os sistemas elétricos, foi verificado o medidor de entrada da fazenda até as suas ramificações de distribuição interna, inspecionados todos os quadros elétricos, fiações aparentes e dispositivos de segurança instalados.

O registro fotográfico realizado evidenciou o estado de conservação dos elementos, anomalias aparentes e outros aspectos relevantes levantados, para posterior classificação apresentada no Quadro 2. Esta classificação está de acordo com o risco ofertado aos usuários das edificações, ao meio ambiente e impacto causado à vida útil da edificação.

Prioridade	Gravidade
1	Perda de desempenho compromete a saúde e/ou seguranças dos usuários, do meio ambiente ou do próprio edifício
2	Perda parcial de desempenho que impacta a funcionalidade da edificação, sem prejuízo à operação, sem comprometer a saúde e/ou seguranças dos usuários
3	Perda de desempenho pode ocasionar pequenos prejuízos à estética

Quadro 2 – Critérios de organização das prioridades em patamares de urgência.

Fonte: Adaptado da NBR 16747 (2020).

Segundo a NBR 5674 (ABNT, 2012), a fim de garantir o máximo desempenho no controle de uma edificação ou agrupamento delas, torna-se fundamental o desenvolvimento de planos de manutenção embasados no planejamento de gestão de custos, melhores condições de preservação e maior satisfação do cliente (ABNT, 2012).

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Durante a inspeção predial foram observadas algumas manifestações patológicas que serão apresentadas a seguir. Segundo Santos (2017), a identificação ágil das anomalias de uma edificação impedem seu agravamento colaborando para o aditamento da vida útil e sustentabilidade da estrutura.

Nas paredes de vedação da área externa foram detectadas fissuras e trincas inclinadas localizadas na parte superior e inferior das esquadrias (Figura 2 e 3). A ausência de vergas e contravergas, elementos estruturais incorporados na fase construtiva que suportam as cargas e tensões aplicadas, podem ter ocasionado estas anomalias.

De acordo com Thomaz (1986) em painéis de alvenaria em que se verificam aberturas, as trincas que surgem nos vértices destes vãos e sob o peitoril, podem ser atribuídas ao caminhamento das isostáticas de compressão.



Figura 2 – Trincas e fissuras área externa Figura 3 – Trinca e descascamento da pintura

Fonte: Autores (2021).

Na figura 3 também é possível visualizar o descascamento da pintura, causado pela falta de aderência da tinta aplicada, que pode ter sido originada pela falta de preparação do substrato, diluição inadequada do material ou aplicação de materiais de baixa qualidade.

Sobre a cobertura do banheiro masculino localiza-se uma caixa d'água, o peso deste elemento juntamente com o peso próprio da estrutura pode ter ocasionado uma sobrecarga na parede de vedação originando a trinca observada na figura 4.

Na área externa observou-se que alguns pilares de madeira de sustentação da cobertura apresentavam desgaste na extremidade inferior (Figura 5). Segundo Kropf (2000) “[...] a durabilidade da madeira passou a ser alcançada através de preservação química de toda seção transversal”. Sobre o fator de preservação, o apodrecimento e ataque de insetos danosos comprometem o desempenho estrutural da peça.



Figura 4 – Fissuras banheiro masculino



Figura 5 – Desgaste no pilar de sustentação

Fonte: Autores (2021).

No interior da edificação foram encontradas nas paredes manchas de infiltrações, conforme apresentado na figura 6, provenientes do vazamento de água da cobertura que possuía algumas telhas quebradas e deslocadas.



Figura 6 – Infiltração parede interna da cozinha

Fonte: Autores (2021)

3.1 Recomendações técnicas e organização das prioridades

As orientações apresentadas a seguir foram embasadas em bibliografias, importante salientar que o plano de manutenção deve ser projetado e acompanhado por profissionais habilitados.

3.1.1 *Pilar de madeira deteriorado*

Na situação observada na figura 5, recomenda-se a substituição do pilar de madeira, por outra peça do material previamente tratada, mantendo o padrão estético dos demais pilares de suporte da cobertura. Conforme Cardoso (2010) o escoramento deve ser realizado a fim de garantir a segurança da estrutura no decorrer da execução. Para encaixe

do pilar a estrutura de cobertura deve ser realizada a ligação por parafusos ou por entalhe. A ligação pilar-fundação pode ser feita empregando-se conectores metálicos (GANDINI, 20016).

3.1.2 Fissuras e trincas

O objetivo do tratamento das fissuras é inibir a entrada de umidade e gases prejudiciais à estrutura. Deve ser averiguado se as trincas observadas nas figuras 2, 3 e 4 estão estabilizadas ou ativas e seguir com o procedimento de recuperação conforme descrito por Sahade (2005). Primeiramente realizar a preparação da superfície abrindo-se com a ajuda de uma talhadeira um sulco sobre o revestimento com 12 cm de largura por 3 a 4 mm de profundidade, remove-se o material do revestimento, realizando também a limpeza do sulco formado com o auxílio de um pincel. Para o tratamento da pintura realiza-se a calefação do substrato com a massa acrílica e após 24 horas de secagem aplica-se a tela de poliéster com bandagem central de polipropileno nas dimensões de 100 mm x 30 mm. Aplica-se em seguida uma segunda demão de massa acrílica sobre a tela, preenchendo todo sulco. Para o acabamento final após aguardar a secagem do produto por 24 horas, realiza-se o lixamento e pintura com duas demãos de tinta látex acrílica (SAHADE, 2005).

3.1.3 Manchas de infiltrações

Primeiramente deve ser realizada a manutenção da cobertura, fazendo a substituição das telhas danificadas para inibir a percolação de água pelas paredes. Para o reparo das manchas identificadas na figura 6, causadas pela infiltração por capilaridade Santos (2020) recomenda a aplicação da solução de água com água sanitária, na dosagem de 1:1, com hidro jateamento no tijolo aparente. Após a limpeza completa aplicar uma camada de impermeabilizante. Aguardar a secagem do produto, em torno de 24 horas, para aplicação da tinta como acabamento.

3.1.4 Descascamento da pintura

Campos (2009) orienta que para correção de anomalias como a verificada na figura 3, deve-se remover através de jateamento ou raspagem das partes sem aderência. Em seguida aplicar uma demão de fundo preparador de paredes para posterior acabamento com a tinta acrílica para exteriores.

De acordo com os riscos apresentados e conforme recomendações apresentadas, as recomendações técnicas foram organizadas em patamares de urgência buscando restaurar os elementos construtivos comprometidos pelas anomalias identificadas, conforme apresentado no Quadro 3. Em uma ação de restauração não se objetiva a alteração ou modificação das características iniciais do elemento, mantendo a integridade do bem imóvel, observando cada elemento e sua função frente o desempenho da edificação.

Prioridade	Manifestação patológica
Prioridade 1	Pilar de madeira deteriorado
Prioridade 2	Trincas e rachaduras
Prioridade 2	Manchas de infiltrações
Prioridade 3	Descascamento da pintura

Quadro 3 – Organização das prioridades

Fonte: Autores (2021)

4 | CONCLUSÕES

Através do processo de Inspeção Predial orientado pela NBR 16747 (ABNT, 2020), foram identificadas as principais manifestações patológicas que comprometiam o desempenho eficaz da edificação. A inspeção também contribui para um bom plano de manutenção que atua diretamente na gestão eficaz do empreendimento. As falhas averiguadas possivelmente podem ter sido originadas devido a falhas na concepção do projeto, processo construtivo ou desvios das manutenções periódicas.

As manifestações patológicas identificadas foram fissuras, trincas e rachaduras nas paredes de vedação, manchas de umidade devido a avarias no sistema de cobertura, deterioração de peças estruturais de madeira e descamação da camada de pintura das paredes externas que sofrem diariamente com a ação do sol, chuva e outros agentes patológicos.

Para estudos futuros pretende-se ampliar a amostragem de inspeções, abrangendo outros tipos de empreendimento rurais, buscando auxiliar na mitigação e deterioração precoce das edificações, além de assessorar na difusão de informações que auxiliem os proprietários e usuários quanto à preservação dos empreendimentos rurais e aumento da sua vida útil.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET-MG pelo apoio direto.

Agradecemos também ao LAR – Laboratório de Avaliação e Reabilitação de Ambiente Construído CEFET-MG – Campus Curvelo, pelo apoio durante o desenvolvimento do estudo.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16747: Inspeção Predial - Diretrizes, Conceitos, Terminologias e Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2020.

CAMARGO, M. L. R. M. **Diretrizes gerais para o projeto estrutural de construções rurais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola). Campinas – SP. Universidade Estadual de Campinas (Unicamp), 2001. 293p.

CAMPOS, R. F. S. **Manutenção e reparo de fachadas de prédios comerciais no Rio Grande do Sul: procedimentos e custos envolvidos**. Porto Alegre, 2009.

CARVALHO, E. M., ALMEIDA, L. S. **Check-List Para Inspeções Prediais Residenciais de Múltiplos Pavimentos: Desenvolvimento e Aplicação**. Congresso Brasileiro de Engenharia de Avaliações e Perícias. Foz do Iguaçu: Paraná; 2017.

DOS SANTOS, A. L. M., DE LIMA, N. B.; OLIVEIRA, R. A, ESTOLANDO, A. M. L., BERENQUER, R. A., LIMA, N. B. **Análise de Métodos de Reparo dos Danos Ocasionalmente pela Infiltração por Capilaridade em Alvenarias**. Congresso Brasileiro de Patologias das Construções. Fortaleza, 2020.

FERREIRA, J. B; LASSO, S. V.; MAINARDES, E. **Características empreendedoras do produtor rural capixaba**. Gestão & Regionalidade, v. 33, n. 99, 2017.

GANDINI, J. M. D.; BARATA, T.; PABLOS, J. **Sistemas construtivos em madeira certificada – Experiências desenvolvidas: Uma abordagem sobre projeto de interfaces e processo de racionalização de componentes**. MIX Sustentável, v. 2, n. 1, p. 53-63, 2016.

GARRIDO, L. R., SEHNEM, S. **Gestão associativa no empreendimento rural**. Revista de Administração, v. 5, n. 8, p. 65-88, 2006.

GUIMARÃES, V. V. SOUZA, W. C. N., SILVA, M. A. A. T., RIBEIRO, I. J. C., NETO, J. L., MARINHO, F. A. **Influência da transposição do rio são francisco nas edificações rurais**. Rio de Janeiro, 2018.

INSTITUTO BRASILEIRO DE AVALIAÇÕES E PERÍCIAS DE ENGENHARIA DO PARANÁ. **Inspeção e Manutenção Predial**. Disponível em: <https://www.crea-pr.org.br/ws/wpcontent/uploads/2016/12/inspecao-e-manutencao-predial.pdf>. Acesso em: 04 jan 2020.

KROPF, F. W. **Durabilidade e detalhes de projeto: o resultado de 15 anos de contínua implementação**. Madeira: arquitetura e engenharia, v. 1, n. 1, 2014. Lanzinha, J. C.; Castro Gomes, J. P.; Peixoto Feitas, V. Application of a building inspection method to a group of rural houses. In: XXX IAHS World Congress on Housing. 2002. p. 9-13.

LEITNER, C. P. S.; FILHO, A. G. A. **Estratégia de operações: uma abordagem teórica quanto à aplicabilidade do constructo para empreendimentos rurais produtores de grãos**. Gestão & Produção, v. 26, n. 1, 2019. Campo Grande.

LORDSLEEM JR., A.C. **Sistemas de recuperação de fissuras da alvenaria de vedação: avaliação da capacidade de deformação**. São Paulo, 1997. 174p. Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

NEVES, D. R. R.; BRANCO, L. A. Mn. **Estratégia de inspeção predial**. Construindo, Belo Horizonte, v.1, n.2, p.12-19, jul./dez. 2009.

OLIVEIRA, D. F. **Levantamento de causas de patologias na construção civil**. Rio de Janeiro, 2013.

SAHADE, R. F. **Avaliação de sistemas de recuperação de fissuras em alvenaria de vedação**. São Paulo, SP: Dissertação para obtenção do grau de mestre em engenharia, Centro de Aperfeiçoamento Tecnológico do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, 2005.

SAMPAIO, C. A. P., TEREZO, R. F., CARDOSO, C. O., CORREGGIO, K. **Colapsos de Edificações Rurais**. Campo Grande 2014.

SANTOS, W. S.; SANTOS, A. L. C. **Perfil dos empreendedores que atuam no turismo rural: um estudo de caso na microrregião de Feira de Santana (BA)**. Sitientibus, Feira de Santana, n. 39, p. 75-94, 2008.

SANTOS, R. G., SOUSA, A. S., GUERRA, E. P. M (2017). **Patologias em Edificação com Estrutura de Concreto**. Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas - CINPAR 2017, Grato, Ceara; 2017.

SERTORI, R. J. V. **O Mutirão do Projeto Inova rural: estratégias da assessoria técnica na produção da moradia rural**. São Carlos, 2012. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação**. Editora Pini. São Paulo, 1989, 189p.

CAPÍTULO 5

APLICAÇÃO DE CURSO EXTENSÃO DE ORÇAMENTO DE OBRAS EM BIM COMPARANDO COM A METODOLOGIA ATUAL DA DISCIPLINA DE ORÇAMENTO DE OBRAS DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO FEDERAL DE SERGIPE – CAMPUS ESTÂNCIA

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 06/08/2021

Anna Cristina Araujo de Jesus Cruz

Instituto Federal de Sergipe
Estância-SE

<http://lattes.cnpq.br/7504853401177143>

José Carlos de Anunciação Cardoso Júnior

Instituto Federal de Sergipe
Estância-SE

<http://lattes.cnpq.br/7914789201192716>

Mariana Silveira Araujo

Instituto Federal de Sergipe
Estância-SE

<http://lattes.cnpq.br/7481843301162165>

Natália Ramos dos Santos

Instituto Federal de Sergipe
Estância-SE

<http://lattes.cnpq.br/3567019994838545>

através de uma capacitação em BIM 5D, e também de comparar juntamente com os estudantes, os dois métodos nos quesitos confiabilidade e precisão dos resultados, fomentando entre os participantes do curso o desejo por conhecer e aprofundar os seus conhecimentos nessa técnica, foi promovido o curso de extensão tendo como público-alvo: técnicos em edificações egressos do IFS, profissionais da construção civil e os próprios alunos de Edificações e Engenharia Civil do IFS Campus Estância. Para este curso foi utilizado como ferramenta, um software de orçamento de obras em BIM 5D que tem integração com outro software que utiliza a metodologia BIM 3D. Após o final do curso, foi feita a comparação entre os dois resultados orçados (convencional e BIM) e foi verificado que o modelo BIM tem quantitativos mais detalhados e precisos que o método tradicional, trazendo assim maior confiabilidade nos resultados.

PALAVRAS - CHAVE: BIM 5D, Decreto, Ementa e Disseminação.

RESUMO: A disciplina Orçamento de Obras do curso de Engenharia Civil do Instituto Federal de Sergipe-Campus Estância, atualmente, utiliza a metodologia convencional para a elaboração dos orçamentos de obras, como parte da ementa da disciplina, porém, ocorre um avanço na metodologia de orçamentação com a utilização do BIM 5D (Building Information Modelling) para elaboração de orçamento de obras. Com o objetivo de propagar e promover a efetivação do Decreto N° 9.983 de 22 de agosto de 2019 que dispõe sobre a Estratégia Nacional de Disseminação do BIM,

APPLICATION OF THE EXTENSION COURSE OF WORKS BUDGETS IN BIM COMPARED WITH THE CURRENT METHODOLOGY OF THE WORKS BUDGET SUBJECT OF THE CIVIL ENGINEERING COURSE OF THE FEDERAL INSTITUTE OF SERGIPE – CAMPUS ESTÂNCIA

ABSTRACT: The Work Budget discipline of the Civil Engineering course at the Federal Institute of Sergipe-Campus Estância currently uses the conventional methodology for the preparation of works budgets, as part of the discipline's syllabus,

however, there is an advance in the budgeting methodology with the use of BIM 5D (Building Information Modelling) to prepare a budget for works. In order to propagate and promote the implementation of Decree No. 9,983 of August 22, 2019, which provides for the National Strategy for the Dissemination of BIM, through training in BIM 5D, and also to compare the two methods together with students in terms of reliability and accuracy of the results, fostering among the course participants the desire to know and deepen their knowledge of this technique, the extension course was promoted with the target audience: building technicians from the IFS, civil construction professionals and the students of Buildings and Civil Engineering at IFS Campus Estância. For this course, a BIM 5D construction budgeting software that has integration with other software that uses the 3D BIM methodology was used as a tool. After the end of the course, a comparison was made between the two budgeted results (conventional and BIM) and it was verified that the BIM model has more detailed and precise quantitative values than the traditional method, thus bringing greater reliability to the results.

KEYWORDS: BIM 5D, Decree, Menu and Dissemination.

1 | INTRODUÇÃO

Um dos principais gargalos do ramo da construção civil é justamente a integração entre o que foi projetado e o que é executado, e isto gera ineficiência que vai desde o planejamento, orçamento, sustentabilidade, entrega da obra e manutenção pós entrega.

Com o objetivo de solucionar essas problemáticas têm sido desenvolvidos projetos utilizando os conceitos e ferramentas da metodologia BIM - Building Information Modeling, que traduzido para o português significa “Modelagem da informação da construção”. Com a tecnologia BIM, um modelo virtual preciso de uma edificação é construído ainda na forma digital” (EASTMAN *et al.*, 2014).

É possível correlacionar o ciclo de vida dos empreendimentos com as dimensões do BIM que são tipicamente realizados durante o desenvolvimento de um ciclo completo, como mostra a figura 01.

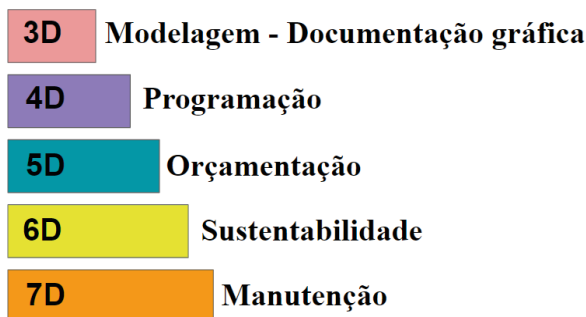


Figura 1 - Dimensões do BIM

A utilização do BIM é crescente no Brasil e vem provocando uma revolução silenciosa no ramo da construção civil, visto que tal metodologia atinge toda a cadeia produtiva envolvida, sobretudo no que tange às áreas da arquitetura, engenharia e construção (CADERNO BIM, 2018).

A tecnologia BIM chegou ao Brasil em meados dos anos 2000, porém só em 2018 o Governo Federal publicou um decreto para sua implementação em obras públicas a partir de 2021, o Decreto de nº 9377 de 17 de maio de 2018, que foi revogado pelo decreto nº 9983, de 22 de Agosto de 2019, que dispõe sobre a Estratégia Nacional de Disseminação do Building Information Modelling no Brasil - Estratégia BIM BR, instituída com a finalidade de promover um ambiente adequado ao investimento em Building Information Modelling - BIM e a sua difusão no País.

Nessa perspectiva, pode-se ainda enfatizar o Decreto nº 10.306, de 2 de abril de 2020, instituído pelo governo federal com o objetivo de implementar e disseminar a utilização do BIM na execução direta ou indireta de obras e serviços de engenharia no Brasil, com a finalidade de diminuir os gastos com obras e promover mais transparência nos serviços de engenharia.

Uma vez que diversas iniciativas, inclusive governamentais, estão sendo desenvolvidas para a adoção do BIM, fica evidente a necessidade de melhor preparar os estudantes para desenvolverem projetos utilizando esta metodologia BIM.

“Qualquer que seja a estratégia de implementação, adaptações se mostram necessárias porque o modelo de ensino atual, em grande escala, está edificado sobre disciplinas isoladas onde em cada uma delas são tratados assuntos específicos e especializados, mas de forma fragmentada” (CHECCUCCI *et al.*, 2013).

Ver-se que a integração e a colaboração são características que definem o BIM e são necessárias para que o mesmo seja implementado nas instituições.

Dentro das universidades também é grande o interesse pelo aprendizado da metodologia BIM, seja por iniciativa isolada de alguns professores ou pela demanda dos próprios alunos ao perceberem as inúmeras vantagens que tal tecnologia pode trazer (CADERNO BIM, 2018).

Por exemplo, hoje no curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Sergipe tem no PPC (Plano pedagógico do curso) na ementa da disciplina de Orçamento de Obras, programas que trabalham de forma isolada e acabam elaborando um orçamento discriminado de um projeto, porém não há a integração dos projetos como o sistema BIM disponibiliza.

Um outro fato importante a considerar é que atualmente a maioria das empresas do estado de Sergipe, utilizam o ORSE (Sistema de Orçamento de Obras de Sergipe), um sistema de metodologia convencional, desenvolvido e mantido pela Companhia Estadual de Habitação e Obras Públicas de Sergipe – CEHOP e Companhia de Saneamento de

Sergipe – DESO.

De acordo com BADRA (2018), as maiores distorções de orçamento não são erros de orçamentação, de cálculo de valores ou de pesquisa de valores. De acordo com o autor, o problema maior está na quantificação dos materiais ao interpretar as informações do projeto que chega na construtora. Para quantificar, é preciso somar o conhecimento do projeto com o da arte da engenharia, ou seja, ter uma visão tridimensional.

A extração, automática, de todas as quantidades de serviços e componentes dos modelos BIM é uma das funcionalidades mais utilizadas por aqueles que começam a utilizar a plataforma (CBIC, 2016).

Com a tecnologia *Building Information Modeling* (Modelagem de Informações da Construção ou BIM), torna-se mais proativo trabalhar e entender os projetos de engenharia. Em um software BIM, qualquer elemento desenhado é interpretado e, imediatamente, carregam-se todas as informações, isto é, dimensões, materiais, quantitativos e orçamento (COELHO, 2016).

Com a aplicação do Curso de Extensão de Iniciação ao Orçamento 5D, os alunos aprimoraram a usabilidade da tecnologia BIM, que tem a interoperabilidade como uma característica forte dessa metodologia. “Building Information Modeling se refere a um conjunto de processos e ferramentas interligadas e independentes, que está baseado na disponibilidade dos modelos digitais do produto da construção, integráveis e capazes de conversar entre si”. (BRASIL,2019), ou seja, cada modificação feita no modelo deve ser automaticamente replicada em todas as áreas da obra, garantindo total redução de tempo gasto no projeto por arquitetos, engenheiros e construtores (AEC).

Outro ponto que deve ser destacado é que o curso capacitou os estudantes para um mercado que precisa de profissionais em BIM, para que o mesmo possa ser definitivamente aplicado nas obras, nas instituições de ensino, nas empresas, e possa ter uma construção civil com uma melhor otimização do tempo, dos recursos e valores, com uma correta compatibilização dos projetos que tanto afligem e trazem prejuízos.

Este projeto também teve o objetivo de promover a efetivação do Decreto nº 9.983 de 22 de agosto de 2019 que dispõe sobre a Estratégia Nacional de Disseminação do Building Information Modelling estimulando a capacitação em BIM 5D, e comparando a metodologia de ensino da disciplina de Orçamento de Obras na elaboração, com a metodologia do curso, haja vista que, é muito importante que as instituições de ensino tomem a iniciativa de trazer essa metodologia para a sala de aula.

2 | MATERIAL E MÉTODOS

Para alcançar os objetivos desse projeto de pesquisa foram realizadas as seguintes etapas:

Primeiramente foi feito um estudo sobre o atual plano de ensino da disciplina de

Orçamento de Obras do curso de Engenharia Civil do IFS - Campus Estância analisando a ementa que contém no Projeto Pedagógico de Curso (PPC) e destacando quais conteúdos servirão de base para o curso de Extensão.

Depois foi feito um estudo das etapas de um orçamento de obras e o passo a passo da metodologia convencional atualmente utilizada na disciplina.

Em seguida foi realizado um estudo da metodologia BIM, dos softwares que fazem integração com esta metodologia e estudo dos respectivos decretos nacionais que instruem o uso do BIM nos projetos para licitações;

Também foram feitos dois questionários, sendo um para os professores e outro para os alunos, para saber qual a opinião deles sobre a mudança da metodologia da disciplina com a implementação do Software BIM.

Depois foi realizado uma pesquisa sobre os Softwares de Orçamento que possuem integração com o BIM e foi escolhido o Orçafascio. Foi selecionado também de projeto arquitetônico em 2D que serviu de base para a modelagem 3D.

Em seguida foi elaborada a modelagem BIM 3D (figura 02) do projeto residencial e o Orçamento 5D que serviram para a elaboração da Ementa e apresentação do Curso.



Figura 2 - Residência unifamiliar modelada no curso

A modalidade de ensino foi a distância devido à pandemia causada pelo COVID-19 (Coronavírus) e devido o custo da licença individual do programa, foi disponibilizado apenas 6 vagas, cujas inscrições foram feitas via Sispubli (Sistemas de Publicações do IFS). Houve aulas síncronas e assíncronas de acordo com um cronograma elaborado pela equipe de projeto para apresentação do conteúdo do curso que foi dividido em três etapas como mostra na figura 03. O Curso foi realizado de 31 de agosto a 22 de setembro de 2020, encerrando com uma webinar. As plataformas utilizadas para a aplicação do curso foram Google Sala de Aula, Google Meet e um grupo de WhatsApp.



Figura 3 - Etapas do Curso

Na finalização do curso foi realizada a comparação dos resultados do orçamento tradicional e do orçamento em BIM para análise da viabilidade de Aplicação do software de Orçamento de obras em BIM na disciplina de orçamento de obras do curso de Engenharia Civil do IFS- Campus Estância e após a conclusão do curso foi enviado um questionário para os participantes, onde foi possível identificar os pontos positivos e negativos do curso e assim aprimorar a metodologia em outras oportunidades de oferta.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Ao comparar os resultados entre os orçamentos, foi observado diferença entre os quantitativos da planilha orçamentária, e também, foram observados itens orçados no BIM que não constavam na planilha de quantidades do levantamento da forma convencional. O valor orçado em BIM foi inferior ao valor orçado no método tradicional e o tempo disponibilizado na elaboração do orçamento foi inferior no método BIM comparado ao método tradicional.

Para a análise do curso, como dito anteriormente, foi realizada uma pesquisa de satisfação com os alunos através de um formulário no GoogleForms e verificou-se que 40% dos alunos acharam que o curso superou as expectativas e 60% dos alunos ficaram muito satisfeitos com curso (Figura 03).



Figura 03: pesquisa de satisfação no Google Forms.

Através do questionário foi identificado que o que mais os motivou a fazer o curso foi o interesse pela temática, sendo este 80% da motivação, e por ser gratuito, necessidade de aprender BIM e disponibilidade de tempo ficou entre os outros 20% da motivação da escolha.

Dentre os pontos destacados para possíveis melhorias nos próximos cursos foram: Mais qualidade e referencial teórico/bibliográfico (embasamento do conteúdo) e melhores formato de apresentação (com pdf , mais vídeos) (figura 04). Quanto à dinâmica das atividades ficou equivalente as opiniões sobre melhorias quanto ao envolvimento e contribuição dos alunos, interação entre os alunos e proporcionar motivação em participar, ou seja, melhorar a divulgação (figura 05).

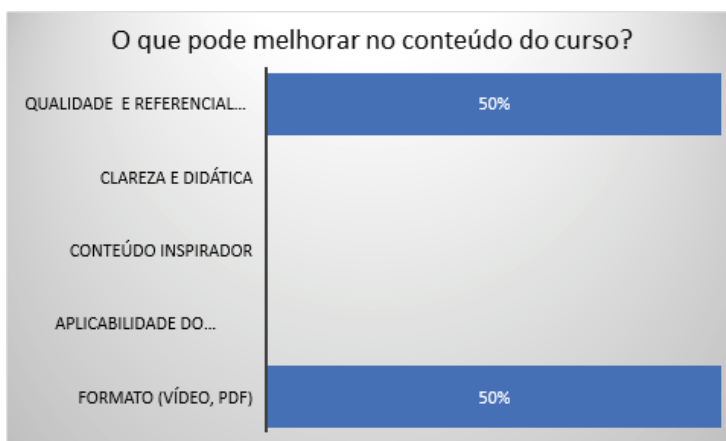


Figura 04: Pontos de possíveis melhorias no conteúdo do curso

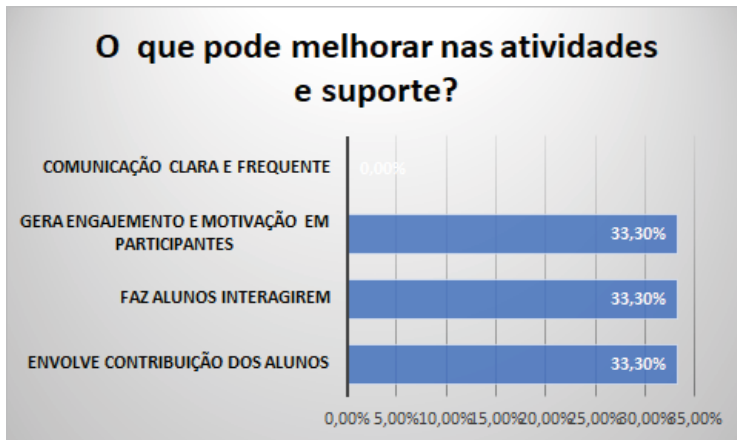


Figura 05: Pontos de possíveis melhorias nas atividades e suporte.

Portanto, obteve-se um feedback positivo do curso com depoimentos que demonstravam o quanto que os alunos aprenderam e acrescentou conhecimento na vida profissional e acadêmica. Dos alunos inscritos no curso, foram 5 alunos do IFS-Campus Estância e 1 aluno do IFS-Campus Aracaju.

4 | CONCLUSÕES

Através da aplicação deste projeto de extensão disponibilizado para alunos e comunidade externa de profissionais da construção civil, conseguiu-se fazer a capacitação inicial em BIM 3D e BIM 5D. e concluiu-se que é fundamental a inserção dessa metodologia na disciplina de orçamento de obras do IFS, seguindo assim, a evolução que vem acontecendo na área de Modelagem da Informação da Construção e assim capacitar alunos ao mercado de trabalho, uma vez que o Decreto nº 9.983/2019 exigirá esse conceito nas obras federais e como observado, essa metodologia é mais precisa e confiável nos resultados e reduz o tempo de elaboração do orçamento devido a interoperabilidade entre os programas BIM.

Além dos bons resultados acadêmicos ressalta-se que as empresas ganham profissionais aptos ao novo sistema, facilitando a sua implementação, possibilitando construções e projetos modernos, além de mostrar os resultados da comparação das melhorias que o uso do BIM trás para os projetos e seus complementos (orçamentos) feitos nele.

REFERÊNCIAS

BRADA, P. **Orçamento de Obras em Tempos de BIM**. Disponível em: <<https://blogdaliga.com.br/e-book-orcamento-de-obras-em-tempos-de-bim-de-pedro-badra/>>. Acesso em 08 de out. de 2020.

BRASIL. **Decreto nº 9.983, de 22 de agosto de 2019.** Dispõe sobre a Estratégia Nacional de Disseminação do Building Information Modelling e institui o Comitê Gestor da Estratégia do Building Information Modelling, Brasil, 2019.

BRASIL. **DECRETO Nº 10.306, DE 2 DE ABRIL DE 2020.** Estabelece a utilização do Building Information Modelling na execução direta ou indireta de obras e serviços de engenharia [...]. Diário Oficial da União. Brasília, 2020.

CADERNO BIM: **Coletânea de cadernos orientadores: caderno de especificações técnicas para contratação e projetos em BIM – Edificações.** Secretaria de Estado de Infraestrutura e Logística. Curitiba, 2018.

CBIC – Câmara Brasileira da Indústria da construção. **10 Motivos para evoluir com o BIM.** 2ª ed. Brasília, 2016.

CHECCUCCI, É. DE S.; PEREIRA, A. P. C.; AMORIM, A. L. DE. **Modelagem da Informação da Construção (BIM) no Ensino de Arquitetura. Proceedings of the XVII Conference of the Iberoamerican Society of Digital Graphics: Knowledge-based Design.** Anais... In: SIGRADI 2013. Valparaiso, Chile, 2013.

COELHO, Ronaldo Sérgio de Araújo. **Orçamento de obras na construção civil.** /Ronaldo Sérgio de Araújo Coelho. São Luís: Edição do Autor, 2016.

EASTMAN, Chuck; TEICHOLZ, Paul; SACKS, Rafael; KATCLEEN, Liston. **Manual do BIM: Um guia de modelagem da informação da construção para arquitetos, engenheiros, gerentes, construtores e incorporadores.** 1 ed., Bookman. Porto Alegre, 2014.

CORROSÃO NA ARMADURA EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO DEVIDO AO ATAQUE DE SULFATOS

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 19/08/2021

Henrique Resende dos Santos

Mestrando na Universidade Federal de Minas Gerais
Belo Horizonte, Minas Gerais
<http://lattes.cnpq.br/3913666035433488>

Adriano de Paula e Silva

Professor na Universidade Federal de Minas Gerais
Belo Horizonte, Minas Gerais
<http://lattes.cnpq.br/3873930710698633>

Eduardo Chahud

Professor na Universidade Federal de Minas Gerais
Belo Horizonte, Minas Gerais
<http://lattes.cnpq.br/7061747933713446>

Cristiane Machado Parisi Jonov

Professor na Universidade Federal de Minas Gerais
Belo Horizonte, Minas Gerais
<http://lattes.cnpq.br/4681966333993716>

RESUMO: Este trabalho apresenta um estudo bibliográfico sobre a corrosão das armaduras de estruturas de concreto armado provocada pela ação dos íons sulfatos. Foi analisado o meio em que os íons sulfatos estavam inseridos, bem como as variáveis que interferem neste processo para causar deterioração nas estruturas de concreto armado. Pode-se concluir com este trabalho que, além de provocar reações químicas expansivas no concreto, o ataque de sulfatos também pode

ocasionar corrosão nas armaduras, sendo essencial ampliar o conhecimento do mecanismo de ação para condutas preventivas e corretivas no intuito de aumentar a vida útil das estruturas de concreto armado.

PALAVRAS - CHAVE: Corrosão das armaduras. Íons Sulfatos. Concreto.

REINFORCEMENT CORROSION IN REINFORCED CONCRETE STRUCTURES DUE TO SULFATE ATTACK

ABSTRACT: This work presents a bibliographic study on the corrosion of reinforced concrete structures reinforcement caused by the action of sulfate ions. The medium in which the sulfate ions were inserted was analyzed, as well as the variables that interfere in this process to cause deterioration in the reinforced concrete structures. It can be concluded with this work that, in addition to causing expansive chemical reactions in the concrete, the attack of sulfates can also cause corrosion in the reinforcement, being essential to expand the knowledge of the mechanism of action for preventive and corrective conducts in order to increase the useful life of the reinforced concrete structures.

KEYWORDS: Corrosion of reinforcement. Sulfate ions. Concrete.

1 | INTRODUÇÃO

Conforme Petru (2019), as estruturas estão sempre em contato com efeitos deletérios, tais como, sobrecargas, ataques ambientais, desastres, entre outros. As estruturas de cimento

Portland devem cumprir as funções prescritas em projeto, além de resistir à ação de agentes agressivos decorrentes do ambiente no qual estão inseridas. Assim, as especificações dos materiais utilizados na execução estão intrinsecamente ligadas à agressividade do meio durante sua vida útil.

O concreto, quando corretamente executado, protege a armadura sobre dois principais aspectos: o físico e o químico. A proteção física é devida ao cobrimento do concreto, que deve ser de acordo com a NBR 6118:2014. Já a proteção química, é decorrente do meio alcalino, fazendo com que haja a formação de uma película fina, a camada passivadora (GENTIL, 1996).

Segundo Moyses (2018), a camada passivadora é fundamental para não deixar o aço entrar em processo de corrosão. Além disso, Nascimento *et al.* (2020) mencionam que nas estruturas de concreto armado a corrosão das armaduras é uma das manifestações patológicas que ocorrem com maior frequência. O resultado desse processo eletroquímico é a redução da seção de armadura e a fissuração do concreto paralelamente a esta (MOTA *et al.* 2009).

No tocante à deterioração do concreto, esta acontece por fenômenos físico-químicos que apresentam causas diversas. Na figura 1 abaixo, Silva (2017) demonstrou as diversas formas de deterioração do concreto por reações químicas.

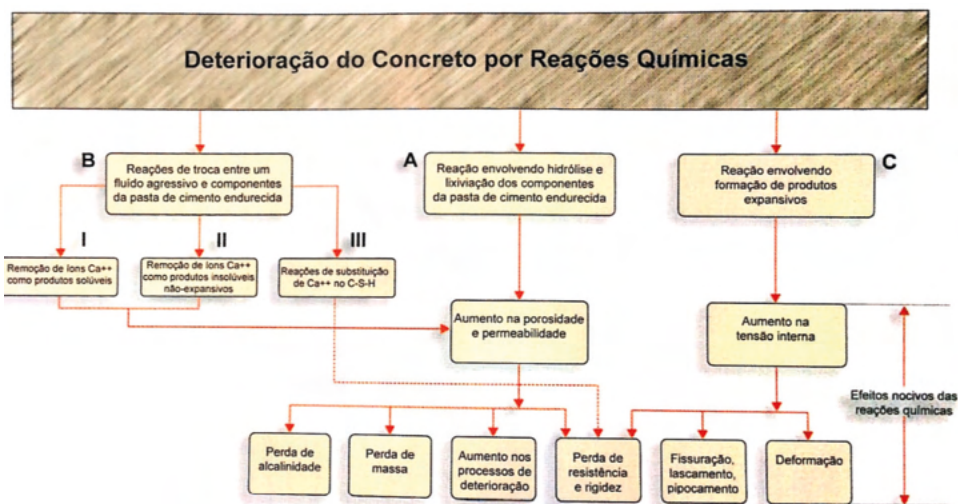


Figura 1 - Representação esquemática da deterioração do concreto por reações químicas (SILVA, 2017).

Os sulfatos estão entre os agentes químicos com maior agressividade sobre o material, podendo ser encontrados em diversas formas, como por exemplo, diluídos em água (Pereira, 2019). Deste modo, os concretos utilizados em obras subterrâneas, marítimas ou de condução de rejeitos industriais e esgotos são mais susceptíveis a esses

ataques (Pereira, 2019).

O ataque interno de sulfatos e os seus processos de formação e deterioração em compostos cimentícios são complexos, apesar de diversos estudos e discussões sobre o tema (DE LIMA e SILVA et al. 2018).

Segundo De Lima e Silva *et al.* (2018), os compostos hidratados da pasta endurecida e os íons sulfatos que estão presentes na solução dos poros da matriz, provocam várias reações químicas e físicas, resultando na formação de produtos que podem levar à expansão e à fissuração. Conforme relatam os mesmos autores, o ataque de sulfatos, notadamente o sulfato de magnésio, provoca a redução do pH no concreto, reduzindo a camada passivadora e, favorecendo o processo de corrosão.

Compreender como a durabilidade do concreto armado é afetada pelo ataque de sulfatos, demonstrando a atuação desse processo químico, é uma questão relevante para a construção civil. Neste sentido, estudos e pesquisas são constantemente desenvolvidos sobre as manifestações patológicas e a durabilidade das estruturas. Dependendo do tipo de solo, as fundações ficam em contato direto com águas ricas em sulfatos, o que pode acarretar em um impacto econômico na recuperação da edificação. Assim, a partir da ampla compreensão dos efeitos químicos gerados pelos sulfatos, pode-se evitar gastos elevados com a recuperação da estrutura.

Dessa forma, este trabalho tem como objetivo geral realizar uma revisão bibliográfica sobre a corrosão das armaduras em estruturas de concreto armado devido ao ataque de sulfatos. O trabalho está organizado da seguinte forma: primeiro, há esta introdução, na qual é apresentada a contextualização e o objetivo; a segunda seção traz os mecanismos gerais da corrosão do aço no concreto; a terceira, por sua vez, apresenta as condições necessárias para o processo corrosivo; a quarta, se refere às estruturas de concreto e as procedências dos sulfatos; a quinta, é sobre a corrosão provocada pelos sulfatos e; a sexta e última, elenca as principais conclusões.

2 | MECANISMOS GERAIS

Segundo Metha (2006), a corrosão do aço no concreto é um processo eletroquímico. Os potenciais eletroquímicos têm dois cominhos para formar as células de corrosão: incorporação de dois metais diferentes no concreto e, pela diferença de concentração de íons dissolvidos, tal como os álcalis.

Diante disso, forma-se no metal, uma área catódica e a outra anódica, conforme Figura 2 abaixo.

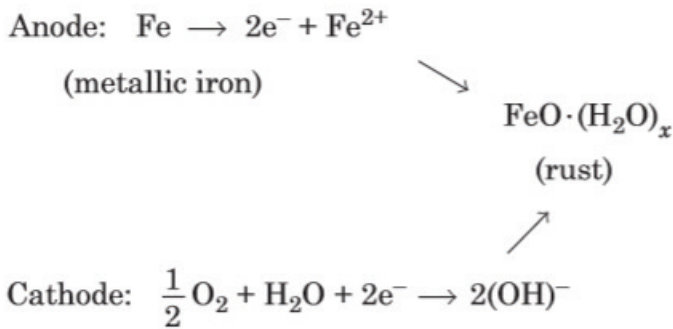


Figura 2 - Representação esquemática das alterações químicas (METHA, 2006).

A Figura 3 a seguir, demonstra que entre as áreas anódicas e catódicas haverá uma diferença de potencial (ddp), dando início ao fluxo de corrente elétrica, devido à formação do efeito pilha (FORTES; ANDRADE, 2001).

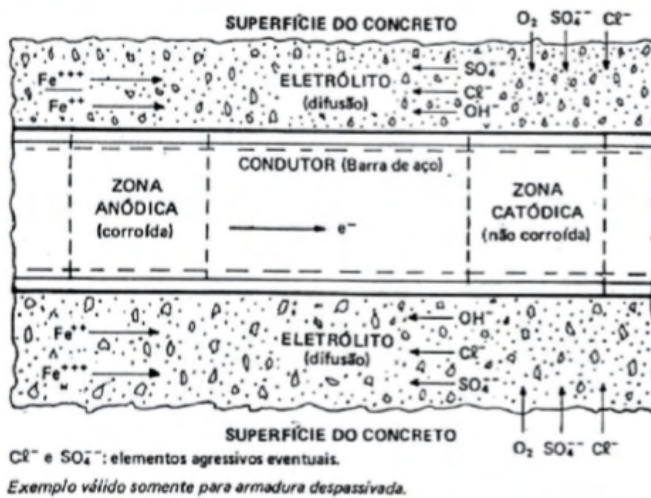


Figura 3 - Representação esquemática da corrosão eletroquímica em concreto armado (HELENE, 1986).

O fluxo de elétrons para a área catódica é mantido pelo consumo de elétrons, fazendo com que a ionização do ferro metálico aconteça na área anódica. Já em relação à área catódica, a presença do ar e da água na superfície do cátodo é extremamente necessário (METHA, 2006).

A formação da ferrugem decorrente da transformação ferro metálico, proporciona um aumento de volume, que dependendo do estado de oxidação, pode aumentar em até 600% do tamanho original, como mostra a Figura 4 a seguir (METHA, 2006).

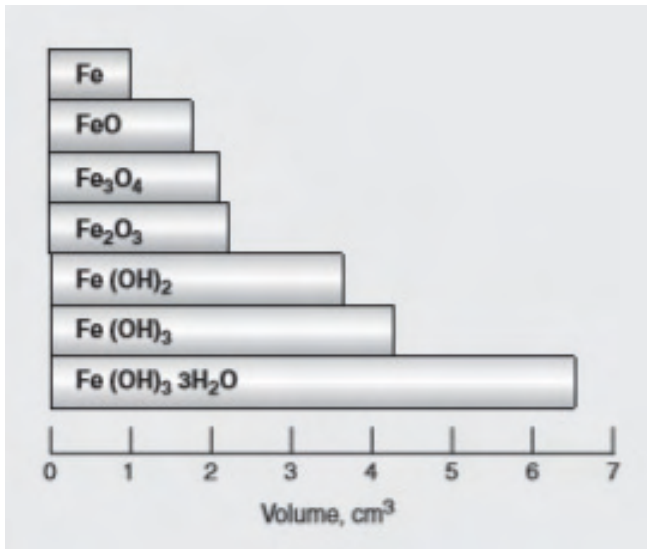


Figura 4 - Mostra que dependendo do estado de corrosão o volume sólido pode aumentar em até seis vezes (METHA, 2006).

A corrosão pode se manifestar no concreto armado na forma de manchas superficiais causadas pelos produtos de corrosão, seguidas por fissuras, destacamento do concreto de cobertura, diminuição da secção resistente das armaduras com frequente seccionamento de estribos, redução e eventual perda de aderência das armaduras principais, ou seja, deteriorações que levam a um comprometimento da segurança estrutural (RIBEIRO, 2014).

3 | CONDIÇÕES NECESSÁRIAS PARA O PROCESSO CORROSIVO

A formação de óxidos e hidróxidos de ferro é conduzida pela corrosão, produtos pulverulentos e porosos denominados ferrugem. Esses produtos só ocorrem nas seguintes condições: existência de um eletrólito; diferença de potencial; oxigênio e; agentes agressivos (HELENE, 1986).

O eletrólito tem como propósito permitir a dissipação e mobilidade dos íons, realizando a ligação entre a superfície do aço e a matriz porosa do concreto. A título de exemplo, a água existente no concreto em grande proporções funciona como um eletrólito. Além desta, a portlandita – Ca(OH)₂-, produto de hidratação do cimento, formam nos poros e capilares uma solução saturada que constitui um bom eletrólito (RIBEIRO, 2014).

A diferença de potencial entre os pontos da barra pode ter diversas origens, como por exemplo: diferença de umidade, aeração, concentração salina, tensão no concreto e no aço (RIBEIRO, 2014).

Segundo Helene (1986), o oxigênio é necessário para a formação da ferrugem – 2Fe(OH)₂. Na Figura 5, apresentada a seguir, a velocidade inicial é acelerada tendendo

a decrescer com a constituição da camada de óxido, porque esta irá operar como um impedimento da difusão do oxigênio.

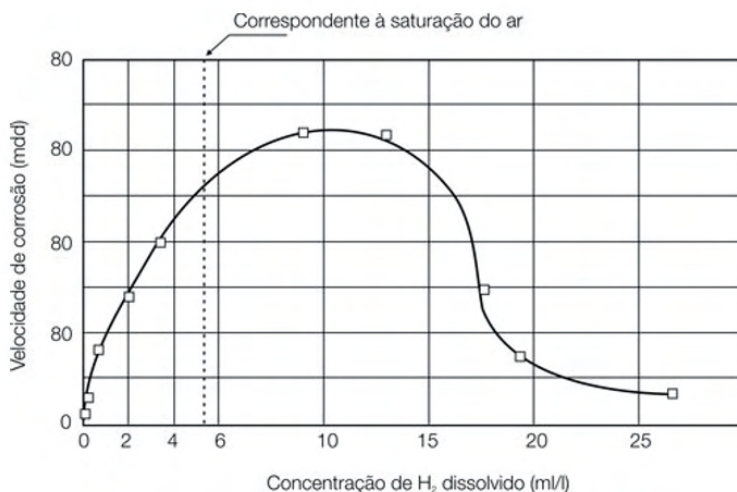


Figura 5 - Velocidade de corrosão em relação à concentração de oxigênio dissolvido (mdd = mg/dm²/dia) (RIBEIRO, 2014).

Os agentes agressivos contidos ou absorvidos no concreto podem acelerar a corrosão, já que inibem a formação ou destroem a camada passivadora do aço. Dentre eles estão: íons sulfatos, dióxido de carbono, gás sulfúrico, entre outros.

Tuutti (1982) estabeleceu através de um modelo, uma metodologia de vida útil com base na corrosão das armaduras do concreto por meio de dois subprocessos: iniciação e propagação.

O período da iniciação é determinado pelo cobrimento do concreto, no qual sofrerá alterações devido ao nível de concentração das substâncias que dão início a corrosão. O processo da corrosão começa no estágio da propagação (TUUTTI, 1982). Assim, após a despassivação da armadura, a velocidade e a intensidade da corrosão são determinadas pelas condições termodinâmicas (RIBEIRO, 2014). O teor de umidade é o principal fator de controle do processo.

A umidade no concreto é controlada pela temperatura, sendo que esta, regula a evaporação e a condensação da água no seu interior, cuja a qual, atua como eletrólito no processo de corrosão (RIBEIRO, 2014).

4 | ESTRUTURAS DE CONCRETO E PROCEDÊNCIA DOS SULFATOS

O concreto quando executado com os devidos cuidados, proporciona baixa permeabilidade, reduz a penetração de agentes agressivos, funcionando como uma

barreira para impedir que os vergalhões de aço sofram ataques de íons agressivos, como por exemplo, íons sulfatos.

O desgaste, variações químicas ou alterações na estrutura são devido às alterações sofridas pelo material que estão relacionadas com a interação físico-química entre o material e o meio.

A deterioração e a corrosão do concreto podem ser observadas pelos processos principais, sendo estes, classificados de acordo com a sua natureza, em mecânicos, físicos, químicos, biológicos.

Segundo Metha (2006), reações químicas que envolvem produtos expansivos no concreto podem gerar prejuízos. Em primeiro momento, as expansões podem não gerar danos ao concreto, porém, com o aumento crescente das tensões internas acarreta deformações, deslocamentos em diferentes partes da estrutura, rachaduras, entre outros.

Grandes teores de sulfatos podem ser encontrados nos solos e em águas industriais como naturais (RIBEIRO, 2014). As concentrações de SO_4 entre 3.000 e 6.000 mg/l são consideradas as mais severas (WHITTAKER, 2014). Na maioria dos solos, o sulfato está na forma de gipsita (ou gesso, $CaSO_4 \cdot 2H_2O$), geralmente em concentrações que variam de 0,01% a 0,05% de SO_4 , sendo, portanto, quantidades inofensivas ao concreto.

Nas águas subterrâneas, os sulfatos mais presentes são: magnésio, sódio e potássio. O sulfato de amônia pode ser encontrado em águas e terras agrícolas (DE LIMA e SILVA *et al.*, 2018).

5 | CORROSÃO PELOS ÍONS SULFATOS

Geralmente, a agressividade do ataque está ligado ao teor de sulfatos no solo e na água em contato com o concreto e às características desse concreto (RIBEIRO, 2014). Aumentando o teor de sulfatos, aumenta a agressividade do meio, e quando estão dissolvidos em água, esses íons se tornam mais agressivos (RIBEIRO, 2014).

A Figura 6 abaixo, demonstra que ataque por sulfato ao concreto provoca reações entre o agente agressor e o composto do material cimentício. Segundo Ribeiro (2014), esse ataque ocorre devido à três fatores: penetração dos íons sulfato na matriz do cimento; reação dos sulfatos com o hidróxido de cálcio, formando gesso; e na reação do gesso com os aluminatos, resultando em compostos expansivos, como a etringita.

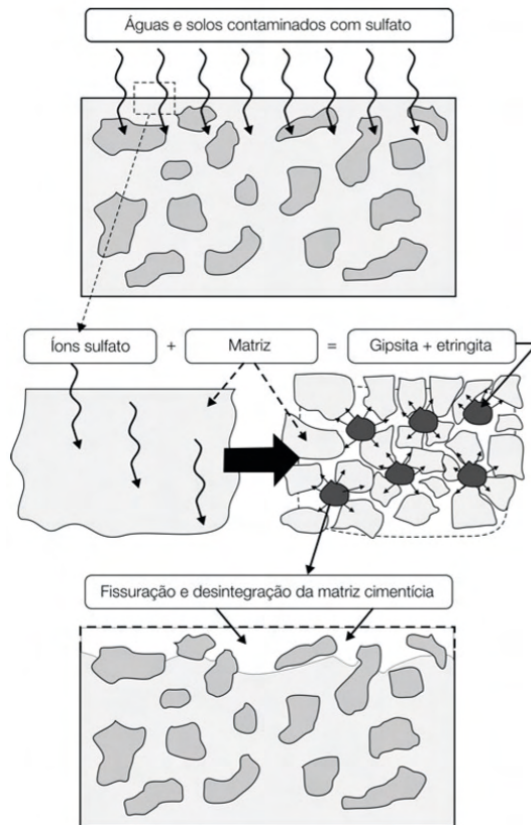


Figura 6 - Representação esquemática dos efeitos do ataque por sulfatos sobre o concreto (RIBEIRO, 2014).

Os sulfatos mais prejudiciais para o concreto são: sulfato de amônio $[(NH_4)_2SO_4]$, o sulfato de cálcio ($CaSO_4$), o sulfato de magnésio ($MgSO_4$) e o sulfato de sódio (Na_2SO_4).

Dentre eles, o sulfato de magnésio, por sua vez, é o mais prejudicial devido à formação de hidróxido de magnésio, e este reage também com o hidróxido de cálcio, reduzindo a alcalinidade do sistema e tornando instável o silicato de cálcio hidratado, que também será alvo de ataque da solução de sulfato (METHA, 2006).

Pode-se verificar a redução da alcalinidade do sistema, e, conseqüentemente, a profundidade do ataque, utilizando a fenolftaleína, que é um indicador de basicidade. A partir da Figura 7 abaixo, é possível perceber que, a região acometida pelo ataque de sulfato, apresenta aspecto incolor, enquanto a região não acometida possui aspecto rosado.



Figura 7 – Efeitos do ataque por sulfatos sobre o concreto (DE LIMA e SILVA *et al.*, 2018).

Assim, diante do projeto estrutural, tem-se o cobrimento do concreto, visualizando então, se o cobrimento já foi ultrapassado ou não pelo ataque de sulfatos, de forma a influenciar diretamente na despassivação do aço que pode acarretar na corrosão do mesmo.

6 | CONCLUSÕES

O conhecimento das manifestações patológicas presentes nas estruturas de concreto armado é de grande importância para que a vida útil de projeto de uma estrutura seja alcançada. O entendimento das origens, das formas de manifestação e os mecanismos de deterioração das estruturas auxilia nas tomadas de decisões no tocante aos procedimentos a serem realizados para garantir a durabilidade e desempenho das estruturas de concreto armado.

A corrosão das armaduras é o fenômeno mais frequente no que se refere a deterioração das estruturas de concreto armado. Uma das principais causas é o CO₂, que favorece a diminuição do pH e posteriormente a despassivação da armadura, bem como os íons sulfatos, que também contribuem para esta despassivação.

Fatores como a espessura do concreto e sua qualidade também influenciam na propagação da corrosão, além do meio em que o mesmo está inserido. Por isso, a investigação do solo é primordial para conhecer o nível de contaminação em que a estrutura estará submetida.

O ataque por sulfatos, conforme citado ao longo deste trabalho, demonstra ser bastante agressivo para as estruturas de concreto armado, alterando as suas características, além de diminuir a sua resistência. Desta forma, a execução das estruturas, por meio das boas técnicas da engenharia, bem como obedecendo as normas vigentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), aumenta sua durabilidade.

REFERÊNCIAS

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- DE LIMA e SILVA, LD; DE SOUZA, MVT; MARQUES, NM; ALVES, ISSS; GOMES, GJC. **Análise da resistividade de estruturas de concreto submetidas ao ataque corrosivo de sulfato de magnésio**. Revista Teccen. 2018 Jul./Dez.; 11 (2): 23-31.
- FORTES, L.R.; ANDRADE, J.C. **Corrosão na armadura do concreto armado: influência dos agentes cloretos e da carbonatação**, 2001.
- GENTIL, V. **Corrosão**. 3 ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996.
- HELENE, P. R. L. (1986). **Corrosão em Armaduras para Concreto Armado**, São Paulo: Pini.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concrete: microstructure, properties and materials**. Third edition. Publishing company: McGraw-Hill, 2006.
- MOTA, J. M. F.; PONTES, R. B.; CANDEIAS NETO, J. A.; OLIVEIRA, M. F.; ALMEIDA, H. T.; CARNEIRO, A. M. P. **Análise das Patologias em Estruturas de Concreto na Zona Litorânea da Cidade do Recife – PE**. X Congresso Latino-americano de Patologia – CONPAT. Valparaíso – Chile. 2009.
- MOYSES, R. **Análise de propriedades mecânicas do concreto deteriorado pela ação de sulfatos mediante utilização do UPV**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.
- MOYSES, R. **Durabilidade, Patologia e Recuperação e Recuperação das Estruturas**. Apostila para Curso de Especialização, PUC-MG, Belo Horizonte, 2018.
- NASCIMENTO, M.L.M.; SENA, G.O.; NETO, A. C. N.; **Patologia das Construções**. 1º Edição: 2B Educação. 2020.
- PEREIRA, V. C. **Efeitos dos sulfatos na degradação do concreto**. 2019. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso). Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2019.
- PETRU, M; WANG, X. **Mode I fracture evaluation of CFRP-to-concrete interfaces subject to aggressive environments agents: Freeze-thaw cycles, acid and alkaline solution**. Elsevier. V. Part B 168. 581-588. 2019.
- RIBEIRO, Daniel Verás. **Corrosão em Estruturas de concreto armado: teoria, controle e métodos de análise**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.
- SILVA, S. S. **Diagnóstico de Estruturas de Concreto em Ambientes Marinhos: Estudo de Caso de uma Plataforma de Pesca**. 2017. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso). Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2017.
- TUUTTI, K. **Corrosion of Steel in Concrete**. Stokholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

WHITTAKER, M. **Current knowledge of external sulfate attack**. Advances in Cement Research. V. 27. Issue 9. 2014.

DANOS PÓS INCÊNDIO NA ESTRUTURA DE UMA SUBESTAÇÃO ELÉTRICA. UM ESTUDO DE CASO NA UNIVERSIDADE FEDERAL DO ESPÍRITO SANTO

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 02/08/2021

Rodolpho Medeiros Frossard

Instituto Federal do Espírito Santo
Nova Venécia – ES
<https://orcid.org/0000-0002-7899-4530>

Anna Luiza Macachero Victor Rodrigues

Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES
<https://orcid.org/0000-0003-3734-829X>

Lara Sandrini

Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES
<https://orcid.org/0000-0002-0083-2216>

Matheus Carreiro Zani

Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES
<https://orcid.org/0000-0002-1295-9919>

Warribe Lima de Siqueira

Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES
<https://orcid.org/0000-0002-5881-7043>

Geilma Lima Vieira

Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES
<https://orcid.org/0000-0001-6148-3307>

RESUMO: Diversos materiais de construção têm suas propriedades modificadas quando em presença de fogo. O concreto Portland é

um desses materiais, que, quando submetido à altas temperaturas sofre alterações em sua microestrutura que podem interferir em seu comportamento mecânico, como por exemplo, a redução da resistência à compressão. O presente trabalho tem por objetivo avaliar as modificações das propriedades mecânicas e os danos causados em uma estrutura de concreto pós incêndio. Para isso foram utilizadas técnicas da engenharia diagnóstica, tais como vistoria, anamnese e realização de ensaios, destrutivos e não destrutivos, para verificação da qualidade do concreto, identificando a necessidade, ou não, de intervenção para reabilitação da estrutura. Os resultados da pesquisa evidenciaram a redução da vida útil e da durabilidade do concreto analisado, uma vez que a estrutura já apresentava características que favoreciam os mecanismos de deterioração. Portanto, foi constatada a necessidade de tratamento e reforço em todos os elementos estruturais da subestação.

PALAVRAS - CHAVE: Incêndio; Concreto Armado; Durabilidade; Engenharia Diagnóstica

POST-FIRE DAMAGE TO THE STRUCTURE OF AN ELECTRICAL SUBSTATION. A CASE STUDY AT THE FEDERAL UNIVERSITY OF ESPÍRITO SANTO

ABSTRACT: Various construction materials have their properties modified when in the presence of fire. Portland concrete is one of those materials that, when subjected to high temperatures undergoes changes in its microstructure can interfere in its mechanical behavior, such as the reduction of compressive strength. This work

aims to evaluate how changes in mechanical properties and the damage caused in a post-fire Portland concrete structure. For that, diagnostic engineering techniques were used, such as inspection, anamnesis, and tests, destructive and non-destructive, to verify the quality of the concrete identifying the need, or not, for intervention to rehabilitate the structure. The results showed a reduction in the useful life and durability of the concrete, since the structure already had characteristics that favored the deterioration mechanisms. Therefore, there was a need for treatment and reinforcement in all structural elements of the electric substation.

KEYWORDS: Fire; Reinforced Concrete; Durability; Diagnostic Engineering.

1 | INTRODUÇÃO

Incêndios são eventos inesperados que podem implicar efeitos relevantes nas edificações, visto que os materiais de construção submetidos a ação do fogo podem: amolecer, fundir, se decompor ou carbonizar. Desta maneira, no decorrer da ação do fogo os danos causados aos materiais podem ocasionar deformação da estrutura ou permitir a propagação do fogo (BERTOLINI, 2010).

A ação do fogo pode se manifestar diretamente sobre o concreto ou sobre a armadura de aço. Durante um incêndio, a transferência de calor pode ocorrer de 3 formas: condução, convecção e radiação. Brites e Costa (2011) afirmam que no interior da massa de concreto, predomina-se a condução devido ao gradiente térmico que é estabelecido entre o núcleo da massa (região interna, com temperatura fria) e a superfície da massa (região externa, com temperatura elevada em função do incêndio). A intensidade da transferência de calor depende das seguintes propriedades térmicas: condutibilidade, difusibilidade, calor específico e massa específica.

O concreto pode ser caracterizado como um material que exhibe um bom comportamento em altas temperaturas, devido a sua essência incombustível e baixa difusividade térmica da qual assegura uma lenta propagação de transitórios térmicos dentro dos componentes estruturais, bem como não exalar gases tóxicos (COSTA *et al.*, 2002; COLOMBO, 2007). No entanto, o concreto é um material polifásico, composto pela pasta de cimento, agregado graúdo, agregado miúdo e ar dos poros e essa heterogeneidade é evidenciada quando esse material é exposto a elevadas temperaturas, em que cada componente se comporta de forma diferente.

As altas temperaturas causam alterações na microestrutura do concreto que podem variar de acordo com a dosagem e os insumos utilizados. Brites e Costa (2011) dizem que temperaturas em torno de 300°C podem ocasionar queda de aproximadamente 25% na resistência, enquanto que temperaturas próximas a 600°C, podem levar a redução de cerca de 75%. Os autores ainda ressaltam que, além das alterações sofridas na pasta de cimento, os agregados têm grande influência no comportamento térmico do concreto. Isso se deve ao grande volume que eles ocupam na massa de concreto, bem como sua composição mineralógica e reatividade. Sreenivasulu e Srinivasa Rao (2013) ainda dizem

que à medida que o aquecimento progride, há um aumento da pressão dos poros no concreto que continua a aumentar até que a tensão interna se torne tão grande que resulta em fragmentação explosiva, fenômeno conhecido como *spalling*.

Outro fator importante destacado por Guo e Shi (2011) é como ocorre o resfriamento do concreto. O óxido de cálcio produzido pela degradação da pasta de cimento ou dos agregados pode hidratar-se a hidróxido de cálcio quando em contato com a água. Sendo que, pode perder até 10% da sua resistência inicial, dependendo da temperatura atingida e do tipo de resfriamento adotado, sendo quanto mais rápido o resfriamento, maior a perda de resistência inicial do material.

Numa situação de incêndio, o CO_2 gerado entra na massa de concreto e reage com os constituintes alcalinos desse material, como o hidróxido de cálcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ presente em sua composição. Dessa reação resulta a formação do carbonato de cálcio (CaCO_3) provocando um descréscimo na alcalinidade, levando o pH que antes era elevado, em torno de 13, para um valor próximo de 9. Conforme Andrade (1992) este valor de pH é insuficiente para proteger a armadura contra corrosão. Zhu *et al.* (2016) afirmam que a corrosão das armaduras devido à carbonatação do concreto é um problema significativo para a redução da resistência e durabilidade das estruturas de concreto armado.

Muitos estudos do comportamento de concreto em situação de incêndio são feitos com corpos-de-prova padronizados. No entanto, em elemento estrutural, os danos causados durante um incêndio dependem de fatores como seção transversal, taxa de aço e sua configuração das armaduras, do carregamento e da conexão com os outros elementos do sistema estrutural (BRITZ e COSTA, 2011). Dessa forma, torna-se importante a realização de um estudo com avaliação do comportamento e da qualidade do concreto, em situação real, após um incêndio.

Sendo assim, o presente trabalho objetiva avaliar os danos na estrutura de concreto armado da subestação elétrica da Universidade Federal do Espírito Santo após a ocorrência do incêndio no dia 03 de maio de 2019, por meio de ferramentas da engenharia diagnóstica, de modo que se possa identificar a necessidade ou não de intervenções para reabilitação da estrutura.

2 | ABORDAGEM METODOLÓGICA

Para a avaliação dos danos à estrutura da subestação da UFES causados por um incêndio foi realizado um levantamento de subsídios, englobando revisão de literatura, vistoria ao local, anamnese do caso e realização de ensaios em campo e em laboratório.

A vistoria aconteceu no dia 27 de junho de 2019 às 13h. Foi realizado um relatório fotográfico do local, analisando a extensão do sinistro e determinando quais ensaios deveriam ser realizados e quais elementos estruturais provavelmente apresentariam maior risco e vulnerabilidade.

Logo após foi realizada uma anamnese a fim de levantar os subsídios para o entendimento dos fatos relacionados ao sinistro. Por fim, foi determinado quais ensaios seriam realizados para investigar a integridade do concreto sinistrado. Esses foram: os ensaios de velocidade de propagação da onda ultrassônica, espectroscopia por indução colorimétrica, ensaio de dureza superficial pelo esclerômetro de deflexão, potencial de corrosão e extração de testemunho para ensaio de resistência à compressão. Na Figura 1 é apresentado o croqui da Sala do Transformador 1 com a indicação dos pontos onde os ensaios foram realizados.

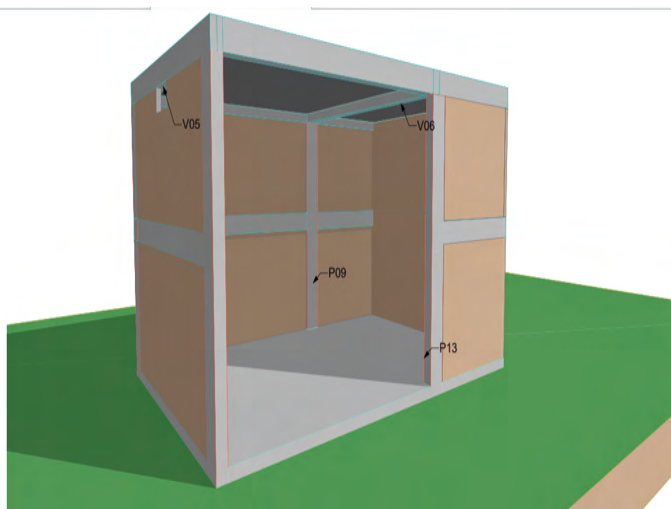


Figura 1 - Croqui da Sala do Transformador 1 com pontos de realização dos ensaios indicados

2.1 Ensaio de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas - ABNT NBR 8802:2019

Segundo Carvalho *et al.* (2013) o ensaio de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas é um método não destrutivo que tem como objetivo verificar a homogeneidade e qualidade do concreto, detectando falhas internas e profundidade de fissuras. O equipamento utilizado nesta pesquisa foi o da marca Proceq modelo Pundit Lab+. O Quadro 1 traz a classificação que relaciona a velocidade da onda com a qualidade do concreto.

Velocidade (m/s)	Qualidade
> 4500	Excelente
3500 – 4500	Boa
3000 – 3500	Duvidosa
2000 – 3000	Ruim

< 2000	Muito Ruim
--------	------------

Quadro 1 – Classificação relacionando velocidade à qualidade do concreto. Fonte: CANOVAS apud CARVALHO, 2013

2.2 Ensaio de potencial de corrosão - ASTM C 876:2015

De acordo com Helene (1993) o ensaio de potencial de corrosão tem como objetivo classificar a probabilidade de corrosão nas armaduras dos concretos armados e monitorar as estruturas ao longo do tempo. Medeiros *et al.* (2013) dizem que essa técnica é a mais rápida e com menor custo existente para identificar as zonas de armaduras despassivadas, indicando as regiões de iniciação da corrosão das armaduras que necessitam de análises e reparos.

Segundo Mehta e Monteiro (2008) o potencial de corrosão no aço do concreto armado pode ser medido como a diferença de voltagem entre o aço e um eletrodo de referência em contato com a superfície do concreto.

O ensaio de potencial de corrosão ainda não é normalizado no Brasil, sendo então utilizada a norma americana ASTM C 876:2015 como base para o procedimento. No Quadro 2 são apresentadas as probabilidades da existência de corrosão de acordo com faixas de potencial.

Faixa de potencial (mV)	Probabilidade de existência de corrosão
Mais positivo que - 200	Baixa, inferior a 10%
Entre -200 e -300	Incerta
Mais negativo que - 300	Alta, superior a 90%

Quadro 2 - Avaliação do potencial de corrosão em estruturas de concreto armado. Fonte: Adaptado da ASTM (2015)

2.3 Espectroscopia por indução colorimétrica - DIN EN 14630:2007

O ensaio de espectroscopia por indução colorimétrica com aspersão de fenolftaleína tem por objetivo medir a frente de carbonatação. Este ensaio ainda não é normalizado no Brasil, para sua realização utiliza-se os procedimentos da norma alemã DIN EN 14630:2007.

O concreto é considerado em boas condições para que proteja a armadura quando possui um pH maior que 12. Sahuinco (2011) diz que se no contato da solução de fenolftaleína com a superfície do concreto, esta adquirir a cor magenta, o pH do concreto está adequado para proteger a armadura, caso a superfície mantenha sua cor inalterada, o pH do concreto está abaixo de 9. Com a profundidade do concreto de baixo pH consegue-se estimar o tempo em que a armadura perderá a camada passivadora que o protege da corrosão (CASCUDO, 1997, *apud*, SILVA, 2010).

2.4 Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - ABNT NBR 7584:2012

Segundo Helal *et al.* (2015) o ensaio de dureza superficial pelo esclerômetro de deflexão é uma técnica simples, rápida e não destrutiva que tem como objetivo medir a dureza superficial e correlacioná-la com a resistência à compressão do concreto. Ressalta-se que a resistência à compressão encontrada por meio da dureza superficial do concreto pode ser influenciada por fatores diversos, o que traz falta de confiabilidade aos resultados, portanto, optou-se pela realização deste ensaio apenas como uma análise preliminar. O ensaio foi realizado em P13, P9 e V6.

2.5 Extração de testemunho e ensaio de resistência à compressão axial - NBR 7680-1:2015

A extração de testemunho é um procedimento realizado para a obtenção de corpos-de-prova de concretos já moldados e endurecidos para avaliação de suas condições de uso. A NBR 7680-1:2015 trata de ensaios de resistência à compressão realizadas em extrações de testemunhos, dentre outras finalidades, para a verificação da segurança estrutural em obras existentes que passaram por situação de incêndio. Foi extraído um testemunho em P13 e suas dimensões estão descritas no Quadro 4.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Vistoria e Anamnese

O sinistro ocorreu na Subestação de energia elétrica da Universidade Federal do Espírito Santo, situada no endereço: Av. Fernando Ferrari, 514 - Goiabeiras, Vitória - ES 29075-010. A edificação é composta por apenas um pavimento e tem área total de 241.80 m², composta por 3 salas, aqui denominadas Sala do transformador 1, Sala do transformador 2 e Sala elétrica.

O sistema estrutural da edificação é composto por: sapatas, pilares e vigas de concreto armado convencional, e laje pré-moldada de concreto com blocos cerâmicos. A edificação possui vedação vertical em blocos de concreto, revestimento de paredes e teto de argamassa e pintura com tinta acrílica. O piso é industrial, também de concreto. A cobertura da edificação é composta por telhas de fibrocimento.

Nas Salas do Transformador 1 e 2, encontravam-se um transformador da marca COMTRAFO, em funcionamento, com isolamento a óleo em cada sala. Na sala elétrica, encontravam-se cubículos elétricos, alguns eletrificados, outros não, transformadores de menor capacidade, deseletrificados, além de sistema de ar condicionado em funcionamento.

O cômodo mais danificado pelo incêndio foi a Sala do Transformador 01, onde ocorreu o incêndio. Nela foi possível verificar algumas anomalias, sendo as principais

vistas na Figura 2. Verificou-se também que não houve ocorrência de deslocamento de camadas de concreto e de exposição das armaduras, indicando que o incêndio não atingiu condições de temperatura e de duração necessárias para desencadear o spalling.



Figura 2 - Condições da edificação

A Sala do Transformador 02 não tem ligação direta com a Sala do Transformador 01, onde foi o foco do incêndio, porém verificou-se a presença de áreas escurecidas na parede em comum as duas salas, nos pontos de passagem da eletrocalha de um cômodo para o outro. A Sala Elétrica também não tem comunicação direta com a Sala do Transformador 01, mas a parede entre os dois cômodos apresentou fissuração no encontro da viga de cobertura e a alvenaria. Além disso verificou-se a presença de áreas escurecidas na proximidade dessas fissuras e no ponto de passagem de eletroduto de um cômodo para outro.

Na anamnese foi verificado que a edificação teve sua construção no ano de 2007 e percebeu-se, através do projeto estrutural, que toda a edificação foi projetada com concreto é convencional com f_{ck} 25MPa, fator água/cimento 0,6, armadura longitudinal CA 50A e transversal CA 60. Entretanto, foram encontradas algumas incompatibilidades entre o projeto e a edificação construída.

Em análise aos projetos, a observação mais expressiva foi a ausência de projeto de detecção e combate a incêndio, além da modificação na compartimentação da sala do transformador 1. A locação dos pilares P13 e P14 foi executada diferente do projetado e finalmente, há vigas que não estão de acordo com o projeto de vigas e o de locação das vigas intermediárias.

Com relação ao acontecimento do incêndio, o mesmo ocorreu no dia 03/05/2019 no final da manhã. Inicialmente foram notados locais na universidade que sofreram falta de luz. O corpo de bombeiros foi acionado às 12h07, e às 12h30 as equipes de combate chegaram ao local e iniciaram o combate às chamas. Desde o início da chama até o início

do seu combate, transcorreram-se aproximadamente 25 minutos.

Segundo o Corpo de Bombeiros, o fogo teria começado na rede elétrica, em seguida atingido um transformador, na Sala do Transformador 1 e se expandiu para a área de vegetação do campus. Foi feito o combate e o rescaldo nas edificações e vegetação adjacente por quatro equipes do Corpo de Bombeiros.

3.2 Ensaio de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas - ABNT NBR 8802:2019

As velocidades de propagação de ondas ultrassônicas obtidas nos pontos P13, P9 e V6 foram respectivamente: 2055, 2582 e 2760 m/s. A partir desses resultados nota-se que o concreto pode ser classificado como de qualidade ruim.

3.3 Ensaio de potencial de corrosão - ASTM C 876:2015

A tensão obtida no ensaio de potencial de corrosão para o pilar P13 foi de -233mV . Pelo Quadro 2, adaptado da norma ASTM C 876 (ASTM, 2015), esse valor indica que a probabilidade de existência de corrosão é incerta, podendo estar entre 10 e 90%.

3.4 Espectroscopia por indução colorimétrica - DIN EN 14630:2007

A asperção de fenolftaleína se deu também no pilar P13, ao lado de onde foi realizado o ensaio de propagação de ondas ultrassônicas, e na mesma abertura do ensaio de potencial de corrosão. Na Figura 3 verifica-se que após a aspersão da fenolftaleína, o concreto não alterou a coloração na parte esquerda da imagem, indicando que nessa região existe uma frente de carbonatação de aproximadamente 2.13 cm, que atinge todo o revestimento, chegando à armadura. Como essa região encontra-se carbonatada, o pH do concreto reduziu, o que significa que a armadura perdeu sua camada passivadora, ficando assim sem proteção contra a corrosão. O ensaio de potencial de corrosão mostrou que a armadura se encontra na zona de incerteza na probabilidade de existência de corrosão, o que indica que tal processo já possa estar ocorrendo e que vem a ser favorecido pela redução do pH do concreto devido a sua carbonatação.

Na parte a direita, o concreto tomou a coloração magenta próximo a armadura, indicando que o pH dessa ainda se encontra básico, conferindo proteção a armadura. No entanto, próximo a superfície o concreto não alterou a coloração, mostrando outra frente de carbonatação de aproximadamente 1.57cm.

Quando se compara as duas regiões, nota-se que a superfície a esquerda estava mais em contato com o fogo e calor, pois estava voltada para dentro do local do incêndio, por esse motivo a carbonatação foi mais intensa.

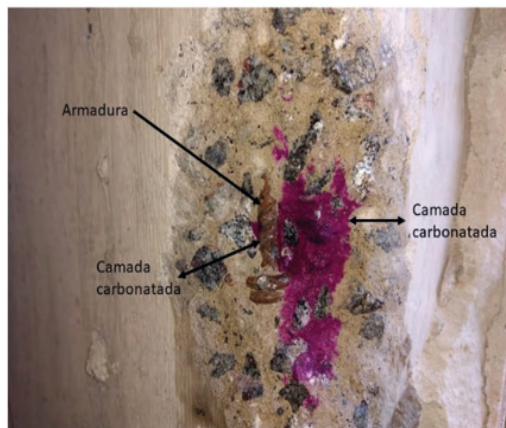


Figura 3 - Ensaio de Espectroscopia por indução colorimétrica

3.5 Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão - ABNT NBR 7584:2012

Os valores dos índices esclerométricos e das respectivas resistências à compressão são encontrados na Quadro 3. Pode-se observar que os f_{ck} obtidos estão acima do previsto em projeto, que era de 25 MPa. A ABNT 7584:2012 ressalta que a camada de carbonatação pode interferir de forma significativa nesse resultado. Em casos extremos e em função da espessura da camada de carbonatação, os valores estimados podem superar em mais de 50% os valores originais de resistência. Segundo essa mesma norma, outros fatores como a massa específica do concreto, a esbeltez do elemento estrutural, a proximidade entre a área do ensaio e a falhas no concreto, entre outros, podem estar influenciando no aumento da resistência.

Peça Estrutural	Índice esclerométrico	Resistência à Compressão (MPa)
P13	40.9	42
V05	41.8	36
P09	41.5	43
V6	40.1	32
	42.5	38

Quadro 3 - Índices esclerométricos e f_{ck} do ensaio de dureza superficial

3.6 Extração de testemunho e ensaio de resistência a compressão axial - NBR 7680-1:2015

Após a extração do testemunho, na parte superior do pilar P13, foi aspergido fenolftaleína e notou-se que o concreto não alterou a coloração em uma espessura

aproximada de 1.68cm, logo, nota-se uma frente de carbonatação, em que o pH se encontra mais baixo que o recomendado para a proteção das armaduras à resistência química.

O Quadro 4 apresenta dados referentes ao ensaio de compressão do testemunho e é verificado que a sua resistência à compressão apresentou um f_{ck} de 19.9 MPa, o que representa apenas 80% da resistência indicada no projeto estrutural. É possível que essa redução tenha se dado por causa do incêndio ocorrido, porém não se pode afirmar uma vez que não se sabe ao certo qual foi a resistência executada na obra, pois erros na execução ou até mesmo na dosagem do concreto podem ter acontecido.

CP N°	Idade (dias)	Diâmetro d (cm)	Altura h (cm)	Massa Específica Aparente (kg/m ²)	Resistência Compressão $f_{ct, ext, inicial}$ (MPa)	Resistência Compressão* $f_{ct, ext}$ (MPa)	Tipo de Ruptura
1	> 360	7.39	15.3	2316	18.1	19.9	B
(*) Correção relativa à relação h/d, coeficientes (k1 a k4). Não foi feita correção em relação à idade							

Quadro 4 - Dados referentes ao ensaio de compressão do testemunho

4 | CONCLUSÕES

Ainda não foi possível saber como o sinistro realmente iniciou, mas diante das informações obtidas nas vistorias e dos resultados dos ensaios, conclui-se que a estrutura foi afetada. O aço presente no local contorceu, indicando que as temperaturas atingiram pelo menos 700°C, temperatura na qual esse fenômeno ocorre. Os ensaios de ultrassom mostraram que a qualidade do concreto de pilares e vigas está ruim, o que corrobora com a camada carbonatada nesses mesmos elementos. Essa camada é responsável pelos altos resultados da resistência no ensaio de dureza superficial por esclerômetro de reflexão. A presença dessa camada reduz o pH do concreto, desprotegendo as armaduras, que já se encontram na zona de incerteza quanto a probabilidade de ocorrência de corrosão. A extração do testemunho mostrou uma queda de resistência à compressão em relação a especificação de projeto, que pode ser efeito do incêndio na estrutura, que devido as altas temperaturas causou a degradação de parte do C-S-H, estrutura que fornece resistência ao concreto.

Além disso, em relação a carbonatação do concreto, a frente de carbonatação observada no pé do pilar foi maior que a observada no testemunho extraído, que se encontrava na parte superior do mesmo pilar. Isso mostra que a intensidade do dano foi maior na parte inferior, que provavelmente teve maior contato com o fogo. Sabendo-se que o pé do pilar é a parte mais solicitada neste elemento em termos de cargas, deve-se atentar quanto a capacidade de carga que este pode suportar visto que já se encontra carbonatado.

Dessa forma, a estrutura encontra-se danificada, com evidências de redução da vida útil devido à frente de carbonatação que já atingiu as armaduras, afetando a durabilidade e o desempenho estrutural. Nesse sentido, é preciso que haja tratamento e reforço em todos os elementos estruturais da subestação.

REFERÊNCIAS

ANDRADE, M. D. C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. São Paulo: Pini, 1992. 104p.

BERTOLINI, Luca. **Materiais de construção: patologia, reabilitação, prevenção**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

BRITEZ, C. A.; COSTA, C. N. Ações do fogo nas estruturas de concreto. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2011, p. 1029-1068.

CARVALHO, C. H., MACEDO, M. C. S. S., SEVERO JUNIOR, J. B., GRIZA, S., ANDRADE, C. E. C. de, SANTOS, A. A. dos, BARRETO, L. S. **Estudo comparativo das técnicas não destrutivas de ultrassom e esclerometria na avaliação do desempenho mecânico de estruturas em concreto armado**. XII Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción y XIV Congreso de Control de Calidad en la Construcción CONPAT-Colombia, 2013.

COLOMBO, M; FELICETTI, R. **New NDT techniques for the assessment of fire-damaged concrete structures**. Fire Safety Journal, v. 42, n. 6-7, p. 461-472, 2007.

COSTA, Carla Neves; FIGUEIREDO, Antonio Domingues de; SILVA, Valdir Pignatta. **Aspectos tecnológicos dos materiais de concreto em altas temperaturas**. NUTAU'2002. Sustentabilidade arquitetura desenho urbano: seminário internacional, 2002.

HELAL, J. et al. **Non-Destructive Testing of Concrete: A Review of Methods**. Electronic Journal of Structural Engineering, v. 14(1), p. 97–105, 2015.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 231f. Tese (Livre docência) – University of São Paulo (USP), São Paulo, 1993.

GUO, Z.; SHI, X. **Experiment and calculation of reinforced concrete at elevated temperatures**. Elsevier, 2011.

MEDEIROS, M.H.F.; KNUUTILA, M.; PEREIRA, E.; HELENE, P. **Inspection of buildings in Rio de Janeiro-Brazil: Proving the greater tendency of corrosion at the base of reinforced concrete columns using potential corrosion technique**. American Journal of Engineering Research (AJER), v.2, 2013, p.102-112.

MEHTA, P. K; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 3 ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

SAHUINCO, M. H. C. **Utilização de métodos não destrutivos e semi-destrutivos na avaliação de pontes de concreto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade de São Paulo, 2011.

SILVA, E. P. da. **Avaliação do potencial de corrosão de concretos estruturais produzidos segundo as prescrições da NBR 6118, submetidos a ensaio de corrosão acelerado.** Universidade Federal do Ceará, 2010.

Sreenivasulu, A., Srinivasa Rao, K. **The Effect of Temperature on Mechanical Properties of M100 Concrete.** American Journal of Engineering Research (AJER), v. 2, p. 152–157, 2013.

ZHU X.; ZI G.; CAO Z.; CHENG X.; **Combined effect of carbonation and chloride ingress in concrete.** Construction and Building Materials, v.110, p. 369–380, 2016.

DEGRADAÇÃO TÉRMICA DE CONCRETOS CONVENCIONAIS SUBMETIDOS A ALTAS TEMPERATURAS E RESFRIAMENTO LENTO

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 05/06/2021

Moacyr Salles Neto

IFTO – Campus Palmas, Coordenação de Engenharia Civil
Palmas – TO
<http://lattes.cnpq.br/0431887308178916>

Flávio Roldão de Carvalho Lelis

IFTO – Campus Palmas, Coordenação de Engenharia Civil
Palmas – TO
<http://lattes.cnpq.br/7287069183620494>

RESUMO: Quando submetido a temperaturas elevadas, como as decorrentes de um incêndio, apesar de incombustível, o concreto apresenta um significativo comprometimento de suas propriedades físico-químicas, com redução de sua resistência mecânica, módulo de elasticidade e aderência entre a pasta de cimento e os agregados, bem como entre o concreto e a armadura em peças estruturais, sendo ainda observadas fissurações decorrentes da amplitude térmica e mudanças químicas dos compostos (GEORGALI e TSAKIRIDIS, 2004; SHORT, PURKISS e GUISE, 2001). A análise da confiabilidade estrutural, após um sinistro de incêndio, é inicialmente precedida pela observação visual da estrutura, atentando-se a sua mudança de coloração, padrões de fissuração e lascamentos explosivos (*spalling*) (WENDT, 2006). O trabalho, desenvolvido no

Campus Palmas do IFTO, integra a linha de pesquisa de Estruturas em Situação de Incêndio, e buscou quantificar o comprometimento do desempenho mecânico do concreto com relação água/aglomerante igual a 0,48, submetido a temperaturas elevadas e posterior resfriamento lento, através de sua resistência à compressão, dureza superficial e módulo de elasticidade. Foram empregados cimento Portland CP IV-32RS, areia de rio lavada e agregado graúdo tipo pedra britada granítica. Os corpos de prova foram divididos em séries, submetidas às temperaturas de 400°C, 550°C e 800°C. Os resultados indicam um comprometimento geral das propriedades mecânicas, em especial do Módulo de Elasticidade, associado à fissuração por *spalling*, e foram confrontados com pesquisas já desenvolvidas pelo grupo.

PALAVRAS - CHAVE: Concreto. Altas Temperaturas. Degradação.

THERMAL DEGRADATION OF CONVENTIONAL CONCRETES UNDER HIGH TEMPERATURES AND SLOW COOLING

ABSTRACT: When submitted to high temperatures, as actions under a fire, despite noncombustible, the concrete has a significant decrease in its physical and chemical properties, with a reduction of mechanical strength, modulus and adhesion between the cement paste and aggregate, and between concrete and reinforcement in structural parts, still being observed cracks arising from temperature variation and chemical changes of the compounds (GEORGALI e TSAKIRIDIS, 2004; SHORT,

PURKISS e GUISE, 2001). The analysis of structural reliability, after a sinister fire, is initially preceded by visual observation of the structure, paying attention to their color change, cracking patterns and spalling (WENDT, 2006). The present work, developed at IFTO Campus Palmas, integrates the research line of Structures in Fire Situation, and search for the damage of the mechanical behavior of concrete with water/cement ratio 0.48, submitted to high temperatures, and subsequent slow cooling, by monitoring of its compressive strength, surface hardness and modulus. Will be used Portland cement CP IV-32RS, sand and coarse aggregate type granitic stone. The samples were divided into series, submitted to temperatures of 400°C, 550°C and 800°C. The results indicate a general degradation of the mechanical properties, mainly of the modulus, associated with spalling cracking. The results were compared with researches already developed by the group.

KEYWORDS: Concrete. High Temperatures. Degradation.

1 | INTRODUÇÃO

Diversos materiais empregados na construção civil apresentam degradação quando expostos a altas temperaturas, o que demanda proteções adicionais em casos de incêndios em edificações. Dentre os materiais empregados em soluções estruturais, o concreto apresenta vantagens adicionais, por ser incombustível e não emitir gases tóxicos quando exposto a elevadas temperaturas. Possui ainda a capacidade de manter sua resistência por um período de tempo consideravelmente longo, comparado aos demais materiais, viabilizando resgates em caso de sinistros causados por incêndios (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Mesmo com elevado desempenho frente à exposição ao fogo, o concreto sofre modificações em sua estrutura física e química durante o aquecimento, acarretando a degradação paulatina do mesmo (PIASTA, 1984). São normalmente constatadas perdas na resistência à compressão, redução do módulo de elasticidade, abertura de fissuras oriundas de tensões térmicas, destruição da aderência entre a pasta de cimento e os agregados, mudanças químicas dos compostos da pasta de cimento endurecida e a perda de aderência entre o concreto e o aço (GEORGALI e TSAKIRIDIS, 2004; SHORT; PURKISS e GUISE, 2001).

As alterações no concreto são resultantes de sua constituição, bem como da evaporação da água, uma vez que os componentes se desidratam e modificam quando aquecidos. Quando os poros da estrutura se abrem, o vapor escapa e resulta em um alívio das tensões geradas pelo calor (KUTZING, 2002). Além disso, a permeabilidade do concreto, o tamanho da peça e a taxa de crescimento da temperatura também influenciam, pois administram o desenvolvimento destas tensões (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

O estudo das alterações do concreto exposto a altas temperaturas se faz extremamente importante para pesquisas forenses e análises de confiabilidade estrutural, (WENDT, 2006).

2 | OBJETIVOS

Quantificar e analisar a degradação térmica sofrida por uma amostra de concreto estrutural, confeccionada com relação água/cimento igual a 0,48, quando submetida às situações análogas às de um incêndio com subsequente resfriamento lento da estrutura. Foram acompanhadas as variações apresentadas pela resistência à compressão, pela dureza superficial através do esclerômetro de reflexão e do módulo de elasticidade, assim como o padrão e abertura de fissuras decorrentes das elevadas temperaturas de exposição. Foram empregadas temperaturas de 400°C, 550°C e 800°C, sendo analisadas comparativamente a uma amostra de referência.

3 | PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi estruturado buscando-se abordar os principais fatores constituintes na determinação da confiabilidade estrutural de concretos submetidos a sinistros de incêndio. Foram para tanto definidas as condições fixas, representadas na Figura 1, as variáveis independentes e seus campos de variação, conforme ilustra a Figura 2, e, em seguida, as variáveis dependentes necessárias ao estudo, relacionadas na Figura 3. A pesquisa desenvolvida foi de caráter experimental, cujos ensaios foram realizados nos Laboratórios de Construção Civil 2 e 3 do Campus Palmas do IFTO.

3.1 Variáveis do Trabalho

Com a finalidade de alcançar os objetivos propostos, foram determinadas as seguintes condições fixas: tipo de cimento e agregados empregados, bem como o traço de concreto confeccionado. Estas variáveis encontram-se representadas na Figura 1. Sua determinação foi considerada pela maior disponibilidade de aquisição no mercado local, por configurar o maior volume comercializado na região, no ano de 2017, e pelo alinhamento com pesquisas anteriormente desenvolvidas. O traço confeccionado possuía teor de argamassa de 49%.



Figura 1 – Condições fixas do programa experimental

As variáveis independentes relacionavam-se às temperaturas de exposição, e são ilustradas na Figura 2. Quando de sua escolha, foram adotadas temperaturas já estudadas anteriormente pelo grupo de pesquisa.

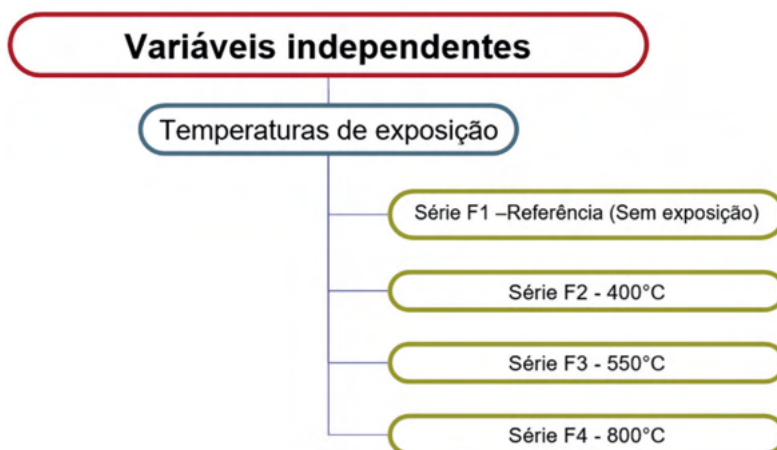


Figura 2 – Variáveis independentes do programa experimental

As variáveis dependentes, relacionadas à resistência à compressão, à avaliação da dureza superficial através do esclerômetro de reflexão, ao acompanhamento do módulo de elasticidade e abertura de fissuras, encontram-se relacionadas na Figura 3.

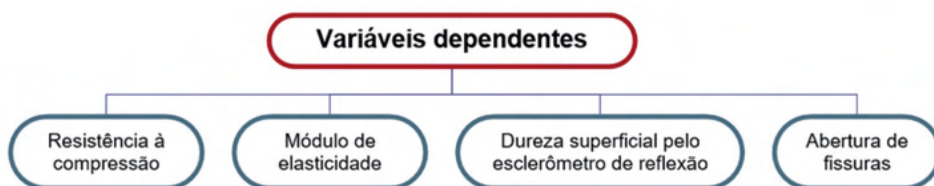


Figura 3 – Variáveis dependentes do programa experimental

Todos os corpos de prova confeccionados possuíam formato cilíndrico, com 10cm de diâmetro e 20cm de altura, sendo retificados anteriormente à exposição às temperaturas de controle. Na determinação da dureza superficial foi empregado um esclerômetro digital de reflexão tipo N, ilustrado na Figura 4, empregando a curva de correlação 10% *lower*. Na elaboração do diagrama tensão-deformação do concreto os corpos de prova foram instrumentados com extensômetros eletrônicos acoplados a uma máquina universal de ensaios com capacidade de 200tf, conforme ilustrado na Figura 5.



Figura 4 – Esclerômetro tipo N empregado na determinação da dureza superficial do concreto



Figura 5 – Extensômetros eletrônicos empregados na determinação do diagrama tensão-deformação

3.2 Ciclos de Exposição

Todos os corpos-de-prova integrantes do programa experimental (em um total de 24), foram mantidos em cura úmida por 28 dias, quando, então foram mantidos em estufa a 110°C, até constância de massa, para interrupção do processo de hidratação do cimento Portland, permanecendo em ambiente seco e abrigado até a data de ensaio.

O forno tipo mufla empregado, o qual encontra-se ilustrado na Figura 6, possuía capacidade para armazenagem simultânea de até 8 corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de 10x20cm, sendo previamente programado para atingir a temperatura de exposição a uma taxa de 10°C por segundo, mantendo a temperatura final por 30 minutos,

conforme sugerido pela NBR14432(2000), e empregado em pesquisas já desenvolvidas pelo grupo. Decorrido o tempo de exposição, as amostras foram retiradas e mantidas em local abrigado até atingirem a temperatura ambiente. Tiveram então a configuração de sua superfície registrada, bem como determinadas a dureza superficial, a resistência à compressão e o módulo de elasticidade. A identificação das séries moldadas encontra-se na Tabela 1.



Figura 6 – Forno tipo mufla utilizado

Série	Número de CPs moldados	Relação % _c	Temperatura de exposição
T1F1	6	0,48	Referência – sem exposição
T1F2	6	0,48	400°C
T1F3	6	0,48	550°C
T1F4	6	0,48	800°C

Tabela 1 – Relação das séries confeccionadas

4 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Caracterização dos Materiais Empregados

Foram empregados os mesmos materiais das pesquisas já desenvolvidas pelo grupo, sendo escolhidos por serem comumente utilizados na execução de concretos estruturais, e facilmente adquiridos na região onde foi realizada a pesquisa. Relativamente aos mesmos, pode-se salientar: foi empregado, como aglomerante, um cimento Portland CPIV-32 RS fabricado pela Votorantin Cimentos. Como agregado miúdo foi empregada uma areia natural com módulo de finura 2,45, procedente de depósitos aluviais do Rio Tocantins, em Palmas - TO. O agregado graúdo foi uma pedra britada de base granítica, com dimensão máxima característica 19mm.

4.2 Resistência à Compressão E Dureza Superficial

Após os ciclos de exposição, as séries tiveram a resistência à compressão e a dureza superficial através do esclerômetro de reflexão mensuradas, à exceção da série submetida à temperatura de exposição de 800°C, a qual não teve a dureza superficial determinada devido à extensa fissuração superficial apresentada, que refletia em sua menor rigidez e resistência. A figura 7 ilustra graficamente a evolução da resistência à compressão e da dureza superficial com o aumento da temperatura de exposição. A redução da resistência à compressão e da dureza superficial com a temperatura, relativamente aos resultados apresentados pela série de referência, podem ser observados na Figura 8. A Figura 9 ilustra a diferença encontrada entre a resistência à compressão e a dureza superficial do concreto, tendo-se a primeira como referência.

Constatou-se que a exposição à temperatura de 400°C, quando posteriormente submetido a resfriamento lento, não acarretou na diminuição de resistência, como já observado em pesquisas anteriores, com o concreto submetido ao resfriamento rápido. Para as temperaturas de 550°C e 800°C, como esperado, observou-se uma redução da resistência à compressão com a temperatura de exposição.

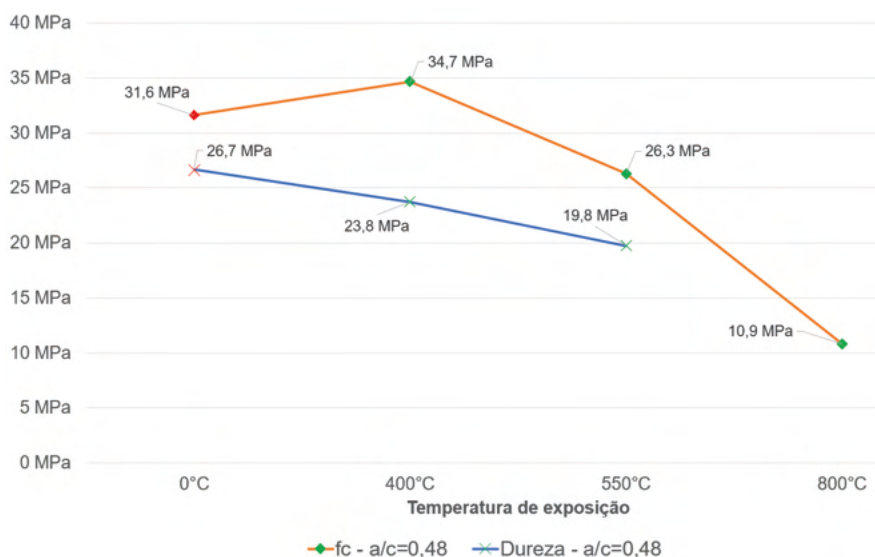


Figura 7 – Resistência à compressão e dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão com a temperatura de exposição

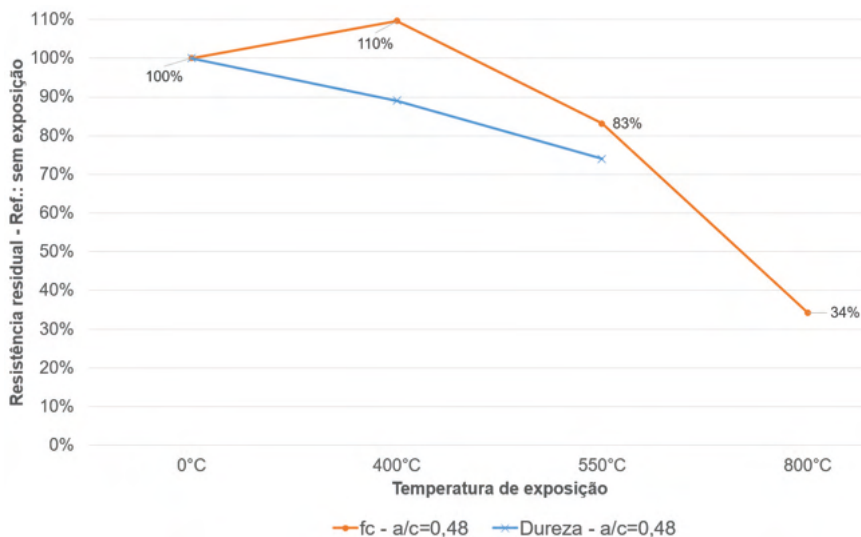


Figura 8 – Redução da resistência do concreto à compressão e da dureza superficial com a temperatura de exposição

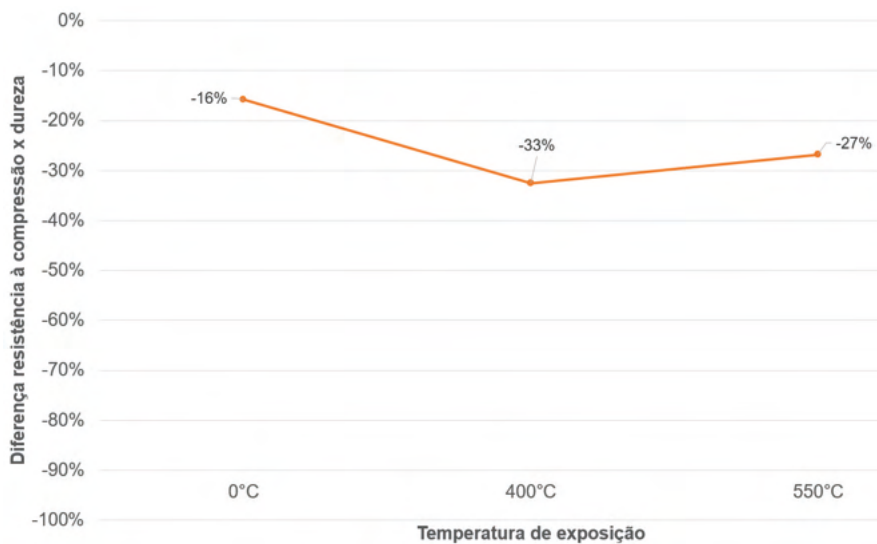


Figura 9 – Diferença entre a resistência à compressão e a dureza superficial do concreto pelo esclerômetro de reflexão, com a temperatura de exposição

Assim como nas pesquisas anteriormente desenvolvidas pelo grupo, em concretos submetidos ao resfriamento rápido após a exposição às condições análogas às de incêndio, foram observadas grandes diferenças entre os resultados apresentados nos ensaios de resistência à compressão e dureza superficial, as quais se acentuaram com o aumento da temperatura de exposição. Salienta-se que a curva de correlação empregada (10% *lower*)

apresentou resultados consideravelmente mais próximos da resistência à compressão que a curva padrão (*standard*), em todas as temperaturas mensuradas. A variabilidade dos resultados de esclerometria, entretanto, diminuiu com o aumento da temperatura de exposição, como pode ser observado na Figura 10, comportamento oposto ao constatado nas pesquisas anteriormente desenvolvidas pelo grupo.

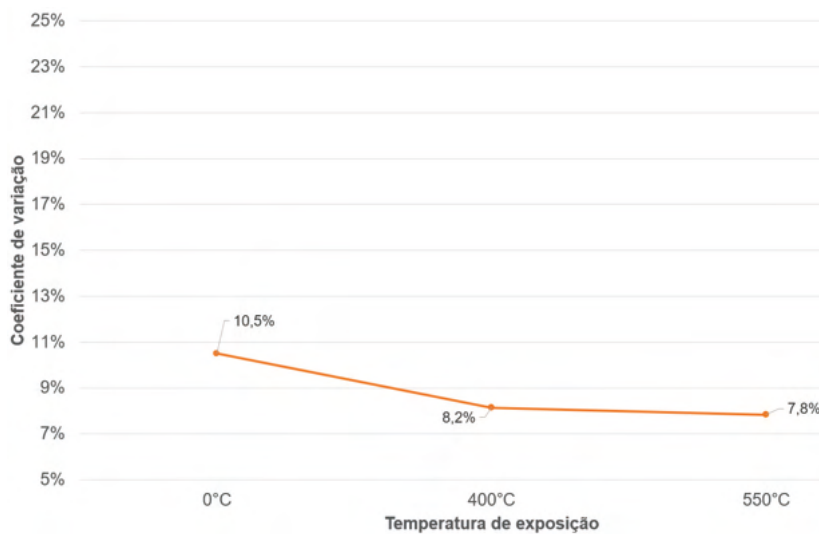


Figura 10 – Variação do coeficiente de variação da dureza superficial do concreto pelo esclerômetro de reflexão com a temperatura de exposição

4.3 Abertura das Fissuras

O aumento da abertura das fissuras, com o aumento da temperatura de exposição acompanhou, como esperado, a diminuição da resistência à compressão e da dureza superficial. A Figura 11 ilustra o acompanhamento da abertura das fissuras com as diferentes temperaturas de exposição. Pôde-se constatar uma maior frequência de agregados graúdos fraturados em corpos-de-prova submetidos a temperaturas de exposição de maiores amplitudes, entretanto em quantidade inferior à apresentada em estudos onde o concreto foi submetido ao resfriamento rápido.

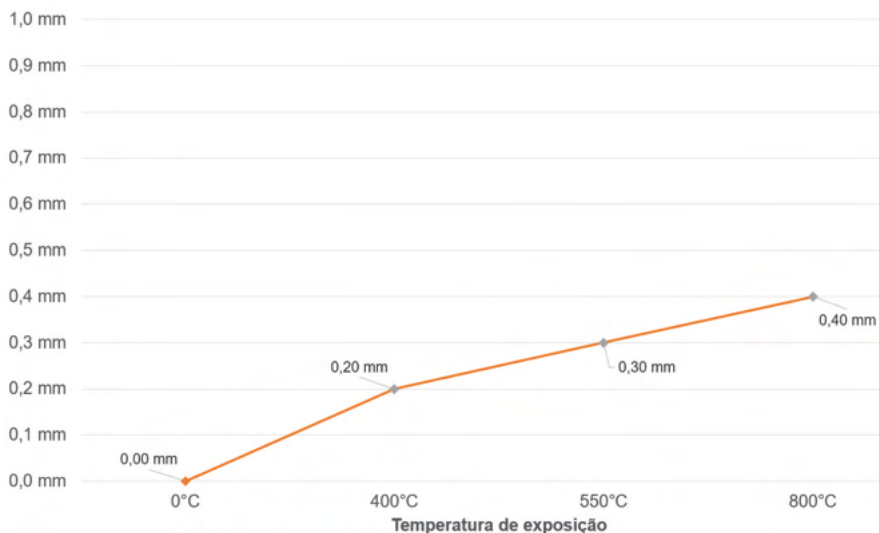


Figura 11 – Variação da abertura de fissuras do concreto com a temperatura de exposição

4.4 Diagrama Tensão X Deformação Específica

A deformabilidade do concreto foi avaliada conforme as recomendações da NBR 8522(2003) após os mesmos serem submetidos às temperaturas de controle. Como esperado, foi constatada uma diminuição do Módulo de Young com o aumento da temperatura de exposição. A Figura 12 ilustra o diagrama tensão x deformação específica, em cada temperatura de exposição.

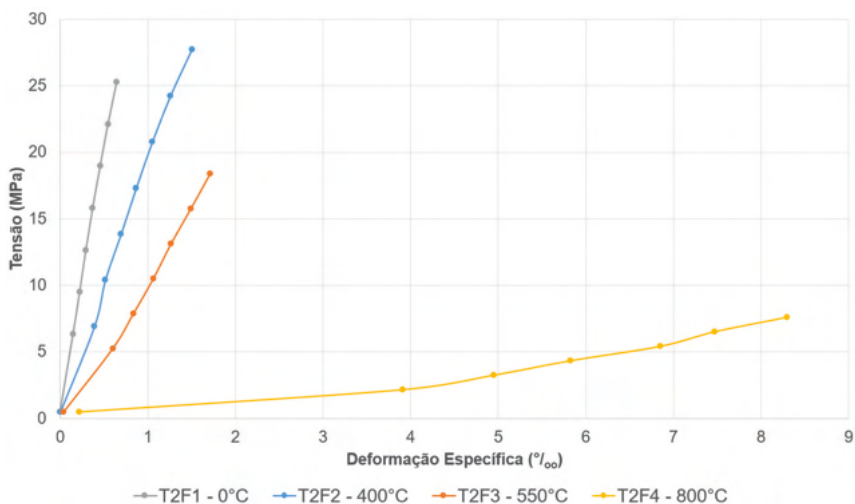


Figura 12 – Diagrama tensão x deformação específica do concreto com a temperatura de exposição

A partir dos diagramas traçados, foram calculados os Módulos de Elasticidade Secantes, representados pela inclinação da reta que intercepta os pontos de 0,5MPa e 40% da tensão de carga de ruptura de cada corpo-de-prova, conforme recomendado pela NBR 8522(2003), e já utilizado em estudos anteriores. A Figura 13 ilustra graficamente o resultado do Módulo Secante para a série em estudo em cada temperatura de exposição e a Figura 14, a redução do mesmo com a temperatura, relativamente aos resultados apresentados pela série de referência. Como observado, a redução do Módulo de Elasticidade é consideravelmente superior à da resistência à compressão, independentemente da série e temperatura de exposição analisadas.

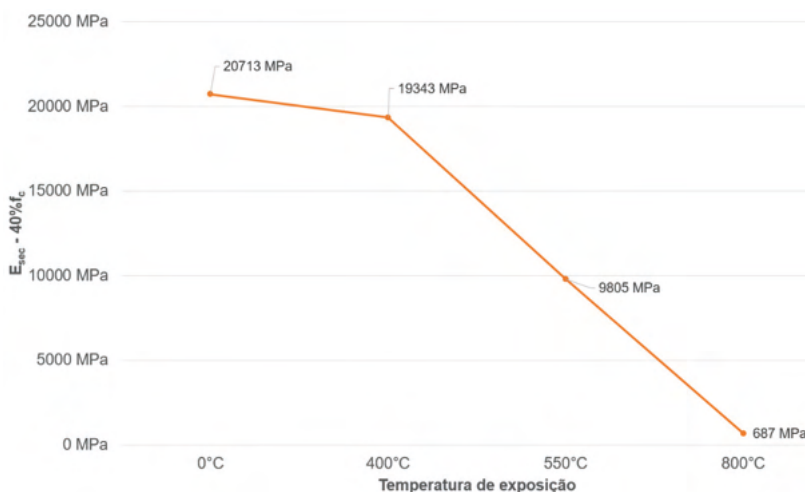


Figura 13 – Variação do módulo de elasticidade secante (40% de f_c) com a temperatura de exposição

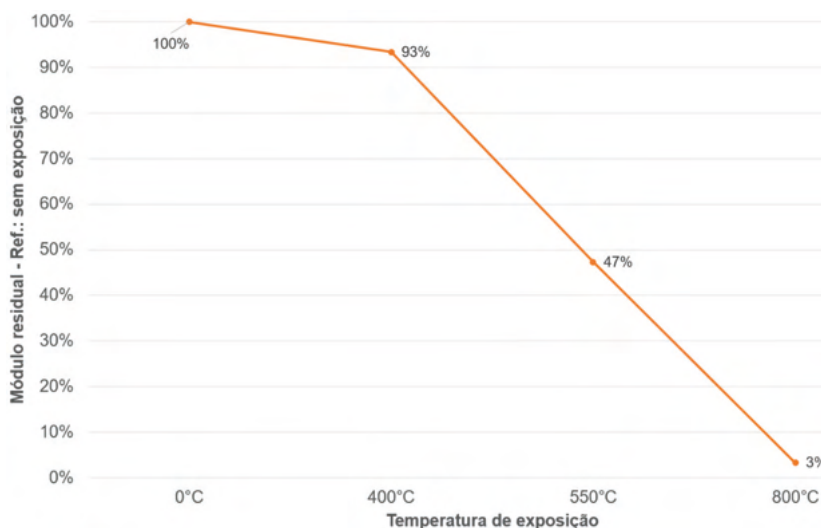


Figura 14 – Redução do módulo de elasticidade secante (40% de f_c) com a temperatura de exposição

5 | CONCLUSÕES

Apesar de amplamente empregado como estimativa inicial da confiabilidade estrutural após a ocorrência de sinistros de incêndio, a análise conjunta dos resultados encontrados nos ensaios de resistência à compressão e determinação da dureza superficial do concreto através do esclerômetro de reflexão, desaconselham uma vez mais, o emprego do esclerômetro uma vez que, com o aumento da temperatura de exposição, verificou-se uma maior diferença entre o resultado efetivo da resistência à compressão e a dureza superficial, apesar da redução do coeficiente de variação dos resultados da esclerometria, traduzido pelo comportamento consideravelmente mais regular que o observado nos estudos anteriores, com séries submetidas ao resfriamento rápido após à exposição a situações análogas às de incêndios. Como estudado por NINCE (2006), pode-se buscar explicar esse comportamento, em menores temperaturas, pela carbonatação superficial do concreto e, em temperaturas mais elevadas, pela influência da densidade da rede de poros no efeito *spalling*. Salienta-se uma vez mais que, na maior temperatura acompanhada (800°C), a extensão da fissuração impediu a determinação da dureza superficial do concreto, pela desagregação do mesmo quando da tentativa de realização do procedimento.

O efeito da fissuração nos corpos de prova foi consideravelmente reduzido, em cada temperatura de exposição, quando comparado aos estudos anteriormente realizados, como amostras submetidas ao resfriamento rápido. Esse novo padrão de fissuração acarretou também em uma menor redução do Módulo de Young. Como já apontado por WENDT(2006), bem como pelos estudos anteriormente desenvolvidos por esse grupo de pesquisa, quando da inspeção de estruturas submetidas a sinistros de incêndio, torna-se imperativo a avaliação conjunta da resistência à compressão e do módulo de Young, uma vez que a rigidez do concreto apresenta uma redução consideravelmente superior à da resistência à compressão, para uma mesma temperatura de exposição, fenômeno mais uma vez relacionado à densidade da rede de poros no efeito *spalling*. Este diagnóstico conjunto torna-se imprescindível na recuperação da confiabilidade estrutural após sinistros de incêndio.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2003.

GEORGALI, B.; TSAKIRIDIS, P. E. **Microstructure of fire-damaged concrete. A case study**. Cement and Concrete Composites, 2004.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

PIASTA, J. **Heat deformations of cement paste phases and the microstructure of cement paste.** Materials and Structures (Matériaux at constructions), v. 17, n. 102, p. 415-420, nov.-dec. 1984. RILEM – The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures. Paris, França, 1984.

WENDT, Sheila Cristina. **Análise da mudança de cor em concretos submetidos a altas temperaturas como indicativo de temperaturas alcançadas e da degradação térmica.** Dissertação (Mestrado em Engenharia), 2006. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 186 p.

DESEMPENHO DE EDIFICAÇÕES HOSPITALARES VIA DIMENSÕES MORFOLÓGICAS

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 12/08/2021

Alyria Donegá

Universidade de Brasília, Faculdade de
Arquitetura e Urbanismo
Brasília – DF
<http://lattes.cnpq.br/4703500838716237>

João da Costa Pantoja

Universidade de Brasília, Faculdade de
Arquitetura e Urbanismo
Brasília – DF
<http://lattes.cnpq.br/6879105340639188>

RESUMO: Este artigo tem por finalidade apresentar uma avaliação qualitativa por meio de avaliação de desempenho, com base no ensaio das dimensões morfológicas, desenvolvido na Universidade de Brasília (UNB), adaptada pelos autores com vistas à aplicação do método à arquitetura hospitalar. O método adaptado vem sendo desenvolvido com o objetivo de tornar possível o gerenciamento de edificações existentes quanto à manutenção, à confiabilidade, à extensão de vida útil e à preservação de patrimônio histórico. A avaliação consiste em um estudo técnico dos elementos que compõem a edificação com base nos projetos existentes, nos levantamentos fotográficos e nos levantamentos *in loco*. Pretende-se focar, com o estudo, na verificação dos pontos críticos que necessitam de manutenção, assim como na conformidade quanto às normas do Ministério da

Saúde – acessibilidade, saídas de emergência, manutenção e outras correlatas. Os resultados identificaram em relação a dimensão econômico-financeira, principalmente, a necessidade de adequação quanto às normas de prevenção de incêndios e de acessibilidade vigentes.

PALAVRAS-CHAVE: Avaliação de desempenho; inspeção predial; arquitetura hospitalar; performance evaluation; hospital architecture.

THE HOSPITAL BUILDINGS PERFORMANCE THROUGH MORPHOLOGICAL DIMENSIONS

ABSTRACT: This article aims to present a qualitative assessment through performance assessment, based on the morphological dimensions test, developed at the University of Brasília (UNB), adapted by the authors to apply the method to hospital architecture. The adapted method has been developed to make it possible to manage existing buildings in terms of maintenance, reliability, the extension of useful life, and the preservation of historic heritage. The assessment consists of a technical study of the elements that make up the building based on existing projects, photographic surveys, and on-site surveys. It is intended to focus on the verification of critical points that need maintenance, as well as on compliance with the Ministry of Health standards - accessibility, emergency exits, maintenance, and other related. The results identified, the economic-financial dimension, mainly, the need to adapt to current fire prevention and accessibility standards.

KEYWORDS: Performance evaluation; hospital architecture.

1 | INTRODUÇÃO

O hospital é uma instituição complexa por integrar fatores das mais diversas áreas da arquitetura e da engenharia, como: estrutura, sistema construtivo, instalações, equipamentos, tecnologia, manutenção e gestão, desde o seu planejamento, seja pré ou pós-ocupação. Esses elementos influenciam diretamente a qualidade da edificação, o funcionamento e a eficiência dos serviços de saúde prestados, noções pensadas na concepção inicial da edificação e repensadas no caso de futuros estudos quanto à pós-ocupação.

Ornstein (2017) esclarece que a avaliação pós-ocupação (APO) vem sendo aplicada, em sua maioria, em estudos relacionados às habitações unifamiliares e coletivas e, em menor expressão, nas demais tipologias da arquitetura. Conforme exposto pela autora (ORNSTEIN et al., 2009), em hospitais, os itens avaliados diferem daqueles aplicados a habitações, demandando uma avaliação mais técnica do que baseada na opinião do usuário, sendo necessárias, portanto, avaliações direcionadas. Como exemplo, há os estudos aplicados pela FIOCRUZ no Rio de Janeiro, realizados por uma equipe multidisciplinar composta por Castro, Lacerda e Penna (CASTRO; LACERDA; PENNA, 2004; PENNA et al., 2002). Nesse aspecto, há de se pensar num método de avaliação de desempenho voltado para hospitais. Vale destacar que, segundo Ornstein (1992), não é cabível a avaliação de desempenho sem se levar em conta a opinião do usuário ou suas considerações sobre o usufruto da edificação, apesar de se ter como foco a avaliação mais técnica para esse tipo de edificação, devendo-se avaliar o momento no qual tais considerações deverão ser incluídas.

No Brasil, segundo Ornstein e Del Carlo (2017), observa-se o início da pesquisa em APO em meados da década de 1960, com o Prof. Dr. Ualfrido del Carlo, que dedicou-se à temática correlacionada em seu doutorado pela Faculdade de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo (FAU/USP) e em trabalhos posteriores, passando pela avaliação do desempenho ambiental até a APO. Essas pesquisas podem incluir a avaliação do sistema construtivo (ONO et al., 2013), de sistemas construtivos inovadores (ONO et al., 2017; ORNSTEIN; ONO; OLIVEIRA, 2017), de habitações sociais (ORNSTEIN, 1990), do desempenho do edifício em si (ORNSTEIN, 1997; ORNSTEIN et al., 2009; ORNSTEIN; LEITE; ANDRADE, 1999) e a otimização dos recursos (GUELLI, 2010; ROMÉRO, 2016).

Outro fator que colabora com a visualização da necessidade do desenvolvimento de um método de avaliação do ambiente construído aplicado a hospitais, seja quanto à manutenção e/ou à reabilitação, é o alto custo do investimento para a construção de novos hospitais, em que 60% corresponde às obras e 40% aos equipamentos de novos empreendimentos (GÓES, 2011; HELENE, 1992; KARMAN, 1994; ORNSTEIN, 1992; THOMAZ, 1989). Além disso, a constante evolução da medicina e da tecnologia demandam constante desenvolvimento e adequação da edificação hospitalar em relação

aos equipamentos e aos ambientes, já que nem sempre a edificação é compatível com as necessidades atualizadas.

Nesse contexto, há de se salientar que, quando a edificação hospitalar deixa de ser um equipamento de qualidade e apresenta baixa eficiência ou necessidade de adequação, é necessário considerar sua reabilitação, que pode se relacionar à degradação da edificação (HELENE, 1992; THOMAZ, 1989); ao desempenho térmico e energético (ROMERO; SALES, 2016b); e ao desempenho econômico-financeiro (MASCARÓ, 1985; OLIVEIRA, 2016). São viáveis o aprimoramento do planejamento arquitetônico (GÓES, 2011; KARMAN, 1994); a otimização dos processos envolvidos (ALÁSTICO; TOLEDO, 2013); a sistematização (BROSS, JC; 1989 apud GUELLI; ZUCCHI, 2005); a maximização da segurança e do conforto dos usuários; ou, ainda, a redução dos impactos (ROMERO; TEIXEIRA, 2016) recomendando-se, sempre que possível, energias renováveis. Pode-se considerar, ainda, a otimização em relação ao funcionamento, à redução do impacto ambiental no local e ao preceito de preditividade, atividade que consiste no estudo prévio de impactos sobre a edificação (KARMAN, 1994).

A eficiência, nesse contexto, também pode ser relacionada à sustentabilidade e à redução do impacto ambiental de uma edificação de grande impacto, como é o caso de hospitais. Essa temática é recorrentemente discutida por pesquisadores da área que destacam, principalmente, o desperdício de recursos, o impacto ambiental e o alto consumo de água e energia pelas edificações (KARMAN, 1994; ROMERO; SALES, 2016a). Essas ações podem ser vantajosas não somente sob o ponto de vista do desenvolvimento sustentável, mas também por influenciarem econômica e financeiramente o funcionamento e o desempenho de uma edificação ao longo dos anos.

Desta forma, deduz-se que o aumento do desempenho e da eficiência do ambiente construído seria mais conveniente do que a construção de um complexo hospitalar totalmente novo, devido a aspectos tanto econômicos quanto financeiros e de impacto ambiental. É nesse contexto que se insere, portanto, a necessidade de avaliação de uma edificação existente e ocupada, por meio de inspeções periódicas, de modo a verificar se ela desempenha sua função corretamente ou, ainda, se há maneiras de torná-la mais eficiente. As inspeções periódicas podem atuar nas seguintes verificações: inexistência de danos; pequenos danos; danos importantes; danos emergenciais; e alarme, segundo Souza e Ripper (1998). Tais verificações são demandadas, respectivamente, por: nenhuma ação; correção por pessoal não especializado; correção por empresas de pequeno ou médio porte com responsável técnico; correção por especialistas; e passibilidade de ruína – com escoramento parcial ou total. Segundo os autores Souza e Ripper (1998), as manutenções e inspeções devem verificar principalmente os locais com potencial de deterioração e desgaste.

Com base nos aspectos considerados, portanto, constata-se a necessidade de um método de avaliação periódico das edificações, considerando o desempenho e a existência

de anomalias. Para isso, deve-se estabelecer uma análise preliminar que indique os pontos nos quais seja verificada a necessidade de estudos mais aprofundados. A aplicação de um método voltado para a avaliação técnica da edificação e de seus sistemas, com um método de representação para os pontos de gravidade e/ou urgência, mostra-se ideal. Por fim, foi aplicado, nesse estudo, o método de avaliação de desempenho das dimensões morfológicas, ampliado com um método qualitativo para a determinação de gravidade/urgência, aplicado ao Hospital Sarah Centro com vistas à verificação da conformidade do método quanto ao objeto de estudo.

2 | MÉTODO

Os estudos das dimensões morfológicas são resultado do grupo de pesquisa de professores da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo (FAU) da Universidade de Brasília (UnB), denominado Dimensões Morfológicas do Processo de Urbanização (DIMP), de 1984, e têm sido desenvolvidas ao longo dos anos (Quadro 1), buscando estabelecer critérios de avaliação do espaço urbano, método de avaliação mais usual das dimensões, aplicado até mesmo à avaliação no campo da arquitetura e da engenharia, abrangente da escala macro à micro – do urbano ao edifício, conforme esclarecem Kohlsdorf; Kohlsdorf (2017) e Holanda (2010). Contudo, para fins metodológicos, será utilizada a categorização exposta por Kohlsdorf e Kohlsdorf (2017), conforme Quadro 1, que abrange, direta ou indiretamente, as outras duas dimensões de Holanda (2010).

4 funções	7 Dimensões	7 Dimensões	6 Dimensões	8 Dimensões	6 Dimensões
Hiller e Leaman, 1974	Holanda e Kohlsdorf, G; 1994	Kohlsdorf, M.E.; 1996	Kohlsdorf, M.E.; 2010	Holanda, 2010	Kohlsdorf, M.E e Kohlsdorf, G. 2017
Continente de atividades	Funcional	Funcional	Funcional	Funcional	Funcional
	copresencial	copresencial	copresencial	Sociológica	copresencial
Modificação climática	Bioclimática	Bioclimática	Bioclimática	Bioclimática	Bioclimática
Modificação de recursos	Econômica	Econômica	Econômica-financeira	Econômica	Econômica-financeira
	Topoceptiva	Topoceptiva	Topoceptiva	Topoceptiva	Topoceptiva
Expressão simbólica	Simbólica	Expressiva	Expressivo-simbólica	Simbólica	Expressivo-simbólica
	Emocional	Afetiva		Afetiva	
				Estética	

Quadro 1– Resumo da evolução das dimensões morfológicas na arquitetura. Fonte: Tenório (2012 p. 30) adaptado pela autora.

Conforme os autores, a avaliação de desempenho conforme as dimensões morfológicas tem como objetivo verificar as qualidades de cada lugar, seja urbano ou arquitetônico, segundo suas particularidades (KOHLSDORF; KOHLSDORF, 2017) (HOLANDA, 2010). Também deduz-se que, com a categorização dos fatores a serem avaliados, há de se estabelecer uma avaliação mais sistematizada e direcionada, incluindo a divisão das atividades de avaliação ou mesmo do levantamento da opinião do usuário pela equipe técnica.

É válido esclarecer que o foco dessa avaliação pode ser tanto pontual quanto generalizado, conforme necessidade ou capacidade do momento em que for aplicada. Deve-se estudar as questões de avaliação pós-ocupação e de avaliação de desempenho aplicadas à arquitetura hospitalar, que devem ser categorizadas de acordo com a complexidade das atividades desempenhadas e de suas respectivas funções dentro do contexto da edificação, a fim de que seja realizada uma pesquisa mais objetiva.

Nesse sentido, o presente estudo tem a aplicação das dimensões morfológicas como norteadora da avaliação e busca considerar todos os aspectos passíveis de influência sobre uma edificação em relação ao aspecto econômico-financeiro. Essas dimensões são passíveis tanto de avaliação de desempenho (mais técnica) quanto de avaliação do ponto de vista do usuário, ou seja, uma avaliação pós-ocupação concreta. Vale, ainda, destacar que, no presente estudo, pretende-se focar na avaliação técnica.

3 | ESTUDO DE CASO

O Hospital Sarah Centro (ou Sarah Brasília), de autoria do arquiteto João Filgueiras Lima, foi inaugurado em 1974, possui, atualmente, 67.684,54m² construídos e é considerado um dos melhores hospitais do mundo (LIMA, 2012). Suas especialidades de atendimento são: ortopedia, pediatria do desenvolvimento, neurologia, neurocirurgia, genética médica, cirurgia reparadora e oncologia. Além disso, o hospital desenvolve programas de reabilitação neurológica, neurorreabilitação em lesão medular e auxílio ao diagnóstico e tratamento.

O Hospital – composto por sistema construtivo industrializado, com peças pré-moldadas – consiste em um complexo hospitalar, com aproximadamente 68.000m² e capacidade para 300 leitos, voltado para o atendimento especializado ao aparelho locomotor, o que o classifica como hospital especializado que abriga os setores de apoio e atendimento, exceto o atendimento imediato (urgência e emergência), conforme classificação da RDC 050 (ANVISA, 2002). Esse hospital foi escolhido devido a sua relevância no campo da arquitetura, ao seu método construtivo, e à sua eficiência no atendimento.

O Sarah Brasília é composto por dez volumes, em um terreno com aproximadamente 58.000m², que compreendem o estacionamento enterrado, o Sarinha (do bloco A ao D) – a escolinha, desativada, para filhos dos funcionários – o Complexo Principal, o Auditório e o Edifício Sede. Cada bloco possui especialidades específicas que podem ser utilizadas de

forma independente umas das outras.

No complexo principal, nos subsolos, foi verificada a inadequação das escadas de rota de fuga, da sinalização de emergência, da iluminação de emergência, dos extintores. Também foram encontrados problemas com alguns chuveiros de sprinkler, além de falhas na estrutura de proteção aos técnicos da área de raio-x, que não era totalmente isolada, e a obstrução do acesso aos equipamentos de segurança, extintores e hidrantes. A rampa que conecta os subsolos ao térreo também apresentava problemas quanto à inadequação de piso e de corrimão à acessibilidade e à segurança. Na torre de internações, no primeiro pavimento, os dormitórios médicos foram convertidos, pelos próprios funcionários, em dormitórios para acompanhantes, uma vez que se trata do andar de enfermagem pediátrica, no qual os acompanhantes possuem o direito de pernoitar junto ao paciente e, ainda assim, o hospital não possui esse tipo de estrutura. No auditório, foi verificada a presença de infiltrações e consequentes danos ao piso e mobiliário em sua entrada, além da inadequação quanto às normas de sinalização e aos extintores de incêndio.

Nos jardins internos, foi identificado que algumas vigas possuíam grande exposição a umidade e água, assim como foi identificada a presença de infiltrações e vegetação nas lajes de cobertura do Edifício Sede, do bloco de internações e de suas varandas, motivos pelos quais a utilização estava dificultada. Além disso, um sentimento de insegurança foi expresso pelos funcionários quanto à utilização dos locais. Ambos os casos necessitam, portanto, de uma maior investigação quanto à presença de anomalias e/ou danos às estruturas.

Na laje de cobertura da torre de internações e nas varandas, foram identificadas manchas que indicam infiltração dos elementos estruturais, entre outras anomalias. Há de se salientar que a qualidade da manutenção e dos reparos a serem feitos, em casos de impermeabilizações, como esse, está diretamente relacionada à qualificação da equipe técnica a executar o serviço, assim como ao planejamento e à aplicação do projeto com tal finalidade. É imperativa, portanto, a presença de um projeto detalhado e planejado com base nas características próprias da estrutura do Hospital Sarah, uma vez que foi seu projeto original foi executado com um sistema construtivo inovador para a época. Também é necessária a utilização de materiais de qualidade, pois, assim como a equipe técnica, isso possui considerável efeito sobre o resultado final e sobre o desempenho do reparo. Em relação ao custo-benefício, é válido lembrar que nem sempre o sistema de menor custo é aplicável à situação, sendo necessário considerar uma avaliação qualitativa das técnicas a serem utilizadas, de forma a fornecer o melhor método, justo e com maior durabilidade, que atenda à função que se propõe.

No Edifício Sede, foram identificados problemas como: inadequação da sinalização de emergência; subdimensionamento na distribuição dos extintores e/ou utilização tipo inadequado; inadequação do guarda-corpo da biblioteca do 11º pavimento; necessidade de redimensionamento da Reserva Técnica de Incêndio (RTI); deficiência na iluminação

de emergência; ausência de chuveiros automáticos (exigidos para edificações acima de 12 metros de altura); e inadequação da rota de fuga, já que é necessária a correção da ventilação natural das escadas. A passarela que conecta o Edifício Sede ao complexo principal apresentava inadequação, mais especificamente na escada localizada entre as edificações, quanto às normas de segurança, e também com relação ao fator de “túnel de vento”, uma vez que, devido aos materiais construtivos da mesma – policarbonato e aço –, a passarela possuía tendência ao aquecimento e, por isso, foi instalado um sistema de ventilação mecanizada demasiado forte para o ambiente.

4 | CONCLUSÕES

Em relação à avaliação técnica, nota-se que, em praticamente todo o complexo hospitalar, há inadequações quanto à sinalização de emergência, à iluminação de emergência, ao dimensionamento de extintores, à obstrução de acesso aos equipamentos de segurança, além da inadequação das escadas de rota de fuga e das rampas, incluindo o guarda-corpo e o corrimão, e de infiltrações nas coberturas e varandas, com exceção dos sheds. O complexo apresenta, portanto, necessidade de adequação das questões de segurança, de acessibilidade e a manutenção da edificação como ponto principal, além de um estudo mais aprofundado quanto à questão das infiltrações nas lajes de cobertura do bloco de internações e no Edifício Sede. Também é necessário o estudo da correção dos pisos do complexo hospitalar, quanto a emendas, para adequação à legislação vigente.

Com relação à avaliação qualitativa, segundo os dados levantados, não foram verificados pontos problemáticos, além do exposto pela avaliação técnica. Isso explicita que as recomendações de manutenção quanto a questões de segurança do Sarah Brasília estão relacionadas a um aspecto mais técnico, uma vez que seu projeto não é revisto há aproximadamente 40 anos e que as normas aplicáveis já foram atualizadas desde então. Com base nos dados levantados aqui expostos quanto à avaliação dos projetos da edificação e à avaliação via inspeção predial, expõe-se, no Quadro 2, a síntese dos resultados obtidos.

DIMENSÃO ECONÔMICO-FINANCEIRA		
	Atributo morfológico	Resultado
A) Tipos de sistemas	energético	anomalias não identificadas
	telecomunicações	anomalias não identificadas
	sanitário	anomalias não identificadas
	hidráulico	anomalias não identificadas
	drenagem pluvial	anomalias não identificadas
	gás	anomalias não identificadas
	SPDA	anomalias não identificadas
	segurança e prevenção de incêndio	desatualizado
	sprinkler	falta manutenção
	automação	não implantado
	placa fotovoltaica	não implantado
	placa solar térmica	não implantado
	sistemas passivos de ventilação	em funcionamento
	reuso de água pluvial	não implantado
	reuso de água tratada (cinza)	não implantado
B) Características morfológicas gerais	densidade construtiva (área construída)	164%
	área de ocupação	57%
	áreas livres	43%
	Área permeável	10%
	elementos externos aos sistemas infraestruturais	anomalias não identificadas
	tipos de edificações	Isoladas
C) Áreas livres versus áreas construídas	percentual entre áreas livres e construídas do lote	26%
D) Características das áreas abertas públicas	índices de ocupação de lotes próximos (custos indiretos)	100%
	características do sistema circulatório (custos diretos)	carro, onibus, metrô
	características do entorno (custos diretos)	predominantemente área comercial
E) Características Internas	índices de ocupação de lotes (custos diretos)	57%
	atributos edifícios (custos diretos)	estrutura pré-fabricada

F) Estado de conservação	fundações (aspectos arquitetônicos)	anomalias não identificadas
	estruturas (aspectos arquitetônicos)	apresenta anomalias
	coberturas	apresenta anomalias
	forros	anomalias não identificadas
	vedos verticais	anomalias não identificadas
	revestimentos e acabamentos	em desacordo com a NBR 9050
	equipamentos de comunicação visual	anomalias não identificadas
	equipamentos	anomalias não identificadas

Quadro 2 – Dimensão econômico-financeira adaptada com indicação dos critérios de avaliação

Considerando a dimensão econômico-financeira, o Quadro 2 apresenta a síntese dos resultados de todo o complexo hospitalar do Sarah, no qual está registrado que, para os tipos de sistemas tradicionais (energético, de telecomunicações, sanitário, hidráulico, de drenagem pluvial, de gás e SPDA), não foram identificadas anomalias. Com relação aos sistemas de prevenção de incêndio e Sprinkler, foram registradas falta de manutenção e necessidade de revisão do projeto de incêndio aprovado junto ao CBMDF. No caso dos tipos de sistemas de potencial elevação do desempenho da edificação, com potencial redução de custos de manutenção (automação, placa fotovoltaica, placa solar térmica, sistemas passivos de ventilação, reuso de água pluvial e reuso de água tratada), foi identificada a utilização de sistemas passivos de ventilação.

Também registra-se que, nesse complexo hospitalar, as lajes de cobertura do bloco de internações e do Edifício Sede foram classificadas como áreas de potencial aproveitamento de área – aproximadamente 2.240m² e 820m², respectivamente – para a utilização de placas, sendo necessária avaliação estrutural para a indicação de viabilidade técnica para implantação e adequação das colunas de alimentação hidráulica.

Com relação às características morfológicas gerais, o complexo hospitalar é composto por edificações isoladas, e registrou-se uma densidade construtiva de 164% em relação à dimensão do lote, uma área de ocupação de 57% – em desacordo com o recomendado pela portaria do MS 400/97, que é 50%. As áreas livres do complexo representam 43%, das quais uma média de 10% representam áreas permeáveis, e não foram identificadas anomalias nos elementos externos às edificações, tampouco a necessidade de manutenção das calçadas de interligação dos blocos aos estacionamentos. Quanto ao percentual de áreas livres e áreas construídas do lote, registrou-se que se trata de 26% do complexo geral.

Quanto ao estado de conservação, verificou-se a presença de anomalias nas coberturas da torre de internações, em suas varandas e nos jardins de inverno, que foram relacionadas ao componente estruturas e coberturas por se tratarem de elementos estruturais, de acordo com o método construtivo. Quanto aos revestimentos, foi identificado

que os pisos dos blocos do Sarinha e do Edifício Sede – além dos pisos das escadas de todo o complexo hospitalar – estão em desacordo com as normas de acessibilidade da NBR 9050.

Por fim, conclui-se que o Hospital Sarah Brasília apresenta um quadro favorável em relação ao contexto geral e à avaliação de desempenho morfológico econômico-financeira. Foram identificados pontos mais críticos em relação aos sistemas de prevenção e combate a incêndio, que estão desatualizados ou com manutenção deficiente, e a presença de anomalias nos componentes estruturais de cobertura e estrutura dos jardins de inverno, no complexo principal. Em um contexto geral, os índices do hospital apresentam conformidade com o especificado em normas e, portanto, há um grande potencial para a implantação de sistemas relacionados à eficiência energética e ao consumo de água.

REFERÊNCIAS

ALÁSTICO, Gabriel Pedro; TOLEDO, José Carlos De. **Acreditação Hospitalar: proposição de roteiro para implantação**. Gestão & Produção, São Carlos, v. 20, n. 4, p. 815–831, 2013.

ANVISA, A. N. de V. S. RDC 050: **Dispõe sobre o Regulamento Técnico para planejamento, programação, elaboração e avaliação de projetos físicos de estabelecimentos assistenciais de saúde**. Brasília: [s. n.], 2002.

GÓES, Ronald De. **Manual prático de arquitetura hospitalar**. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2011.

GUELLI, A.; ZUCCHI, P. **A influência do espaço físico na recuperação dos pacientes e os sistemas e instrumentos de avaliação**. Revista de Administração em Saúde, São Paulo, v. 7, n. 27, abr-jun, p. 43–50, 2005.

GUELLI, Augusto. **Sistema de avaliação de edifícios de saúde**. Pós: Revista do Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo da FAUUSP, [s. l.], v. 0, n. 27, p. 174–192, 2010.

HELENE, Paulo R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1992.

HOLANDA, Frederico De. **Brasília - Cidade moderna, cidade eterna**. Brasília: FAU/Unb, 2010.

KARMAN, Jarbas. **Manutenção hospitalar preditiva**. 1. ed. São Paulo: PINI, 1994.

KOHLSDORF, Gunter; KOHLSDORF, Maria Elaine. **Ensaio sobre o desempenho morfológico dos lugares**. Brasília: FRBH, 2017.

LIMA, João Filgueiras. **Arquitetura: uma experiência na área da saúde**. 1. ed. São Paulo: Romano Guerra Editora, 2012.

MASCARÓ, Juan Luis. **O custo das decisões arquitetônicas**. São Paulo: Nobel, 1985.

OLIVEIRA, Janes Cleiton Alves De. **Custos na construção civil voltados à área de saúde.** In: Tecnologia e sustentabilidade para a humanização dos edifícios de saúde. 2. ed. Brasília: FAU/Unb, 2016. p. 381–418.

ONO, Rosária et al. **Avaliação de sistemas construtivos em habitações econômicas em contextos inovadores no Brasil: a contribuição da avaliação pós-ocupação.** Congresso Internacional Habitação no Espaço Lusófono (CIHEL) Laboratório Nacional de Engenharia Civil-LNEC, 2013.

ONO, Rosária et al. **Avaliação de desempenho em uso e manutenção de habitações em sistemas construtivos inovadores.** In: Avaliação de Desempenho de Tecnologias Construtivas Inovadoras: Conforto Ambiental, Durabilidade e Pós-Ocupação. [s.l.]: ANTAC, 2017.

ORNSTEIN, Sheila. **Avaliação pós-ocupação (APO) do ambiente construído.** São Paulo: Nobel/Fauusp, 1992.

ORNSTEIN, Sheila Walbe. **Periferia Paulistana da necessidade de inserção das habitações de interesse social na Malha Urbana.** Pós: Revista do Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo da FAUUSP, [s. l.], v. 1, n. 1, p. 39–48, 1990.

ORNSTEIN, Sheila Walbe. **Postoccupancy Evaluation Performed in Elementary and High Schools of Greater São Paulo, Brazil.** Environment and Behavior, [s.l.], v. 29, n. 2, p. 236–263, 1997. Disponível em: <<http://journals.sagepub.com/doi/10.1177/001391659702900205>>

ORNSTEIN, Sheila Walbe et al. **Performance evaluation of a psychiatric facility in São Paulo, Brazil.** Facilities, Bradford, v. 27, n. 3/4, p. 152–167, 2009.

ORNSTEIN, Sheila Walbe. **Avaliação Pós-Ocupação (Apo) No Brasil, 30 Anos: O Que Há De Novo?.** Revista Projetar - Projeto e Percepção do Ambiente, [s.l.], v. 2, n. 2, p. 7–12, 2017. Disponível em: <<http://www.revistaprojetar.ct.ufrn.br/index.php/revprojetar/article/view/209/11>>

ORNSTEIN, Sheila Walbe; DEL CARIO, Ualfrido. **Tecnologia da arquitetura e a pós na FAUUSP: um quarto de século atuando no desenvolvimento das pesquisas em avaliação do desempenho ambiental.** Pós. Revista do Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo da FAUUSP, [s.l.], n. 8, p. 116, 2017.

ORNSTEIN, Sheila Walbe; LEITE, Brenda Chaves Coelho; ANDRADE, Cláudia Miranda. **Office spaces in Sao Paulo: post-occupancy evaluation of a high technology building.** Facilities, Bradford, v. 17, n. 11, p. 410, 1999.

ORNSTEIN, Sheila Walbe; ONO, Rosária Rosária; OLIVEIRA, Fabiana Lopes De. **Em busca da qualidade na habitação social no Brasil: instrumentos para a Avaliação Pós-Ocupação (APO) aplicada a sistemas construtivos inovadores.** In: CONGRESSO INTERNACIONAL DA HABITAÇÃO NO ESPAÇO LUSÓFONO (CIHEL), 4., 2017, Covilha. Anais... Covilha: Universidade da Beira Interior, 2017.

ROMÉRO, Marcelo de Andrade. **Retrofit e APO - Conforto Ambiental e Conservação de Energia/Eficiência Energética.** In: Tecnologia e sustentabilidade para a humanização dos edifícios de saúde. 2. ed. Brasília: FAU/Unb, 2016. p. 12–57.

ROMERO, Marta Adriana Bustos; FERNANDES, Júlia Teixeira. **Sustentabilidade dos edifícios de saúde**. In: Tecnologia e sustentabilidade para a humanização dos edifícios de saúde. 2. ed. Brasília: FAU/Unb, 2016a. p. 60–139.

ROMERO, Marta Adriana Bustos; SALES, Gustavo de Luna (org. Tecnologia e sustentabilidade para a humanização dos edifícios de saúde: registro do curso de capacitação em arquitetura e engenharia aplicado a área de saúde, hemoterapia e hematologia. 2. ed. Brasília: FAU/UNB, 2016.

ROMERO, Marta Adriana Bustos; TEIXEIRA, Ederson Oliveira. **Hemorrede Sustentável: A reabilitação ambiental sustentável dos edifícios dos Hemocentros Coordenadores**. A política da Humanização do SUS. In: Tecnologia e sustentabilidade para a humanização dos edifícios de saúde. 2. ed. Brasília: FAU/Unb, 2016b. p. 420–448.

SOUZA, Vicente Custódio Moreira De; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: PINI, 1998.

TENÓRIO, Gabriela de Souza. **Ao Desocupado em Cima da Ponte: Brasília, arquitetura e vida pública**. 2012. Tese (Doutorado em Arquitetura e Urbanismo) Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo) - Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília, Brasília, 2012. Disponível em: <http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/10710/1/2012_GabrieladeSouzaTenorio.pdf>

THOMAZ, Ércio. **Trincas em edifícios: Causas, prevenção e recuperação**. São Paulo: PINI, 1989.

DIFICULDADE DOS DISCENTES DE ENGENHARIA CIVIL NA MATÉRIA DE MECÂNICA VETORIAL COMPARANDO OS PARÂMETROS DO ENSINO PRESENCIAL E DO ENSINO REMOTO

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 20/08/2021

Heron Viterbre Debique Sousa

Universidade de Itaúna, Faculdade de Engenharia e Computação
Itaúna – MG

<http://lattes.cnpq.br/2535104910232355>

Alessandro Leonardo da Silva

Universidade Estadual de Minas Gerais,
Docente de Engenharia Civil
Divinópolis – MG

<http://lattes.cnpq.br/3171861239181391>

Ícaro Viterbre Debique Sousa

Universidade Federal de Lavras, Departamento de Estatística
Lavras – MG

<http://lattes.cnpq.br/5648343045394420>

Emanuela dos Santos Gonzaga

Universidade Estadual de Minas Gerais,
Discente de Engenharia Civil
Divinópolis – MG

Gustavo Neves Quintão Gonzales

Universidade Estadual de Minas Gerais,
Discente de Engenharia Civil
Divinópolis – MG

Marcelo Robert Fonseca Gontijo

Universidade Estadual de Minas Gerais,
Docente de Engenharia Civil
Divinópolis – MG

<http://lattes.cnpq.br/8542085313060795>

Thais Prado Vasconcelos Silva

Universidade Estadual de Minas Gerais,
Docente de Engenharia Civil
Divinópolis – MG

<http://lattes.cnpq.br/1705528340815320>

Rodrigo Silva Fonseca

Universidade Estadual de Minas Gerais,
Docente de Engenharia Civil
Divinópolis – MG

<http://lattes.cnpq.br/2880196318327471>

RESUMO: Na engenharia civil é decorrente os discentes apresentarem dificuldades em determinadas matérias, uma destas a Mecânica Vetorial. O presente estudo tem por objetivo dissertar a respeito de um grande gargalo identificado, expor quais possibilidades acarretam a situação, indiferente do sistema de ensino, material didático e metodologia de trabalho e propor admissíveis soluções. Foi apontando a partir de dados coletados através de questionários disseminados entre os discentes, um significativo porcentual de lacunas a serem tratadas no conteúdo de análise estrutural de treliças. Através de investigações ao histórico curricular de disciplinas ministradas aos alunos e conteúdos predecessores da própria matéria de Mecânica Vetorial, “Mecânica Geral”, foi questionado possíveis irregularidades no ensino anterior que permitiram determinadas situações, e para estes dados foram estabelecidos comparativos. Por fim, foram traçadas novas possibilidades para tratar tais patologias na didática de análise estrutural e novas metodologias de disseminar o ensino indiferente

do ambiente de aprendizado.

PALAVRAS-CHAVE: Engenharia civil, Mecânica Vetorial, Trelça.

DIFFICULTY OF CIVIL ENGINEERING STUDENTS IN THE FIELD OF VECTOR MECHANICS COMPARING THE PARAMETERS OF FACE-TO-FACE TEACHING AND REMOTE EDUCATION

ABSTRACT: In civil engineering, students have specific difficulties, one of which is Vector Mechanics. This study aims to discuss a major bottleneck identified, expose what possibilities the situation entails, regardless of the education system, teaching material and work methodology and admissible solutions. A significant percentage of gaps to be addressed in the structural analysis content of trusses was based on data collected through questionnaires disseminated among students. Through investigations into the history, curriculum of subjects taught to students and predecessor contents of the subject of Vector Mechanics, “General Mechanics”, possible irregularities in the previous teaching that allow hypotheses were questioned, and for these data comparatives were eliminated. Finally, new possibilities were outlined to treat such pathologies in the didactics of structural analysis and new methodologies for the dissemination of teaching regardless of the learning environment

KEYWORDS: Civil Engineering, Vector Mechanics, Truss.

1 | INTRODUÇÃO

Durante todo o curso de graduação os discentes do curso de engenharia civil passam por diversas matérias, algumas delas de fácil compreensão, outras com um grau de dificuldade maior, tendo em vista o alto índice de reprovação em determinadas disciplinas. Entre essas mais complexas podemos citar a Mecânica Vetorial, que é ministrada em um dos períodos iniciais do curso, sendo ela de acordo com o Projeto Pedagógico do curso, um pré-requisito para outras disciplinas dos semestres seguintes.

A perspectiva de reprovação no ensino remoto ainda não serve de referência utilizando-se apenas os diários de notas, por isso uma visão um pouco mais clara do processo e muito provavelmente esclarecedora será a análise de um questionário. Uma das premissas que norteou o presente trabalho foi um questionário elaborado em 2017 pelos professores titulares das disciplinas da época para identificar dificuldades e gargalos da disciplina.

Diante do atual cenário instaurado pela pandemia de coronavírus (Covid-19), com base na RESOLUÇÃO CONUN/UEMG N° 456, DE 04 DE JUNHO DE 2020 [1], toda a comunidade acadêmica necessitou de adaptações, um momento delicado que requer muitos recursos e um trabalho minucioso e gradativo para o desenvolvimento acadêmico do corpo discente. Com o emprego dessas novas tecnologias e metodologias de ensino, entre oportunidades e possíveis lacunas geradas provenientes do meio de comunicação, foi realizado uma nova amostragem junto aos discentes da disciplina de Mecânica Vetorial, “Mecânica Geral”, no intuito de mensurar e comparar os novos gargalos ou não as

dificuldades ao decorrer do conteúdo ministrado em aula e estabelecer possíveis relações com a amostragem identificada anteriormente.

2 | MATERIAL E MÉTODOS

Para realização deste estudo, a ferramenta utilizada pela equipe de trabalho foi a aplicação de um questionário dirigido à turma do 3º período noturno de engenharia civil da UEMG, Unidade Divinópolis, que teve no semestre 2020/2 a matéria de Mecânica Vetorial. Mediante dos dados apresentados e comparados com um questionário elaborado durante o ensino presencial no ano de 2017 e também a contribuição de outros autores e livros da disciplina foi elaborada uma proposta de melhoria para o ensino da referida disciplina.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Em uma pesquisa realizada no ano de 2017 com os discentes de engenharia da UEMG Divinópolis, quando ainda estavam em modelo presencial, foi apontado que 61% desses que tiveram contato com esse tópico, apresentaram dificuldades no tópico de Treliças. Já nos dias atuais em que os ensinos das universidades estão operando em modelo remoto, essa porcentagem caiu para 54%, porém ainda é um número alarmante.

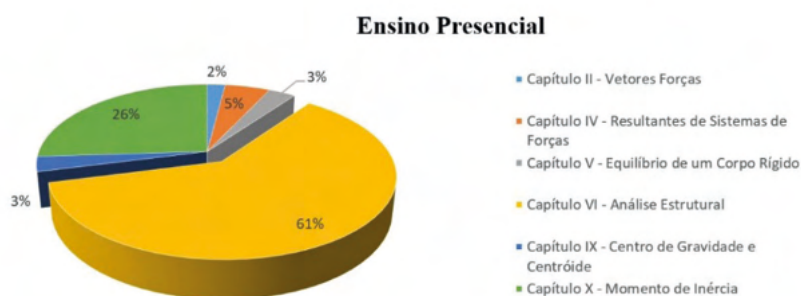


Figura 1: Gráfico quantitativo demonstrando o percentual da dificuldade encontrada pelos alunos do ensino presencial para as disciplinas ministradas na disciplina de Mecânica Vetorial.

Ensino Remoto

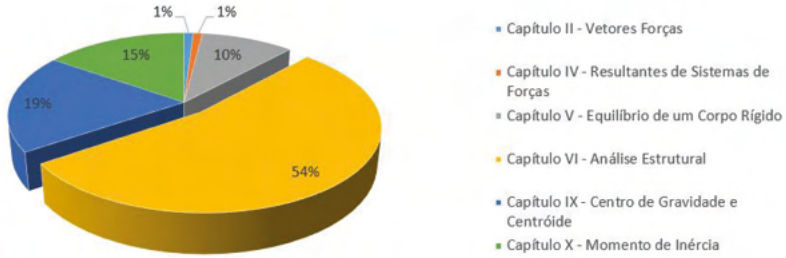


Figura 2: Gráfico quantitativo demonstrando o percentual da dificuldade encontrada pelos alunos do ensino remoto para as disciplinas ministradas na disciplina de Mecânica Vetorial.

Também, nessa nova pesquisa foi constatado que 69% desses discentes dedicam apenas de 1 a 3 horas semanais para revisar o conteúdo ministrado nos encontros com o professor e apenas 8% dedicam mais de 5 horas semanais.

Tempo Médio de Estudos Além da Disciplina

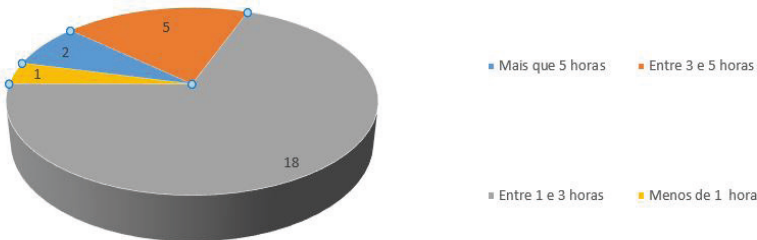


Figura 3: Gráfico quantitativo demonstrando o tempo médio dedicado ao estudo da disciplina além do proposto em aula.

A complexidade no tópico de Trelças pode decorrer dentre outras possibilidades da falta de práticas pelo fato que os alunos não estão conseguindo ter acesso a laboratórios da universidade. Também podemos citar que a reprovação em demasia dessa matéria, pode se dar ao fato dos tópicos complexos e de difícil assimilação do aluno associando a grande pressão depositada em período remoto com grandes quantidades de conteúdos e a incerteza do seu futuro acadêmico que foi demonstrado pela convivência com os alunos em período remoto e comparado com o modelo presencial, onde haviam incertezas também,

porém os professores conseguiam auxiliar com mais conteúdo

Algumas dessas dificuldades apresentadas podem ser resultados de uma formação um pouco deficitária no ensino médio ou também o ingresso no ensino superior em um período tardio da vida, alguns anos após sua formação no ensino médio.

Outra possibilidade para determinados gargalos é o modo em que o tópico de Treliça é introduzido na disciplina muitas das vezes é de forma intimidante, o conteúdo é apresentado em uma estrutura muito complexa já no início, o que leva o discente a ficar amedrontado com o mesmo tendo em vista que o aluno não enxerga uma Treliça como um conjunto de vetores de forma que ele aparece em percentual no gráfico de dificuldades. Quando a temática da Análise Estrutural é passada, já a apresentam com o exemplo da Figura 7, isso leva ao subconsciente dos alunos que é impossível resolver a questão sem cálculos complexos e longos, muitas das vezes esse motivo leva a desmotivação e completa falta de interesse a se dedicar a matéria, isso explica as poucas horas dedicadas a estudos fora do horário de aula, entretanto, essas poucas horas de estudos também são associadas a falta de interesse e procura por compreensão por partes dos acadêmicos. Muitos já possuem o pleno conhecimento do grau de relevância que devemos dar a esse tópico, mas alguns ainda não o detém.

Na mesma pesquisa que apontou a dificuldade na Análise Estrutural expôs também que poucos discentes tiveram problemas com o tópico de Vetores, Figura 4.



Figura 4: Gráficos quantitativos evidenciando a simplicidade do conteúdo de Vetores ministrada na disciplina de Mecânica Vetorial

A falta de sutileza neste tópico faz com que o acadêmico entre em contradição quando afirma que consegue compreender vetores, porém não consegue assimilar uma questão de treliças, pois de maneira geral elas são vetores arranjados em diversas posições e sua resolução é feita por etapas, porém já nos primeiros cálculos é possível descobrir os valores de outros nós, que é a junção das partes de duas barras ou mais, através de deduções. A figura 5 permite verificar a simplicidade do conteúdo de vetores, evidenciado através dos dados coletados e expostos nos gráficos acima.

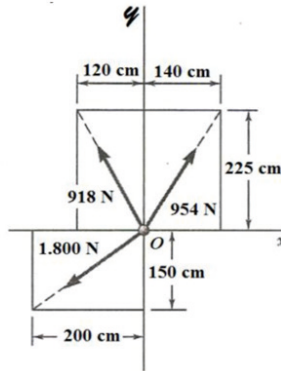


Figura 2: Treliza simples

	$\theta = 61,93$	F_x $\cos 61,93 = \frac{x_1}{918}$ $x_1 = 431,96 \text{ N}$	F_y $\sin 61,93 = \frac{y_1}{918}$ $y_1 = 810,02 \text{ N}$
	$\theta = 58,11$	$\cos 58,11 = \frac{x_2}{954}$ $x_2 = 503,99 \text{ N}$	$\sin 58,11 = \frac{y_2}{954}$ $y_2 = 810,01 \text{ N}$
	$\theta = 36,87$	$\cos 36,87 = \frac{x_3}{1800}$ $x_3 = 1440 \text{ N}$	$\sin 36,87 = \frac{y_3}{1800}$ $y_3 = 1080 \text{ N}$

Figura 6: Resolução do problema proposto na figura 5.

O desenvolvimento sistemático e gradual da avaliação de tais estruturas, exemplificam a inevitável semelhança entre os conteúdos, figura 7:

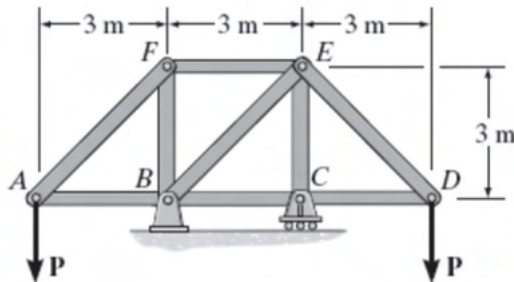
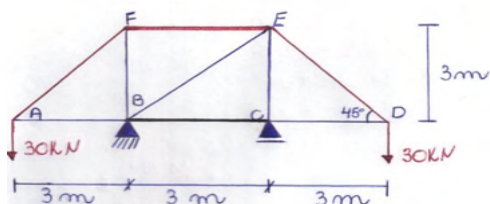


Figura 7: Treliza para análise estrutural proposta em sala de aula. Foi admitido 30 kN (Quilonewtons) para as forças P.



- TRACÇÃO
- COMPRESSÃO
- ELEMENTO DE FORÇA MULA

$$\begin{aligned} \sum M_{RB} &= 0 \\ (30 \cdot 3) + (-V_C \cdot 3) + (-30 \cdot 6) &= 0 \\ 90 - 3V_C - 180 &= 0 \\ V_C &= \frac{-90}{-3} \rightarrow V_C = 30 \text{ kN} \uparrow \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum F_y &= 0 \\ V_B + V_C - 30 - 30 &= 0 \\ V_B + 30 - 30 - 30 &= 0 \\ V_B &= 30 \text{ kN} \uparrow \end{aligned}$$



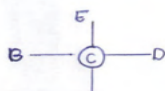
$$\begin{aligned} (F_{AF} \cdot \text{sen } 45^\circ) + (-30) &= 0 \\ F_{AF} &= \frac{30}{0,71} = 42,43 \text{ kN} \nearrow \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (+F_{AF} \cdot \text{cos } 45^\circ) + F_{AB} &= 0 \\ F_{AB} &= -42,43 \cdot 0,71 \\ F_{AB} &= -30 \text{ kN} \leftarrow \end{aligned}$$

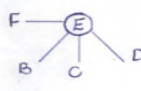


$$\begin{aligned} (F_{DE} \cdot \text{sen } 45^\circ) + (-30) &= 0 \\ F_{DE} \cdot \text{sen } 45^\circ &= 30 \\ F_{DE} &= \frac{30}{0,71} = 42,43 \text{ kN} \nearrow \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (-F_{DE} \cdot \text{cos } 45^\circ) + (-F_x) &= 0 \\ (-42,43 \cdot \text{cos } 45^\circ) &= F_{DC} \\ F_{DC} &= -30 \text{ kN} \leftarrow \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} F_{CE} + 30 &= 0 \\ F_{CE} &= -30 \text{ kN} \downarrow \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} (-F_{EF}) + (F_{DE} \cdot \text{cos } 45^\circ) &= 0 & (F_{EB} \cdot \text{sen } 45^\circ) + F_{EC} &= 0 \\ -F_{EF} &= -42,43 \cdot \text{cos } 45^\circ & -F_{EB} \cdot \text{sen } 45^\circ - 30 &= 0 \\ F_{EF} &= +30 \text{ kN} \rightarrow & -F_{EB} \cdot \text{sen } 45^\circ &= 30 \\ & & F_{EB} &= -42,43 \text{ kN} \swarrow \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} F_{BF} + 30 &= 0 & (+F_{EB} \cdot \text{cos } 45^\circ) + (F_{AB}) + F_{BC} &= 0 \\ F_{BF} &= -30 \text{ kN} \downarrow & (42,43 \cdot \text{cos } 45^\circ) - 30 + F_{BC} &= 0 \\ & & 30 - 30 + F_{BC} &= 0 \\ & & F_{BC} &= 0 \end{aligned}$$

Figura 8: Resolução do segundo exemplo proposto.

Em virtude dos fatos mencionados deve ser traçado um novo panorama para que esses discentes e os futuros que vão ingressar na faculdade, possam sair dessa matéria sem o sentimento de inutilidade e sem ver o quanto ela é de grande relevância para o curso.

Pode ser abordado a criação de dinâmicas envolvendo o conteúdo através de quiz de perguntas, a realização de trabalhos de nível intermediário como, por exemplo, o campeonato de pontes adaptado para o modelo remoto. Outra alternativa é manter o dinamismo nos momentos de encontro com o professor, deixar bem claro para todos, que aquele é o momento para tirar dúvidas, e que não existem perguntas desnecessárias, criar um ambiente descontraído para que o aluno não sinta que está ali apenas por obrigação, criando soluções levando sempre em consideração a real situação do estudante para que ele não passe por cinco anos de graduação com a sensação que errou ao escolher esse curso.

Diante da inviabilidade da execução da excelência didática que o campeonato de pontes de palito de picolé oferece à comunidade acadêmica, uma alternativa sugerida, ainda não implementada, seria associada a utilização de softwares de cálculo estrutural, jogos e aplicativos, meio aos recursos tecnológicos intrínsecos ao método de ensino, para disponibilizar aos discentes outras formas de percepção para desenvolver a análise estrutural, a fim de atender as dificuldades identificadas.

De forma prática, pode-se apresentar, por exemplo, a tendência de movimento de pontes, antes de palito de picolé, após serem submetidas aos esforços do meio, por meio do software Ftool, uma ferramenta gratuita disponibilizada a estudantes e professores, pela equipe acadêmica da PUC-RIO. Ao desenvolver determinado trabalho, além da possibilidade de desenvolvimento de outros meios de ensino, a distância entre os meios teóricos e práticos de solução de questões de engenharia podem ser trabalhadas, preparando o discente para o mercado de trabalho.

As Figuras 09, 10 e 11, permitem exemplificar as presentes forma de estudo:

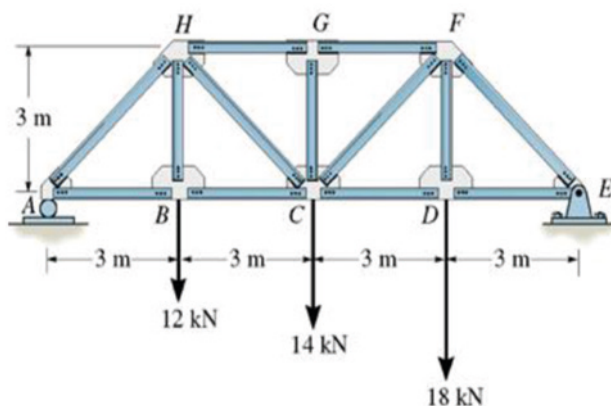


Figura 9: Ponte para análise estrutural proposta em exercício em sala de aula.

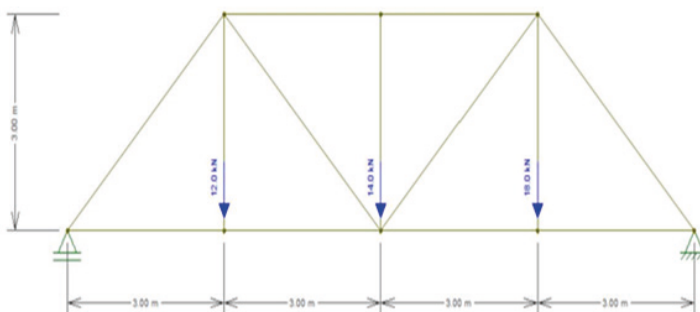


Figura 10: Ponte proposta no exercício da Figura 09, projetada no software Ftool.

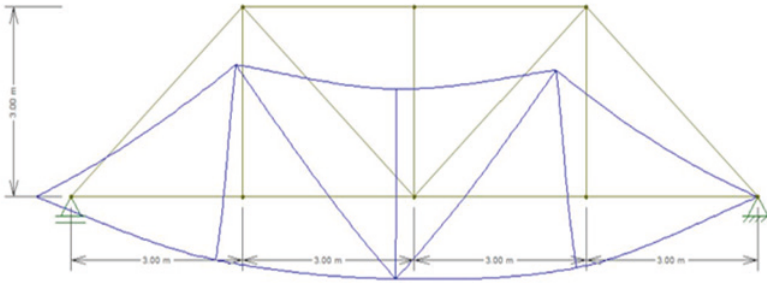


Figura 11: Tendência de movimento, deformação, da ponte proposta no exercício da Figura 09.

Outra solução prática a ser adotada, seria a utilização de jogos de interação para trabalhar o raciocínio do discente. Como exemplo, o jogo Poly Bridge do desenvolvedor Dry Cactus, poderia ser adotado para dimensionar estruturas semelhantes, além de trabalhar outras necessidades, como a condicionante financeira do projeto.



Figura 12: Jogo Poly Bridge, Dry Cactus.

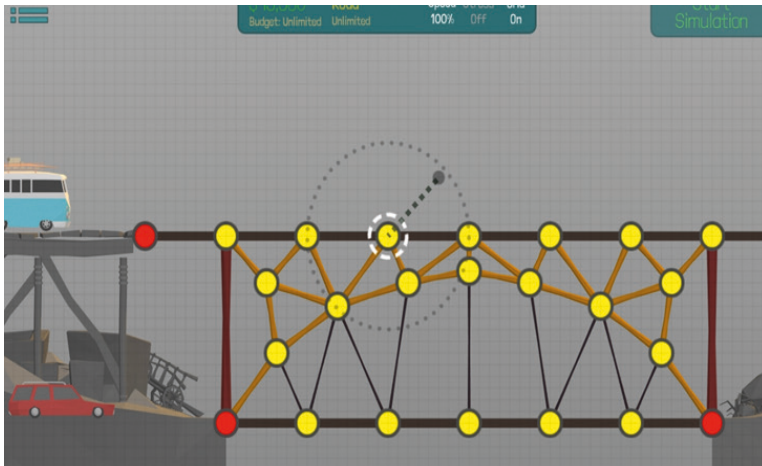


Figura 13: Jogo Poly Bridge, Dry Cactus.

4 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Atualmente trabalhando em modelo remoto ainda é notório que os acadêmicos apresentam dificuldades em tópicos dessa matéria, mais especificamente o conteúdo de Análise Estrutural.

Dado este fato alunos e professores precisaram se readaptar e passar por uma imersão tecnológica para melhorar o conteúdo desenvolvido nas reuniões. Para isso foram ofertadas aulas além do horário previsto e também a escolha de trabalhar em modelo totalmente síncrono.

Com isso será possível amplificar o olhar crítico e analítico do discente de modo que possa progredir na sua vida acadêmica e profissional.

REFERÊNCIAS

Hibbeler, Russell C. **Estática: Mecânica para engenharia**. 12. ed. Tradução Daniel Vieira. Revisão técnica José Maria Campos dos Santos. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2011. 512p. Título Original: Engineering mechanics: Statics. ISBN 978-85-7605-815-1.

EFEITO DO TEOR E TIPO DE CIMENTO NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE SOLO ARENOSO ESTABILIZADO QUIMICAMENTE

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 27/08/2021

José Wilson dos Santos Ferreira

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental,
Universidade de Brasília – UnB
Brasília – Distrito Federal
<https://orcid.org/0000-0002-9675-9884>

Michéle Dal Toé Casagrande

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental,
Universidade de Brasília – UnB
Brasília – Distrito Federal
<https://orcid.org/0000-0002-4740-0891>

Raquel Souza Teixeira

Departamento de Construção Civil,
Universidade Estadual de Londrina – UEL
Londrina – Paraná
<https://orcid.org/0000-0002-8082-5808>

RESUMO: Diante do novo método de dimensionamento de pavimentos vigente no país, o dimensionamento de bases de solo-cimento demanda, atualmente, na realização de ensaios de carregamento repetido. Neste sentido, o presente estudo propõe-se a verificar o efeito do teor e tipo de cimento no módulo de resiliência (MR) de misturas solo-cimento, empregando os resultados para obtenção de constantes de regressão em diversos modelos. Para composição das misturas foi empregado solo areno-siltoso e os cimentos CP II Z-32 e CP V-ARI, nos teores de 6 e 10 %, com período de cura de 28 dias. De maneira geral, o aumento no teor de cimento CP

V-ARI resultou em incrementos no MR, tendência contrária a observada para o cimento CP II Z-32. Para ambos agentes estabilizantes e teores foi verificado decréscimos dos valores de módulo de resiliência em decorrência do incremento das tensões confinantes e desviatórias aplicadas para os dois primeiros estágios de confinante (0,020 e 0,035 MPa), a partir dos quais houve mudança de tendência. O modelo mais representativo foi o composto, entretanto, para todos os modelos testados foram obtidas correlações deficientes ($R^2 < 0,6$), as quais podem estar relacionadas a eventuais limitações dos modelos testados para solos estabilizados. Independentemente da condição experimental, a maioria dos resultados se situou em faixa entre 5.000 e 7.000 MPa, a qual pode auxiliar em anteprojetos de dimensionamento de pavimentos baseados na metodologia empírico-mecanística.

PALAVRAS - CHAVE: Solo-cimento. Módulo de resiliência. Pavimentação. Metodologia empírico-mecanística.

EFFECT OF CEMENT CONTENT AND TYPE ON THE RESILIENT MODULUS OF CHEMICALLY STABILIZED SANDY SOIL

ABSTRACT: In view of the new method of pavements design in force in the country, the design of soil-cement bases currently requires repeated loading tests. In this sense, the present study aims to verify the effect of content and type of cement on the resilient modulus of soil-cement mixtures, using the results to obtain regression constants in several models. For the mixture's composition, sandy-silty soil and Type I and Type III cements were used, in the contents of 6 and 10

%, with a curing period of 28 days. In general, the increase in Type III cement content resulted in increments in the module, a trend contrary to that observed for the Type I cement. For both stabilizing agents and contents, decreases in resilient modulus values were observed due to the increase in the confining and deviant stresses applied to the first two stages of confining (0.020 and 0.035 MPa), from which there was a change in trend. The most representative model was the compound, however, for all tested models, deficient correlations were obtained ($R^2 < 0.6$), which may be related to the limitations of the models tested for stabilized soils. Regardless of the experimental condition, most of the results were in the range between 5,000 and 7,000 MPa, which can assist in pavement design preliminary projects based on the empirical-mechanistic methodology.

KEYWORDS: Soil-cement. Resilient modulus. Paving. Empirical-mechanistic methodology.

1 | INTRODUÇÃO

A escassez da disponibilidade de materiais naturais com características técnicas adequadas, associada a limitações estabelecidas por especificações rodoviárias vigentes, faz com que o solo, matéria-prima amplamente utilizada em obras rodoviárias, frequentemente apresente propriedades que não se enquadram aos critérios de projeto.

Nesse cenário, entre as soluções técnicas disponíveis, a estabilização química do solo com adição de cimento tem sido vastamente utilizada, ao proporcionar melhorias no comportamento mecânico, caracterizado por ganhos de resistência, estabilidade volumétrica, diminuição de permeabilidade e compressibilidade, com consequente aumento da durabilidade (Consoli et al., 2007; Cancian et al., 2017; Ferreira, 2019).

Apesar de sua comprovada eficiência, tem sido constatada a existência de defeitos como trincas e fissuras nas camadas de base executadas com solo-cimento, tanto para as misturas executadas em centrais quanto *in loco*, as quais são atribuídas majoritariamente a retração do material e tensões de tração horizontal desenvolvidas nas fibras inferiores da camada estabilizada (Specht et al., 2006; Nascimento; Albuquerque, 2018; Farhan et al., 2018).

Tendo em vista a nova metodologia de dimensionamento de pavimentos no Brasil, o dimensionamento de bases de solo-cimento, outrora baseado na resistência à compressão simples, necessita atualmente da realização de ensaios de carga repetida. Desta forma, o presente estudo visa avaliar o efeito do teor e tipo de cimento no módulo de resiliência de misturas solo-cimento, com sucessiva obtenção de constantes de regressão para diversos modelos, fornecendo parâmetros para auxiliar em anteprojetos de dimensionamento de pavimentos.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

O solo empregado no presente estudo foi coletado em sítio próximo às margens da rodovia federal BR-376, no município de Mandaguçu – PR e transportado para o Laboratório de Geotecnia da Universidade Estadual de Londrina – PR (Figura 1). Majoritariamente arenoso, o silício é o elemento predominante no solo, apresentando alumínio e ferro em menores quantidades (Gonçalves et al., 2018).



Figura 1: Local de coleta do solo.

A caracterização do solo está apresentada na Tabela 1. De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) e metodologia MCT, o solo é identificado como uma areia argilosa (SC), pertencente ao grupo A-2-4 e arenoso fino laterítico (LA'), respectivamente.

Parâmetro	Valor
Massa Específica Seca Máxima - ρ_d (g.cm ⁻³)	1,87
Teor de umidade ótima - ω_{ot} (%)	13,7
Massa Específica dos Sólidos - ρ_s (g.cm ⁻³)	2,69
Limite de Liquidez - LL (%)	27,0
Limite de Plasticidade - LP (%)	17,0
Índice de Plasticidade - IP (%)	10,0
Areia grossa (%)	0,0
Areia média (%)	37,0
Areia fina (%)	46,5
Silte (%)	16,5
Argila (%)	0,0

Tabela 1: Caracterização do solo.

Os agentes estabilizantes utilizados foram os cimentos Portland com adição de pozolana (CP II Z-32) e de alta resistência inicial (CP V-ARI). A escolha do CP II foi motivada pelo seu uso em pesquisas desenvolvidas anteriormente no laboratório de Geotecnia da Universidade Estadual de Londrina (UEL), além da grande disponibilidade desse material na região de estudo. Já o uso do CP V se deu por sua difusão em pesquisas científicas com solo-cimento e pelo acelerado ganho de resistência em idades iniciais, oriundo de diferente dosagem entre o calcário e argila durante a produção do clínquer, assim como pela moagem mais fina do cimento (Consoli et al., 2007; Cancian et al., 2017; Ferreira et al., 2018; Ferreira, 2019).

Em toda a bateria de ensaios foi utilizada a água fornecida pela rede de abastecimento após processo de destilação.

2.2 Métodos

O solo foi preparado de acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 6457 (2016), seguindo os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, homogeneização, quarteamento e determinação do teor de umidade higroscópica. Os parâmetros de compactação das misturas solo-cimento, massa seca específica máxima (ρ_g) e teor de umidade ótima (ω_{ot}), foram obtidos com base na construção das curvas de compactação, em duplicata, conforme ABNT NBR 12023/2012. Ambos procedimentos foram realizados sem reuso de material, sobre amostras preparadas com secagem prévia até a umidade higroscópica.

A moldagem dos corpos de prova seguiu instrução DNIT-ME 134/2010, sendo utilizado molde adaptado do Laboratório de Materiais, o qual apresentou as dimensões requeridas para os ensaios, 20x10 cm e espessura de 2 mm (Figura 2), sendo compactados na energia normal. Foram considerados aptos os corpos de prova que atenderam as tolerâncias de grau de compactação (GC) de $100 \pm 2 \%$ e variação de umidade ($\Delta\omega$) em torno de 0,5 % da umidade ótima.

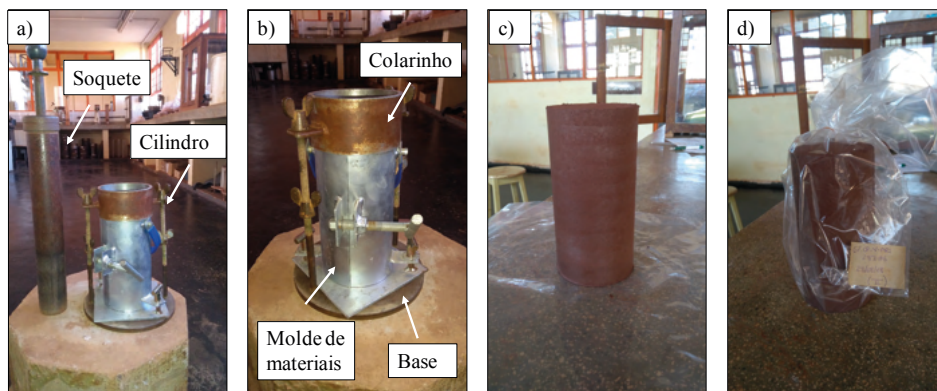


Figura 1: Moldagem das misturas para ensaio de MR: a) Equipamentos utilizados; b) Detalhe da adaptação; c) Corpo de prova extrudado e d) Acondicionado.

A determinação do módulo de resiliência concentrou-se nos teores de 6 e 10% de cimento CP II Z-32 e CP V-ARI, em relação a massa seca de solo, aos 28 dias de cura, moldados em triplicata. Os teores escolhidos buscaram investigar a tendência dos resultados mediante os limites inferior e superior comumente adotados em pesquisas com foco na estabilização química de solo.

Os corpos de prova, moldados na Universidade Estadual de Londrina, foram transportados até o Laboratório de Pavimentação da Universidade Estadual de Maringá – PR para a etapa de experimentação, compreendendo a fase de montagem: posicionamento de papel filtro nas faces superior e inferior do corpo de prova (Figura 3a), acomodação do cabeçote sobre o corpo de prova envolto por membrana de borracha (Figura 3b), disposição dentro da célula triaxial (Figura 3c), fixação dos LVDT e ajustes de altura no interior da estrutura de suporte (Figura 3d).

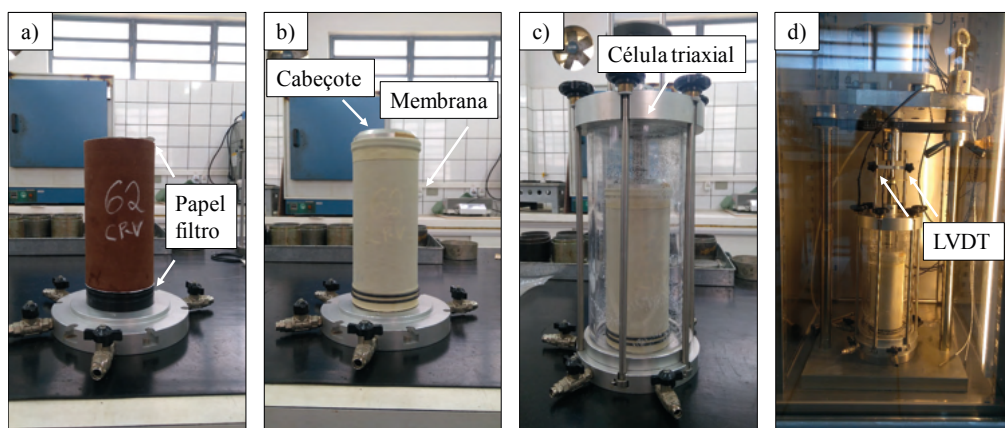


Figura 2: Sequência de montagem.

A realização dos ensaios seguiram a normativa citada e procedimentos já consolidados no Laboratório de Pavimentação, caracterizando como dados de entrada no software Dynapave (Dynamic Pavement Analysis) na etapa de condicionamento quatro médias do comprimento e diâmetro dos corpos de prova, forma do carregamento (Harvesine), número máximo de pulsos (500), deformação axial cumulativa (5,0%), tensões de confinamento e cíclica (normatizada), tempo de espera (60 segundos), enquanto que para a fase de determinação do módulo de resiliência, o número máximo de pulsos e tempo de espera foram alterados para 10 e 10 segundos, respectivamente.

O condicionamento do corpo de prova foi realizado por meio da combinação de três tensões, enquanto que a determinação do módulo de resiliência foi feita com a aplicação de sequência de 18 pares de tensões, sendo considerada a leitura de deformação específica após 10 repetições de carga.

Para obtenção das constantes de regressão (k_1 , k_2 e k_3) dos valores de módulo de resiliência (MR), além dos modelos com base nas tensões confinante – σ_3 (Equação 1), desviatória – σ_d (Equação 2), foram empregados os modelos composto (Equação 3) e constante (Equação 4), os quais foram utilizados no software livre LAB Fit.

$$MR = k_1 s_3^{k_2} \quad (1)$$

$$MR = k_1 s_d^{k_2} \quad (2)$$

$$MR = k_1 s_3^{k_2} s_d^{k_3} \quad (3)$$

$$MR = k_1 (\text{constante}) \quad (4)$$

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Parâmetros de Compactação

Com base na construção das curvas de compactação, em duplicata, foram determinados os parâmetros de moldagem das misturas, massa específica seca máxima ($\rho_{d,m\acute{a}x}$) e teor de umidade ótica ($\omega_{ót}$), para cada condição experimental, os quais estão apresentados na Tabela 2, em valores médios.

Teor (%)	$\rho_{d,m\acute{a}x}$ (g/cm ³)		$\omega_{ót}$ (%)	
	CP II	CP V	CP II	CP V
6	1,88	1,86	13,2	13,4
10	1,89	1,87	13,6	13,7

Tabela 2: Parâmetros de moldagem.

Em função do percentual de adição, para ambos agentes estabilizantes, foi observado uma sutil tendência de aumento da massa específica seca máxima. Devido ao solo utilizado ser uma areia bem graduada, com aproximadamente 23 % de material menor do que 0,075 mm, o processo de compactação do solo, sem adição de cimento, já oferece um satisfatório entrosamento entre os grãos e partículas. Essa hipótese é confirmada ao observar o valor da massa específica seca máxima do solo puro, de 1,87 g/cm³ (Tabela 1), próximo aos resultados obtidos para as misturas.

Quanto ao teor de umidade ótica, foi ratificada, para ambos cimentos, a tendência do aumento do teor de cimento demandar mais água, resultado do aumento da superfície a ser hidratada.

3.2 Módulo de Resiliência

Para cada uma das combinações de teor e tipo de cimento foram realizados três corpos de prova, os quais atenderam ao controle de qualidade de moldagem imposto, sendo os resultados discutidos em termos médios. Ressalta-se que um dos corpos de prova com 10 % de cimento CP V-ARI foi descartado, em decorrência de contato acidental com água na etapa de cura, ocasionando elevação do teor de umidade e dispersão de valores.

Da tentativa de identificar o comportamento elástico das misturas diante das variáveis tipo e teor de cimento, são apresentados na Tabela 3 os resultados de MR médios para cada par de tensões ensaiado. Para ambos agentes estabilizantes, a maioria dos resultados obtidos se situou entre 5.000 e 7.000 MPa, condizente com valores apresentados por outros autores (Sanbonsuge et al., 2017; Rocha; Rezende, 2017).

Par de Tensões	Tensão Confinante (MPa)	Tensão Desviatória (MPa)	MR _{médio} (MPa)			
			CP II Z-32		CP V-ARI	
			6%	10%	6%	10%
1	0,020	0,020	10432	11729	7738	19563
2		0,040	6776	6046	5730	8965
3		0,060	5790	5265	5405	7313
4	0,035	0,035	7160	6412	5880	9733
5		0,070	5549	5114	5292	6755
6		0,105	5289	4995	5362	6309
7	0,050	0,050	5945	5434	5315	7455
8		0,100	5204	4939	5276	6293
9		0,150	5277	5148	5562	6295
10	0,070	0,070	5381	4951	5090	6499
11		0,140	5184	5015	5433	6168
12		0,210	5477	5469	5927	6480
13	0,105	0,105	5052	4737	5086	5944
14		0,210	5387	5371	5820	6421
15		0,315	5904	6054	6530	7053
16	0,140	0,140	4970	4785	5170	5834
17		0,280	5614	5720	6198	6657
18		0,420	6225	6499	6948	7527

Tabela 3: Módulo de Resiliência das misturas solo-cimento

Observa-se um decréscimo dos valores de MR em decorrência do incremento das tensões confinantes e desviatórias aplicadas para os dois primeiros estágios de confinante (0,020 e 0,035 MPa), a partir dos quais há uma mudança de tendência, ocorrendo aumentos

do módulo de resiliência para variações crescentes de ambas tensões.

Venson (2015), ao analisar a influência de diferentes teores de cimento CP V-ARI e índices de vazios no comportamento resiliente de uma areia, observou aumento do MR com o aumento da tensão desvio, ao passo que Sanbonsuge et al. (2017), estudando uma areia siltosa estabilizada com cimento, relata que o material não se mostrou sensível a tensão desviatória e pouca sensibilidade à variação da tensão de confinamento.

Em posse dos resultados apresentados na Tabela 3, foram determinados os coeficientes de regressão para os modelos constante, composto, em função da tensão desvio e tensão confinante, com o intuito de definir o modelo mais representativo para as misturas estudadas, conforme Tabela 4.

Condição Experimental	Modelos												
	Constante		Composto				Tensão desvio			Tensão confinante			
	k1	R ²	k1	k2	k3	R ²	k1	k2	R ²	k1	k2	R ²	
CP II	6%	5923,1	0,00	3755,1	-0,018	-0,174	0,44	3842,1	-0,190	0,43	3572,3	-0,170	0,29
	10%	5760,2	0,00	3659,3	-0,004	-0,189	0,26	3679,4	-0,192	0,26	3558,1	-0,166	0,15
CP V	6%	5764,6	0,00	5578,7	-0,036	0,031	0,16	5648,4	-0,009	0,00	5647,9	-0,007	0,00
	10%	7625,8	0,00	2693,3	0,004	-0,432	0,56	2677,6	-0,430	0,56	2697,5	-0,350	0,30

Tabela 4: Constantes de Regressão

Nessa perspectiva, o modelo composto apresentou coeficientes de correlação (R²) mais elevados quando comparado aos outros modelos, porém, todos eles indicaram ajustes deficientes (R² ≤ 0,6). A mesma tendência foi observada por Silva et al. (2019) para solo arenoso estabilizado com 7% de cimento e tempo de cura de 28 dias. Supõe-se que esse comportamento esteja relacionado a limitações dos modelos testados para solos estabilizados com cimento.

O comportamento 3D das misturas segundo o modelo composto (Figura 4), indicou decréscimos do módulo de resiliência defronte do aumento da tensão desviatória, com exceção da mistura com 6 % de cimento CP V-ARI.

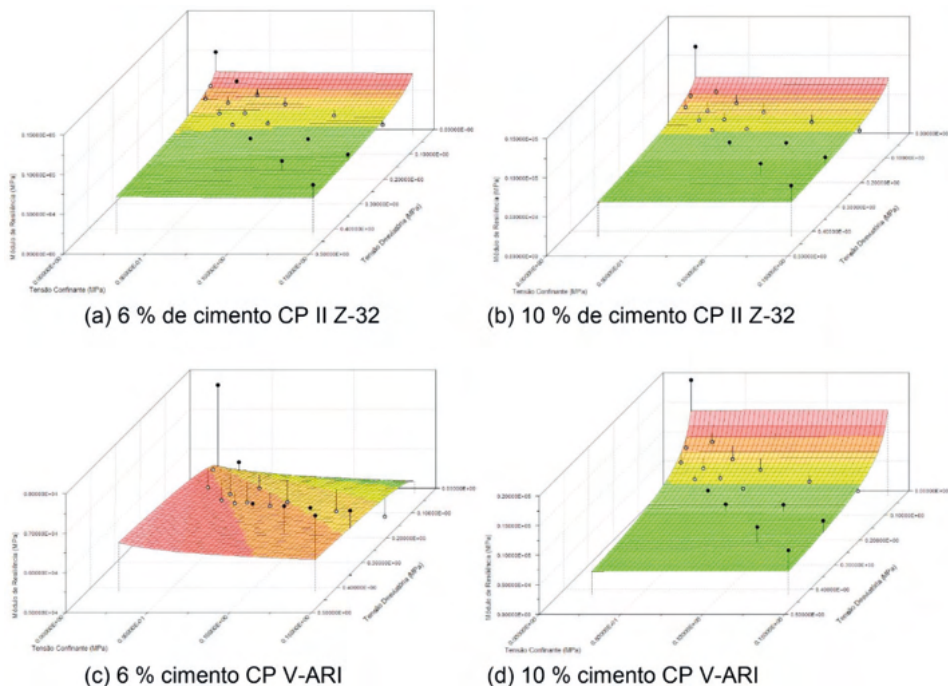


Figura 3: Gráficos 3D obtidos para o modelo composto.

A dificuldade no estabelecimento de correlações satisfatórias em materiais cimentados foi reportada em trabalho de Rocha e Rezende (2017), ao averiguarem a estabilização de um solo tropical granular através da adição de cimento e cal. Segundo as autoras, esse comportamento pode estar relacionado às condições de compactação dos corpos de prova, ganho de umidade na câmara úmida após o período de cura, problemas na realização dos ensaios e/ou limitações de norma, sendo enfatizado a necessidade de maior controle na confecção dos corpos de prova para misturas estabilizadas quimicamente.

4 | CONCLUSÕES

Com base no propósito de verificar os efeitos de tipo e teor de cimento no comportamento das misturas solo-cimento diante de carregamentos repetidos, foi observado que o aumento no teor de cimento CP II Z-32 não resultou em incrementos no módulo de resiliência, conforme constatado para o CP V-ARI.

Ambos agentes estabilizantes nos teores de 6 e 10 % demonstraram decréscimos dos valores de módulo de resiliência em decorrência do incremento das tensões confinantes e desviatórias aplicadas para os dois primeiros estágios de confinante (0,020 e 0,035 MPa), a partir dos quais houve mudança de tendência.

Os resultados de módulo de resiliência, ao serem empregados nos modelos

constante, composto e em função das tensões confinante e desviatória, não se ajustaram satisfatoriamente, podendo estar relacionado tanto as limitações dos modelos testados para avaliação de materiais estabilizados com cimento.

Ainda assim, a maioria dos resultados se situou entre 5.000 e 7.000 MPa, possibilitando sua utilização em anteprojetos de dimensionamento de pavimento baseados na metodologia empírico-mecanística.

AGRADECIMENTOS

Os autores expressam sua gratidão ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), Fundação Araucária de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico do Estado do Paraná (FA) e Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo suporte financeiro, obtido por meio de Bolsas de Mestrado, de Doutorado, de Produtividade e auxílio em trabalhos de campo.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2012). NBR 12023. **Solo-cimento – ensaio de compactação**. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016). NBR 6457. **Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro.

Cancian, M. A.; Cancian, V. A.; Fontenele, H. B.; Costa Branco, C. J. M.; Teixeira, R. S. (2017) **Influência do teor de umidade, da porosidade e do intervalo de tempo até a aplicação da mistura solo-cimento em pavimento rodoviário**. Transportes, 25 (1), p. 41-50.

Consoli, N. C.; Foppa, D.; Festugato, L.; Heineck, K. H. (2007) **Key parameters for strength control of artificially cemented soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133 (2), p. 197-205.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2010). DNIT-ME 134. **Pavimentação – Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio**. Rio de Janeiro.

Farhan, A. H.; Dawson, A. R.; Thom, N. H. (2018) **Recycled hybrid fiber-reinforced & cement-stabilized pavement mixtures: Tensile properties and cracking characterization**. Construction and Building Materials, 179, p. 488-499

Ferreira, J. W. S. (2019) **Comportamento mecânico de misturas solo-cimento para aplicação em pavimentos**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Londrina / UEL, Londrina, 149 p.

Ferreira, J. W. S.; Gomes, V. H.; Cancian, V. A.; Zanin, R. F. B.; Oliveira, A. D.; Gonçalves, F.; Costa Branco, C. J. M.; Teixeira, R. S. (2018) **Aplicabilidade de solo arenoso compactado e melhorado com cimento em pavimentos flexíveis**. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2018, Salvador, Bahia. Anais...

Gonçalves, F.; Zanin, R. F. B.; Somera, L. F.; Oliveira, A. D.; Ferreira, J. W. S.; Costa Branco, C. J. M.; Teixeira, R. S. (2018) **Caracterização Físico-química e mineralógica de três solos do estado do Paraná**. In: XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2018, Salvador, Bahia. Anais...

Nascimento, R. S.; Albuquerque, F. S. (2018) **Estudo de desempenho à fadiga de base cimentada tipo BGTC na BR-101/SE**. Transportes, 26 (1), p. 21-36.

Rocha, M. T.; Rezende, L. R. (2017) **Estudo laboratorial de um solo tropical granular estabilizado quimicamente para fins de pavimentação**. Revista Matéria, 22 (4).

Sanbonsuge, K.; Vasconcelos, K.; Bernucci, L.; Moura, E. (2017) **Efeito da umidade inicial e do tempo de cura nas propriedades mecânicas de misturas solo-cimento**. Transportes, 25 (4), p. 68-82.

Silva, D. C.; Fontoura, E.; Engelke, D. C.; Zappe, A. P. S.; Mensch, N. G.; Brito, L. A. T. (2019) **Estudo da influência de incorporação de cimento em solo arenoso através de ensaios triaxiais de módulo de resiliência**. In: XXXIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte – ANPET 2019, Balneário Camboriú, Santa Catarina. Anais...

Specht, L. P.; Ceratti, J. A. P.; Consoli, N. C. (2006) **Laboratory study of soil-cement-fiber mixtures under static and repeat-ed loading for pavements**. IJP-International Journal of Pavements, 5 (1), p. 99-109.

Venson, G. I. (2015) **Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia artificialmente cimentada**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul/ UFRGS, Porto Alegre, 158 p.

CAPÍTULO 12

ESTUDIOS DE PELIGRO SÍSMICO EN EL MUNICIPIO DE IXHUACÁN DE LOS REYES, VERACRUZ

Data de aceite: 01/10/2021

Gilbert Francisco Torres Morales

Investigador del Centro de Ciencias de la Tierra, Universidad Veracruzana, Xalapa, Ver. México.

Ignacio Mora González

Investigador del Centro de Ciencias de la Tierra, Universidad Veracruzana Xalapa, Ver. Méxic.

Saúl Castillo Aguilar

Académico de la Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Veracruzana, Xalapa, Ver. México.

René Álvarez Lima

Académico de la Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Veracruzana, Xalapa, Ver. México.

Raymundo Dávalos Sotelo

Investigador del Instituto de Ecología A.C., Xalapa, Ver. México

José Alberto Aguilar Cobos

Alumno de la Facultad de Ingeniería Civil y colaborador del Centro de Ciencias de la Tierra, Universidad Veracruzana, Xalapa, Ver. México.

RESUMEN: Daños importantes debido a sismos de gran intensidad se han registrado en Veracruz, después del sismo de 1985, se tiene el segundo lugar en número de víctimas con el sismo de Xalapa de 1920 y el tercero con el de Orizaba de 1973. Ixhuacán de los Reyes fue uno de los

municipios más afectados por El Sismo de 1920, cuyo epicentro estuvo a tan sólo 11 Km. Después de casi un siglo, sismos inquietan a Ixhuacán, la población informa sentir más de 10 sismos en los primeros días del año 2019, siendo 2 los más importantes, el del 3 de enero, a las 00:19:18, con una magnitud de 4.2. El segundo el 5 de enero a las 03:32:14, una magnitud de 4.3.

Autoridades solicitaron la participación del CCTUV para realizar estudios de peligro sísmico para minimizar sus efectos en población y edificaciones.

PALABRAS CLAVE: Microzonificación, Peligro, Vulnerabilidad, Riesgo.

ABSTRACT: Important damages due to earthquakes of great intensity have been registered in Veracruz, after the 1985 earthquake, it has the second place in number of victims with the Xalapa earthquake of 1920 and the third with the Orizaba earthquake of 1973. Ixhuacán de Los Reyes was one of the municipalities most affected by the 1920 earthquake, whose epicenter was only 11 km. After almost a century, earthquakes disturb Ixhuacán, the population reports feeling more than 10 earthquakes in the first days of 2019, 2 being the most important, the one on January 3, at 00:19:18, with a magnitude of 4.2. The second on January 5 at 03:32:14, a magnitude of 4.3. Authorities requested the participation of the CCTUV to carry out seismic hazard studies to minimize its effects on the population and buildings.

INTRODUCCIÓN

El estado de Veracruz han sufrido en algún momento daños importantes debido a sismos de gran intensidad, recordando que después del sismo de la ciudad de México en 1985 con 6,000 víctimas, el Estado de Veracruz tiene el segundo lugar con el sismo de Xalapa, que ocurrido en 1920 con 650 víctimas (Fig.1) y el tercer lugar con el de Orizaba del año de 1973 con 539 muertes. El municipio de Ixhuacán de los Reyes fue uno de los más afectados por El Sismo de Xalapa de 1920 ($M_s=6.2$) (Fig.2). Este sismo se originó en la Sierra Madre Oriental, entre los Estados de Puebla y Veracruz. El epicentro se ubicó a tan sólo 11 Km al suroeste del pueblo de Ixhuacán de los Reyes.

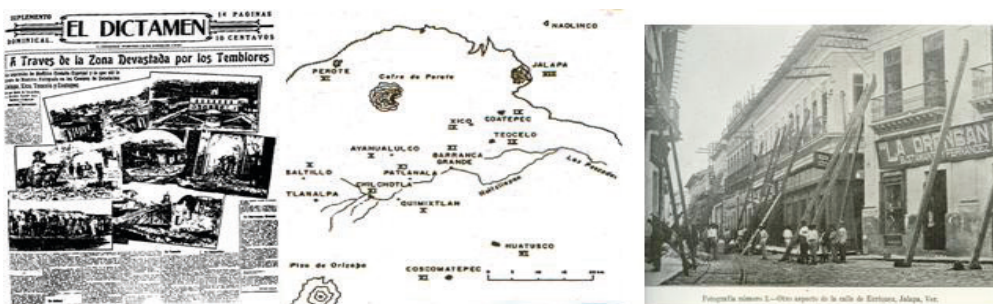


Figura 1. Foto periódico El Dictamen que informa del sismo de Xalapa, mapa que muestra las intensidades (MM) y una fotografía del centro histórico de Xalapa.

Después de casi un siglo, sismos inquietan la región central del estado de Veracruz y en particular el municipio de Ixhuacán de los Reyes, la población informa que han sentido más de 10 eventos sísmicos en los primeros días del año, Debido a los antecedentes históricos de la zona la población se preocupa de que pudiera ocurrir un evento sísmico como el de 1920, por lo cual las autoridades municipales solicitaron la participación del Centro de Ciencias de la Tierra de la Universidad Veracruzana (CCTUV), para realizar un estudio al respecto. Enfatizando que la ocurrencia de los eventos sísmicos es algo que no se puede predecir, pero que si se puede trabajar en estudios para minimizar los efectos en la población y en sus edificaciones. Estos estudios son de Ingeniería sísmica, que incluyen la delimitación de los peligros sísmicos, mediante estudios de microzonificación sísmica, para con esto, más adelante, poder trabajar con estudios del cálculo de la amenaza sísmica probabilista, en el municipio y sus poblaciones más importantes.

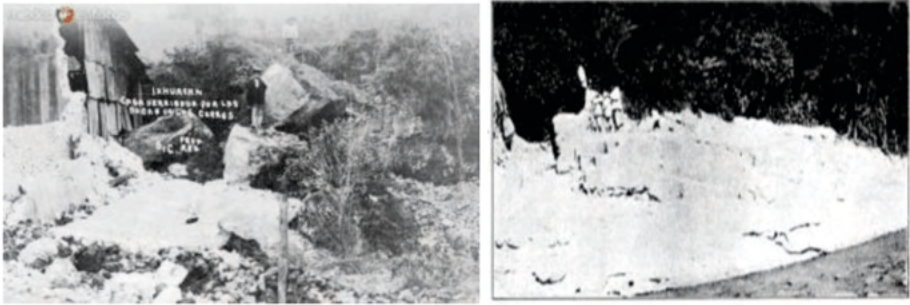


Figura 2. Imagen de una casa en Ixhuacán afectada por la caída de rocas (www.mexicoenfotos.com) y una casa sepultada por la avenida de lodo en Barranca Grande (Flores T., H. Camacho 1922).

PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DE MUNICIPIO IXHUACÁN DE LOS REYES

Ubicación

El municipio de Ixhuacán de los Reyes está ubicada en la Región Central del Estado de Veracruz, en las estribaciones sur del Cofre de Perote. Entre los paralelos $19^{\circ} 17'$ y $19^{\circ} 28'$ de latitud norte; los meridianos $96^{\circ} 58'$ y $97^{\circ} 11'$ de longitud oeste; altitud entre 800 y 3,700 m y en la cabecera municipal 1,800 m. Tiene un área aproximada de 149 Km², cuenta con 59 localidades y una población de aproximadamente 9933 habitantes. Limita con los siguientes municipios: al norte con los municipios de Ayahualulco y Xico; al este con los municipios de Xico, Teocelo, Ayahualulco, Cosautlán de Carvajal y Tlaltetela; al sur con el municipio de Tlaltetela y el estado de Puebla; al oeste con el estado de Puebla y el municipio de Ayahualulco (Fig.3).

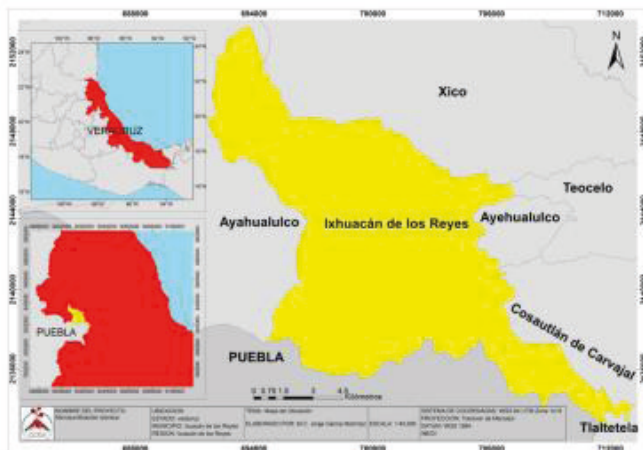


Figura 3. Ubicación del municipio de Ixhuacán de los Reyes.

Características principales del Municipio

Respecto a la Fisiografía, el municipio se encuentra en la provincia del eje neovolcánico en la subprovincia de Lagos y Volcanes de Anáhuac (56%) y Chiconquiaco (44%). En el sistema de topoformas: a la sierra volcánica con estrato volcanes o estrato volcanes aislados (56%), lomerío de basalto (29%) y lomerío de aluvión antiguo (15%) . Su Clima es semicálido húmedo con lluvias todo el año (46%), templado húmedo con lluvias todo el año (34%), Templado húmedo con abundantes lluvias en verano (13%) y semifrio subhúmedo con lluvias en verano (7%).

El municipio tiene una Geología de acuerdo con el INEGI, respecto al periodo: (48%) del cuaternario, del Cretácico el (40%) y Neógeno (12%). Por el tipo de Roca: Ígnea extrusiva: (26 %) es Basalto, Toba Básica (26%) y andesita (5%). Roca Sedimentaria: Caliza (40%) y Suelo aluvial (2%), (Fig. 4).

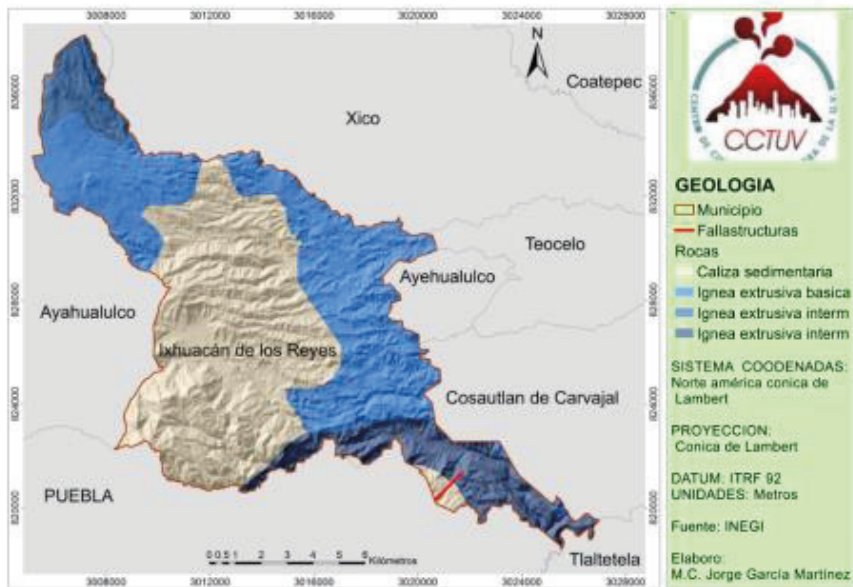


Figura 4. Geología del municipio de Ixhuacán de los Reyes.

Estudios peligro sísmico

Como una primera etapa, se realizará un análisis de la sismicidad histórica en la región y los daños a las comunidades. En esta primera etapa es importante delimitar los daños por estos eventos sísmicos históricos, para poder interpretar alguna relación de daños con el tipo de suelo.

El evento sísmico histórico más importante es sin duda el sismo de 1920 donde se

reportaron daños a las edificaciones y en especial a la capilla de La Luz, ubicada en el barrio del mismo nombre, donde se reporta que la cúpula del templo colapsó y una de sus torres quedó severamente dañada. Sin embargo, el fenómeno más importante asociado a este sismo en el municipio, fue el deslizamiento de laderas en las márgenes del río Huitzilapan o de los Pescados, que sepultó a los pueblos ubicados en sus márgenes y generó 419 muertes.

En los primeros días del año 2019, la población en el municipio de Ixhuacán de los Reyes informó, que se percibieron al menos 10 eventos sísmicos, siendo 2 los más importantes, el primero ocurrido el 3 de enero del 2019 a las 00:19:18 y de acuerdo al Servicio Sismológico Nacional (SSN) con una magnitud de 4.2 y una profundidad de 5 Km. El segundo fue el del día 5 de enero de 2019 a las 03:32:14 y de acuerdo al SSN con una magnitud de 4.3 y una profundidad de 2 Km (Fig.5).



Figura 5. Sismos más importantes en enero 2019 en el municipio de Ixhuacán (SSN).

Como parte de un análisis de la sismicidad en la zona, se tiene de acuerdo al Servicio Sismológico Nacional (SSN), que de 1900 a agosto de 2021 se han presentado 120 sismos en un radio de 45 kilómetros alrededor del pueblo de Ixhuacán, de magnitudes entre 3 a 6.7, de estos los más importantes son el del 3 de enero de 1920, conocido como el sismo de Xalapa y el del 19 de abril de 1920, el cual tuvo una mayor magnitud pero fue un sismo cuya profundidad fue de 110 km (Fig.6). Cada uno de los sismos anteriores, representan los sismos que generan el mayor peligro para la parte central del estado de Veracruz. El primero es un sismo conocido como intraplaca cortical, el cual es debido a la acumulación de esfuerzos y generación de fayas, por la creación de las grandes montañas, volcanes y cordilleras, fenómeno asociado a la subducción del pacifico mexicano. El segundo sismo es un sismo conocido como de profundidad intermedia o profundo de subducción, el cual

al igual que el anterior está asociado a la zona de subducción, pero que ocurre a grandes profundidades por él fallamiento normal vertical de grandes porciones de roca de la corteza que caen hacia el manto. Sismos de este tipo históricos en la región es el sismo de Orizaba de 1973.

Realizando un recuento de los sismos del 2018 a 2019 se encontraron 35 sismos de acuerdo al SSN, pero en el primer semestre del 2019, son 27 los sismos detectados, lo que indica un aumento significativo en la sismicidad en la zona en ese periodo, que se hace manifiesta en los sismos percibidos por la población a principios del 2019 (Fig.7). La sismicidad en el 2019 del 1 de enero del 2019 al 1 de enero del 2020 se reportaron 44 sismos en la misma área de 45 km de radio alrededor de la cabecera municipal de Ixhuacán, con una magnitud máxima de 4.4 a 4 km al suroeste de XICO, VER. 2019-01-05, 03:32:15 (hora del centro) Lat: 19.3992°, Long: -97.0375° Prof: 7.2 km y para este mismo periodo del 2020 al 2021, la sismicidad disminuyó ya que sólo se registraron 13 sismos con una magnitud máxima de 4.

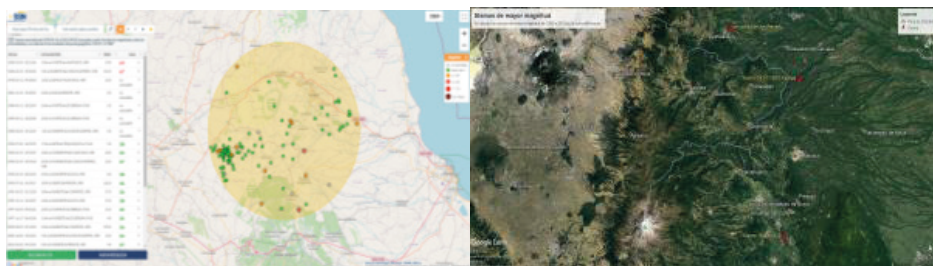


Figura 6. Sismos más importantes en un radio de 45 kilómetros alrededor del pueblo de Ixhuacán entre 1900 a agosto 2021 (SSN).

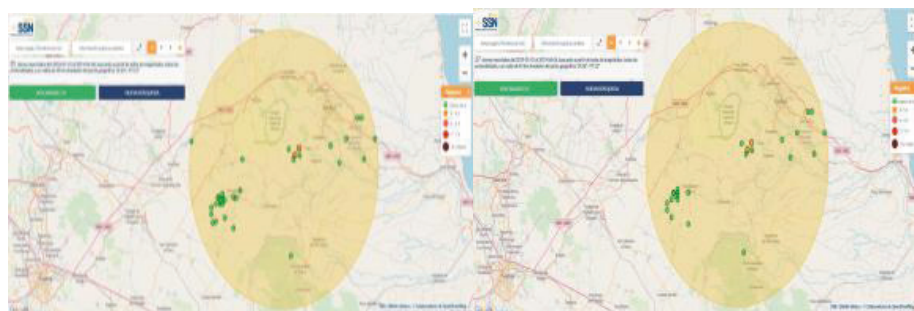


Figura 7. Sismos más importantes en un radio de 45 kilómetros alrededor del pueblo de Ixhuacán entre 2018 al 2019 (SSN).

Toma de puntos de vibración ambiental

Para identificar las características dinámicas de los suelos en el municipio de Ixhuacán se realizaron varias campañas de registro de vibración ambiental y hasta la fecha se han tomado 10 puntos de vibración ambiental en 5 de las principales localidades del municipio, como Monte Grande, Cocoxatla, Tlachi e Ixhuacán *Tabla 1*. (Fig. 8 y 9). Se utilizó un acelerómetro triaxial, CMG-5TD de la marca Guralp System. Después de orientar y nivelar el aparato en cada punto, se registraron aproximadamente 30 minutos continuos de vibración ambiental, estos se grabaron en las memorias internas de los equipos que después se descargaron a una computadora para su análisis. De los registros de vibración ambiental obtenidos se procedió a su análisis espectral para obtener sus razones H/V, estos registro fueron analizados con ayuda del programas GEOPSY, (GEOPSY, 2007) (Fig.8, 10, 11, 12, 13).

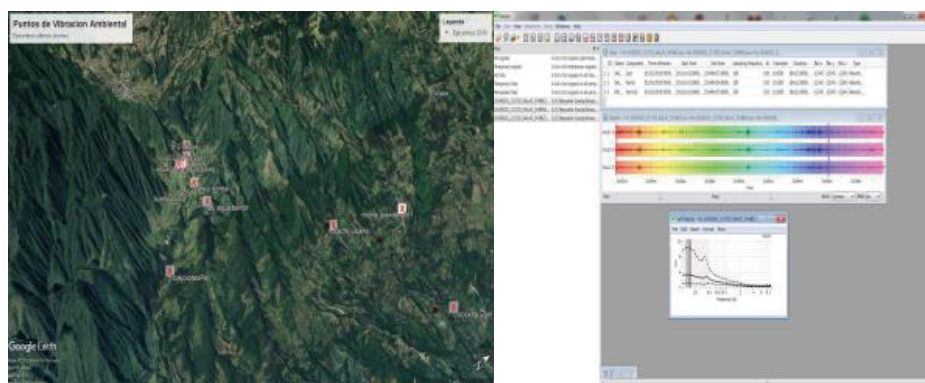


Figura 8. Puntos tomados de Vibración ambiental y su análisis (H/V) con ayuda del programa Geopsy.

id	Campaña	fecha	Punto	Ubicación	x E	y N
1	1	01-mar-19	1	Monte Grande	702514.187	2146144.69
2	1	01-mar-19	2	Cocoxatla	704991.25	2145601.85
3	1	01-mar-19	3	Tlachi	701652.01	2144220.08
4	1	01-mar-19	4	Ixhuacán	697737.57	2141202.85
5	3	15-mar-21	5	Agua Bendita	699343.75	2141154.6
6	3	15-mar-21	6	Guadalupe	698457.355	2141268.67
7	3	15-mar-21	7	Entrada ixhuacán	698506.13	2140394.93
8	4	09-abr-21	8	Tanque	697268.45	2141616.4
9	4	09-abr-21	9	Puente Colgante	697966.6	2141316.9
10	4	09-abr-21	10	Estación Casa Cultura	697664	2141242

Tabla 1. Puntos tomados de Vibración ambiental

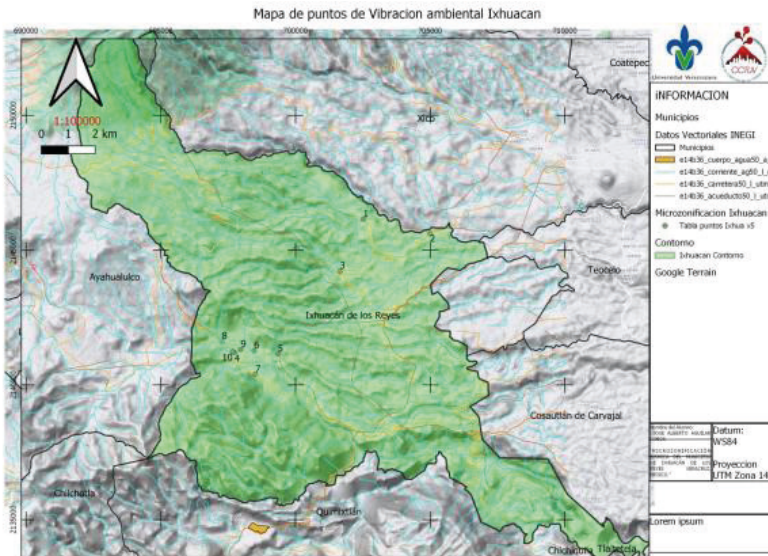


Figura 9. Puntos tomados de Vibración ambiental



Figura 10. Toma del punto 1 de vibración ambiental y resultados del Análisis.

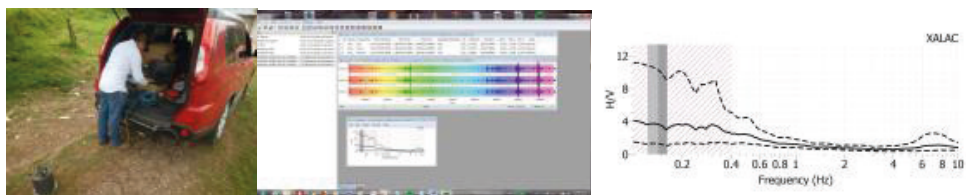


Figura 11. Toma del punto 2 de vibración ambiental y resultados del Análisis.



Figura 12. Toma del punto 3 de vibración ambiental y resultados del Análisis.



Figura 13. Toma del punto 3 de vibración ambiental y resultados del Análisis.

De los análisis que se realizaron para todos los puntos tomados de vibración ambiental se obtuvieron los siguientes resultados.

id	fecha	Punto	Ubicación	frecuencia	Periodo	Amplificación
1	01-mar-19	1	Monte Grande	2.150	0.4651	1.18
2	01-mar-19	2	Cocoxatla	7.400	0.1351	1.46
3	01-mar-19	3	Tlachi	3.019	0.3312	0.93
4	01-mar-19	4	Ixhuacán	22.810	0.0438	1.18
5	15-mar-21	5	Agua Bendita	2.500	0.4000	1.22
6	15-mar-21	6	Guadalupe	15.000	0.0667	1.00
7	15-mar-21	7	Entrada ixhuacán	2.163	0.4623	2.75
8	09-abr-21	8	Tanque	10.000	0.1000	3.25
9	09-abr-21	9	Puente Colgante	4.330	0.2309	1.00
10	09-abr-21	10	Estación Casa Cultura	12.350	0.0810	1.24

Tabla 2. Resultado del análisis de los puntos tomados de Vibración ambiental

Sismos registrados por las estaciones de monitoreo sísmico.

Para el registro de eventos sísmicos en la zona se instalaron 2 estaciones de monitoreo sísmico, algunos de los sismos registrados en las estaciones son Tabla3, (Fig. 14, 15, 16):

FECHA Y HORA UTC	LOCALIZACION	LATITUD °	LONGITUD °	PROFUNDIDAD (KM)	MAGNITUD	FECHA Y HORA LOCAL
22/02/2021 15:21	133 km al SUROESTE de CD HIDALGO, CHIS	14.2508	-93.3003	2.5	5	22/02/2021 09:21
23/02/2021 09:30	94 km al SURESTE de SALINA CRUZ, OAX	15.4008	-94.8563	16.9	5	23/02/2021 03:30
12/03/2021 11:25	90 km al SUROESTE de TONALA, CHIS	15.6	-94.43	16	5	12/03/2021 05:25

Tabla 3. Registro de eventos sísmicos 2020

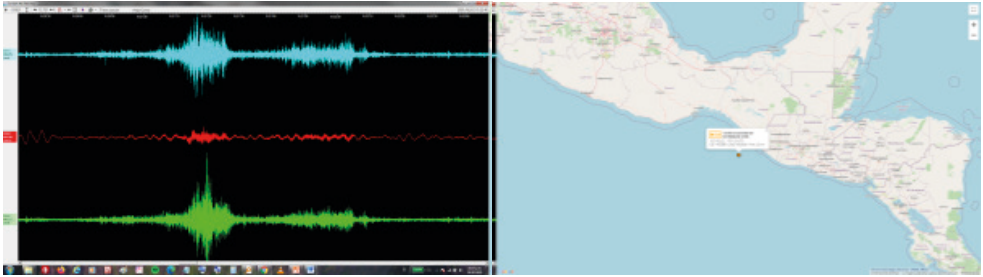


Figura 14. Registro del sismo número 1. Localización del sismo a 133 km al suroeste de CD HIGALGO; CHIS. 2021-02-22, 15:21:20 UTC, Lat.: 14.2508°, Long: -93.3003°. Prof.: 2.5 km.

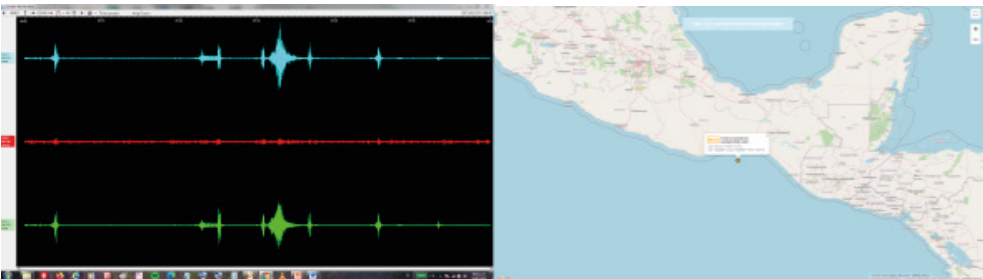


Figura 15. Registro del sismo número 2. Localización del sismo a 94 km al suroeste de SALINA CRUZ, OAX. 2021-02-23, 09:30:18 UTC, Lat.: 15.4008°, Long: -94.8563°. Prof.: 16.9 km.

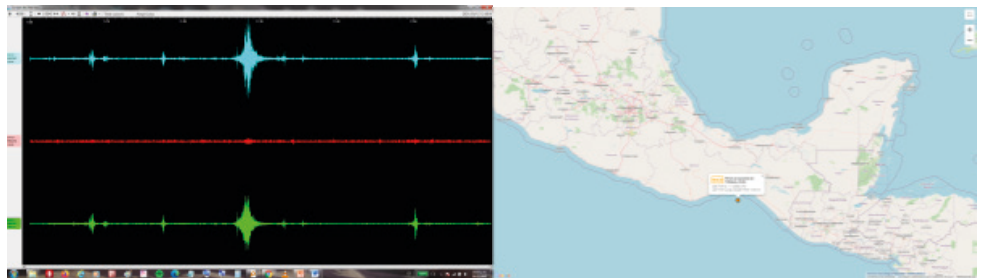


Figura 16. Registro del sismo número 3. Localización del sismo a 90 km al suroeste de TONALA, CHIS. 2021-03-12, 11:25:52 UTC, Lat.: 15.6°, Long: -94.43°. Prof.: 16.0 km.

Con los resultados del análisis se pudieron hacer 3 mapas donde se puede visualizar graficamente la frecuencia el periodo y la amplificación del suelo en el municipio, para la elaboracion de estos mapas se utilizo el programa Qgis de uso libre y el metodo de interpolacion IDW.

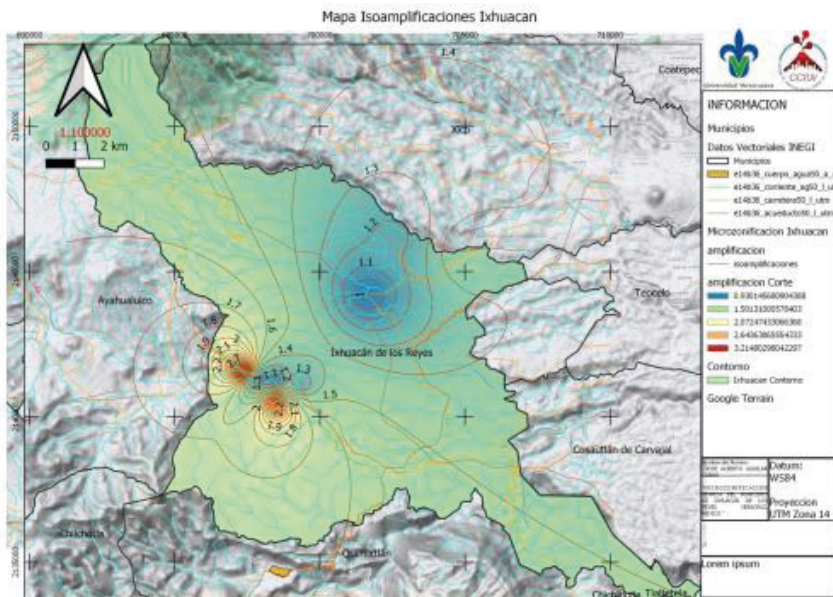


Figura 17. Mapa de Isoamplificaciones para el municipio de Ixhuacán.

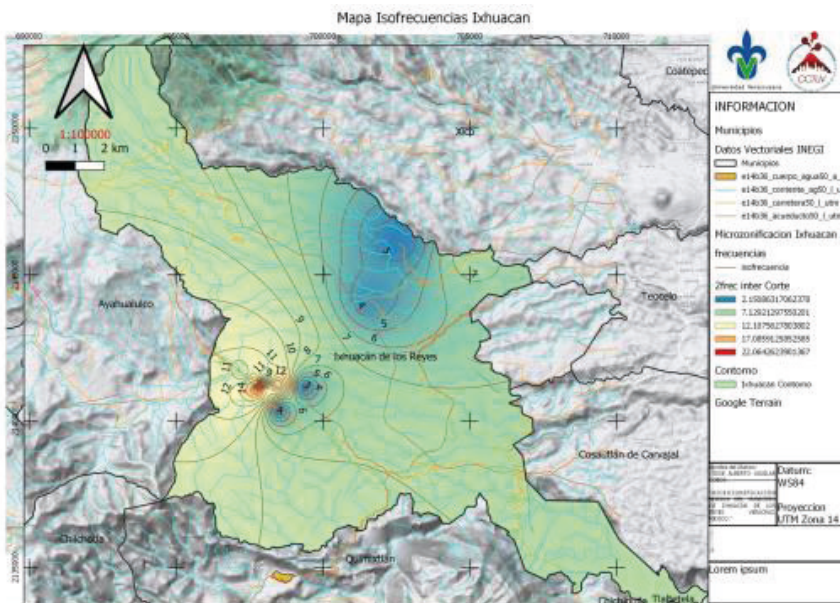


Figura 18. Mapa de Isofrecuencias para el municipio de Ixhuacán.

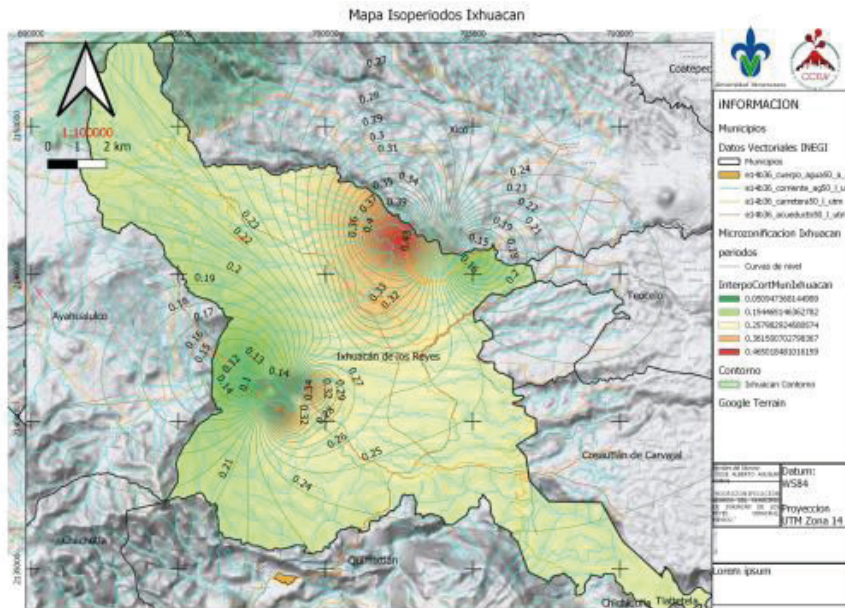


Figura 19. Mapa de Isoperiodos para el municipio de Ixhuacán.

COMENTARIOS FINALES

Resumen de resultados y conclusiones

De acuerdo con los resultados de los puntos de vibración ambiental tomados en el municipio, se observa un suelo sin amplificación dinámica importantes, correspondiente al tipo de suelo descrito en la geología, formado por rocas calizas y basaltos, considerando hasta el momento a los suelos sin un efecto de sitio marcado, la respuesta de estos suelos es periodos cortos y sin amplificación dinámicas importantes (Fig. 20), Siendo las edificaciones de pocos niveles y construidos de materiales rígidos, como la mampostería o mampostería confinada, los que tendrían mayor respuesta ante eventos sísmicos, cabe recalcar que están son las edificaciones predominantes en el municipio, pero considerando la poca amplificación de los suelos se considera no se tendría problema al efecto de sitio.

Como parte de la investigación se instalaron 2 estaciones de monitoreo sísmico no permanentes en el municipio, para poder hacer un análisis de la sismicidad local y aplicar entre las estaciones, la técnica de razón espectral estándar, para definir mejor el periodo dominante del suelo, así como, la técnica de correlaciones espaciales entre estaciones (SPAC) y poder definir mejor las características del suelo. De los registros sísmicos en las estaciones observamos que la intensidad fue muy baja, teniendo intensidades de menos de 5 gales para los eventos registrados. Se pretende a futuro realizar estudios

geofísicos específicos para algunos puntos de interés en el municipio, consistentes en pruebas SPAC y MASW, para poder determinar mejor las características del suelo y su velocidad de propagación de ondas de cortante. Lo anterior para encaminar el estudio de microzonificación a estudios de amenaza sísmica probabilista para el municipio

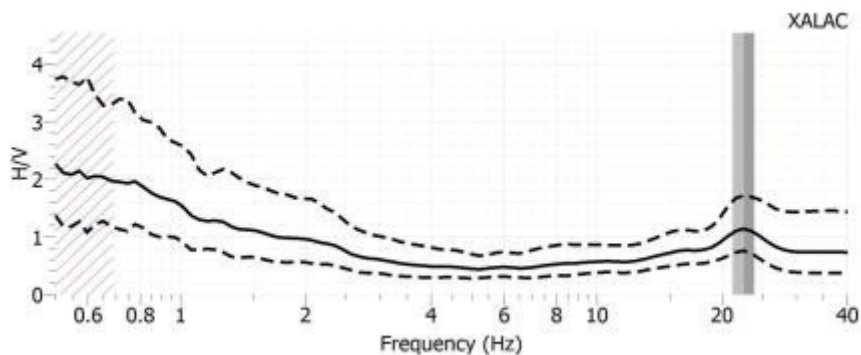


Figura 20. Resultados del análisis H/V, mostrando una respuesta plana, que corresponde al tipo de material de basaltos y calizas de la zona.

Se estudiarán además, los fenómenos asociados al tipo de suelo en el municipio, ya que el tipo de suelo formado por roca caliza que tiene el municipio, pueden presentar problemas de disolución por el agua, lo que origina oquedades o cavernas, las cuales pueden ser de tamaño considerable y pueden generar hundimientos bruscos, generando sismos. Algunos fenómenos que se encontraron en el municipio durante la visita robustece esta teoría. Uno de estos fue, la pérdida de un río hacia el subsuelo después de los eventos sísmicos de inicio de año, además, de la percepción de movimientos súbitos de muy poca duración en la zona limítrofe al río perdido, lo que indicaría el desplome de oquedades o cavernas por donde está ahora circulando el afluente.

Información transmitida por personal de obras públicas y protección civil del H. Ayuntamiento de Ixhuacán, fue la existencia de cavernas en la zona y de un episodio de un hundimiento de una Iglesia en el primer cuadro de la cabecera municipal, en donde el predio donde supuestamente estaba la iglesia esta deshabitado y tiene un desnivel y geometría muy bien definido, que podría ser por el hundimiento del terreno, esto se tendrá que investigar y comprobar con algún experimento geofísico ya que este evento fue hace mucho tiempo y sólo se tiene el dicho y no se cuenta con evidencias. En general el municipio resulta muy interesante para su estudio y se continuará el trabajo para dar a su población y edificaciones una mayor seguridad ante eventos sísmicos.

RECOMENDACIONES Y AGRADECIMIENTOS

Se recomienda el continuar con los estudios del peligro y definir mejor las características del suelo en el municipio para poder interpretar mejor los fenómenos ocurridos.

Se agradece a las autoridades municipales de Ixhuacán de Los Reyes el apoyo para los trabajos del personal del CCTUV y del CA SISE, en especial al Director de Obras Públicas Ing. Francisco Javier García Colorado y al presidente municipal C. José Luis Vargas Gonzales.

REFERENCIAS

Flores T. y H. Camacho, "Terremoto Mexicano del 3 de enero de 1920", Boletín 38, Instituto Geológico Mexicano, 107 pp., (1922). <http://bcct.unam.mx/bogeolpdf/geo38/geo381.pdf>.

Geopsy. Sesame European (Neries) (Geopsy, Marc Wathelet, 2002), SESAME, "Guidelines for the implementation of the h/v spectral ratio technique on ambient vibrations measurements. Processing and interpretation". Sesame European research project WP12. European Commission – Research General Directorate. Project No. EVG1-CT-2000-00026, (2007).

SSN, Servicio Sismológico Nacional (2015): <http://www.ssn.unam.mx/>

CAPÍTULO 13

ESTUDO DA APLICAÇÃO DO LÁTEX DA SERINGUEIRA AMAZÔNICA (*HEVEA BRASILIENSIS*) COMO ADITIVO EM ARGAMASSA COM CIMENTO PORTLAND PARA MELHORA DE COMPORTAMENTO MECÂNICO

Data de aceite: 01/10/2021

Data da submissão: 06/08/2021

José Costa Feitoza

Instituto Federal do Amazonas - IFAM,
Departamento Acadêmico de Infraestrutura
Manaus – Amazonas
<http://lattes.cnpq.br/3971767267331000>

Natália da Mata Batista

Instituto Federal do Amazonas - IFAM,
Faculdade de Engenharia Civil
Manaus – Amazonas
<http://lattes.cnpq.br/8810868943429556>

RESUMO: A Floresta Amazônica possui inúmeras espécies de árvores e entre elas está a seringueira (*Hevea brasiliensis*), árvore da família *Euphorbiaceae*, cuja madeira é branca, leve e, por meio de cortes, chamados de sangrias, na casca do tronco extrai-se o látex. Na Amazônia o látex teve seu auge no século XIX no qual os seringueiros obtinham seu sustento através da sua extração e essa atividade contribuiu para o desenvolvimento econômico da região. Nesta pesquisa, o látex empregou-se adicionando-o em conjunto com a mistura homogênea de pasta de cimento, na fabricação da argamassa de cimento Portland. Também participam desta composição a areia residual, o cimento Portland (CP II Z 32) e a água potável. Caracterizam-se os materiais minerais segundo as especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). A dosagem da argamassa de cimento

Portland segue em obediência à metodologia da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). A trabalhabilidade e o comportamento mecânico da argamassa de cimento Portland com a adição de látex da seringueira foram avaliados, por meio dos ensaios de absorção e da confecção de corpos de prova cilíndricos para a determinação da resistência por compressão axial aos 7 e 28 dias e resistência à tração por compressão diametral aos 28 dias. Verificou-se que o látex da seringueira melhora na absorção e a massa específica diminuiu demonstrando que o látex como aditivo torna a argamassa mais permeável, podendo ser usado para fins não estruturais.

PALAVRAS - CHAVE: Cimento Portland; Argamassa de cimento Portland; Látex da seringueira; Dosagem da argamassa; Resistência à compressão.

STUDY OF THE APPLICATION OF LÁTEX FROM THE AMAZONIC SYRINGE (*HEVEA BRASILIENSIS*) AS AN ADDITIVE IN MORTAR WITH PORTLAND CEMENT TO IMPROVE ITS MECHANICAL BEHAVIOR

ABSTRACT: The Amazon Forest has numerous species of trees and among them is the rubber tree (*Hevea brasiliensis*), a tree of the *Euphorbiaceae* family, whose wood is white, light and, through cuts, called bleeds, in the bark of the trunk is extracted the latex. In the Amazon, latex reached its peak in the 19th century in which rubber tappers obtained their livelihood through extraction and this activity contributed to the economic development of the region. In this research, latex was used by adding it together

with the homogeneous mixture of cement paste, in the manufacture of Portland cement mortar. Residual sand, Portland cement (CP II Z 32) and drinking water also participate in this composition. Mineral materials are characterized according to the specifications of the Brazilian Association of Technical Standards (ABNT). The dosage of Portland cement mortar follows the methodology of the Brazilian Portland Cement Association (ABCP). The workability and mechanical behavior of Portland cement mortar with the addition of rubber latex were evaluated by means of absorption tests and the making of cylindrical specimens to determine the compressive strength axial at 7 and 28 days and tensile strength by diametrical compression at 28 days. It was found that the rubber látex improves absorption and the specific mass decreased, demonstrating that the latex as an additive makes the concrete more permeable and can be used for non-structural purposes.

KEYWORDS: Portland cement; Portland cement mortar; Rubber látex; Mortar dosing; Compressive strength.

1 | INTRODUÇÃO

A premência de progresso de novas linhas de pesquisa sustentáveis se acentua a cada dia, devido aos escassos recursos naturais a que o mundo globalizado, em todos os setores econômicos, está submetido. Por isso, ultimamente novas práticas e formas de argamassas alternativas vêm sendo elaboradas a fim de se atenuar os danos ao meio ambiente também na construção civil. É imprescindível a inserção de materiais alternativos nos meios e modos de produção na economia mundial. Por isso urge a utilização de agregados e aditivos alternativos na construção civil, que tem como função de melhorar as suas propriedades e reduzir os recursos materiais na produção (EVANGELISTA, 2004).

Para haver elo entre sustentabilidade e produção de argamassas que atendam às necessidades e sejam duráveis, o material alternativo escolhido a ser empregado é o látex da seringueira como aditivo, para melhora de performance, posto que o látex ou borracha natural é um polímero resistente à deformação por compressão muito importante, aplicado em diversos materiais. Mesmo com o aperfeiçoamento e pesquisas de diversos polímeros, esse polímero simples de origem natural ainda é largamente utilizado em diversos objetos de usos cotidianos (LORENA, 2017).

O látex é um material ainda hoje importante nos seringais amazônicos. O auge da produção amazônica foi de 42 mil toneladas anuais e o Brasil dominou o mercado mundial de borracha natural. Manaus, a capital do Amazonas, teve seu desenvolvimento econômico e social pelo ciclo da borracha, datado do século XIX. É um material resiliente, resistente à fadiga, aderência boa aos metais, dentre outras propriedades (PORTAL SÃO FRANCISCO, 2018).

O presente trabalho, então, evidencia a viabilidade da aplicação do látex extraído da seringa, fundamentado no extrativismo de borracha praticado na região amazônica a mais de dois séculos, que tem como finalidade a produção de látex, principalmente da

espécie *Hevea brasiliensis*, popularmente conhecida como seringueira, árvore pertencente à família Euforbiaceae e de grande ocorrência natural na região amazônica (GAMA, 2017). Para redução de danos ambientais, é imperioso, pois, afirmar que a adição de materiais alternativos tais qual o látex, regional, sustentável e resistente, nos diversos segmentos econômicos traz significativas melhoras.

Neste trabalho pretende-se misturá-lo a argamassa de cimento Portland, procurando melhorar o seu desempenho mecânico quanto às propriedades físicas. Ademais, futuras pesquisas deverão ser tomadas ensejando agregar novos componentes ao látex, para mistura na argamassa, a fim de que se chegue a um melhor patamar de bom desempenho.

2 | OBJETIVOS PROPOSTOS NO PLANO DE TRABALHO

Analisar a viabilidade técnica e econômica do uso do látex extraído da seringa na confecção de argamassa, visando melhores performances tais qual a elevação da resistência mecânica.

Caracterizar os agregados miúdos (areia ou pó de pedra), aglomerante hidráulico (cimento Portland) e látex, como aditivo.

Estimar a dosagem mineral ideal com a adição de látex na argamassa, a fim de se obter vantagem com a diminuição de outros agregados na mistura.

Analisar as vantagens da utilização do aditivo de látex em relação a argamassa convencional, a influência do material aplicado na resistência e permeabilidade da argamassa. Analisar o material regional como viés alternativo de desenvolvimento para novos estudos ensejando promover à sociedade, carente de infraestrutura, melhores qualidades de argamassa.

3 | METODOLOGIA

O método executivo empregado no projeto se embasa em pesquisas bibliográfica e experimental para fundamentação teórica, caracterização dos materiais para o concreto e procedimento dos ensaios, segundo normas técnicas. A caracterização dos agregados miúdos será feita de acordo com ABNT NBR NM 52:2009 – Determinação da Massa Específica e Massa Específica Aparente (ABNT NBR NM 52:2009, 2009). A análise da composição granulométrica dos agregados para argamassa será feita conforme as normas ABNT NBR NM 248:2003 (ABNT NBR NM 248:2003, 2003).

O agregado miúdo é a areia residual, da região metropolitana de Manaus - AM. Também é feita caracterização do látex da seringa, a fim de se obter propriedade da massa específica real. O material substancial da seringueira será viabilizado pela Secretaria de Produção Rural - SEPROR, e buscar-se-á estudos complementares sobre a borracha (manejo, produção) junto a órgãos ambientais tais qual o Instituto Nacional de Pesquisas

da Amazônia – INPA, e Instituto de Proteção Ambiental do Estado do Amazonas - IPAAM. Serão realizados fundamentalmente procedimentos laboratoriais para a dosagem ideal do látex na mistura cimentícia.

A execução dos ensaios far-se-á mediante instrumentos e equipamentos em laboratórios do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Amazonas – IFAM – Campus Manaus Centro, com recorrência a outras instituições de ensino superior para suplante de quaisquer ausências de aparato laboratorial. Também se demonstrará aplicação tecnológica por meio de pesquisa de cunho prático, evidenciando a contribuição da mistura do látex ao concreto para diversos fins.

A confecção dos corpos de prova de argamassa e ensaios de resistência serão feitos com base na ABNT NBR 13279:1995 – Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão e o processo de cura pela ABNT NBR 9479:2006 – Argamassa e concreto – Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos de prova.

4 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A argamassa é uma mistura de cimento, agregado miúdo (areias naturais ou de britagem) e água, podendo ser constituídas por adições/aditivos. A escolha conveniente destas adições/aditivos é restrita a experiência dos estudiosos e engenheiros do concreto na atualidade, após extensos estudos de comprovada eficiência e integridade (BORJA, 2011).

O uso de adições provém do período de 1500 a.C., na Grécia, adotando-se um material de origem vulcânica. Essa afirmação evidencia o uso de aditivos minerais na construção civil ser anterior à invenção do concreto. Outros aditivos foram adotados posteriormente, como na Alemanha, que utilizava esses materiais adotando-os de tufos vulcânicos (SOUZA, 2003).

Contudo, a busca de adições para uso na produção de argamassa e de concreto não se restringiu somente aos materiais de origem vulcânica. Foram adotados em outras regiões, posteriormente, materiais como a argila calcinada. Atualmente, devido a fatores econômicos, ecológicos e técnicos, tende-se a aumentar o consumo de adições minerais no concreto (SOUZA, 2003).

A construção civil é um dos setores que provoca maior impacto ambiental, devido ao elevado consumo de matéria-prima (SOUZA, 2003). A construção civil consome entre 14% a 50% dos recursos naturais que são extraídos do planeta. Contudo, a utilização de resíduos como matéria-prima na construção civil pode vir a reduzir a quantidade de recursos naturais retirados do meio ambiente (SOUZA apud Sjostrom, 2003).

É importante, pois, a busca de adições de materiais alternativos na confecção do concreto. O látex da seringa é material regional, ecológico e fomenta a economia local.

É um polímero que quando adicionado a argamassa e revestimentos para construção, aumenta a ligação ao substrato, fornece impermeabilidade e elasticidade (ISOMAT, 2017).

5 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para o início dos processos de ensaios realizou-se a caracterização dos materiais para encontrar o traço a ser utilizado durante o processo da mistura da argamassa. Na tabela 1 encontra-se as massas específicas dos materiais e observou-se que o látex possui massa específica menor que a da água.

Massa Específica (g/cm ³)		
Cimento Portland (CP II Z 32)	Areia residual Manaus	Látex da seringueira
3,046	2,618	0,977

Tabela 1 – Massas Específicas após Caracterização dos Materiais.

Após coletar esses dados foram executados diversos corpos de prova para testes e as dosagens escolhidas foram de 3%, 5% e 7% pois 3% e 5% estão entre a faixa de 0,5% e 5% que a norma pede e a dosagem de 7% está com 2% a mais para comparação de resultados, essas porcentagens são em relação à quantidade de cimento Portland da mistura. Antes de romper os corpos de prova para a análise de resultados, foram feitos os procedimentos conforme a norma ABNT NBR NM 53:2009 para descobrir a absorção dos corpos de prova com adição de látex. O gráfico 1 apresenta a absorção dos corpos de prova de argamassa de cimento Portland com e sem a adição de látex.

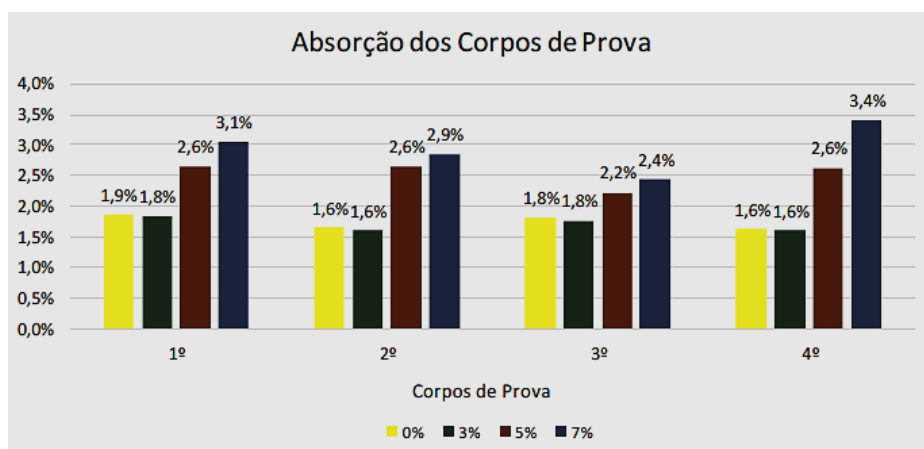


Gráfico 1 – Absorção dos Corpos de Prova com 0% de Adição de Látex.

Observa-se que conforme o aumento da porcentagem de látex na mistura, as absorções dos corpos de prova aumentaram.

No dia 10 de março de 2020 foram moldados 10 corpos de prova sendo que 5 sem adição de látex e 5 com 3% de adição de látex. Romperam-se 4 corpos de prova aos 7 dias e 6 corpos de prova aos 28 dias. Os resultados obtidos aos 28 dias de cura estão no gráfico 2.



Gráfico 2 – Ensaio de Resistência à Compressão Axial aos 28 dias.

No dia 17 de março de 2020 foram moldados para o ensaio de compressão axial 20 corpos de prova com as porcentagens de 5% e 7% de adição de látex. Dessa forma, obteve-se 5 corpos de prova com 5% de adição de látex e 5 corpos de prova com 7% de adição para romper aos 7 dias. Para romper aos 28 dias tem-se 5 corpos de prova 5% de adição de látex e 5 corpos de prova com 7% de adição de látex. Os resultados do ensaio de compressão axial aos 7 e 28 dias estão nos gráficos 3 e 4.

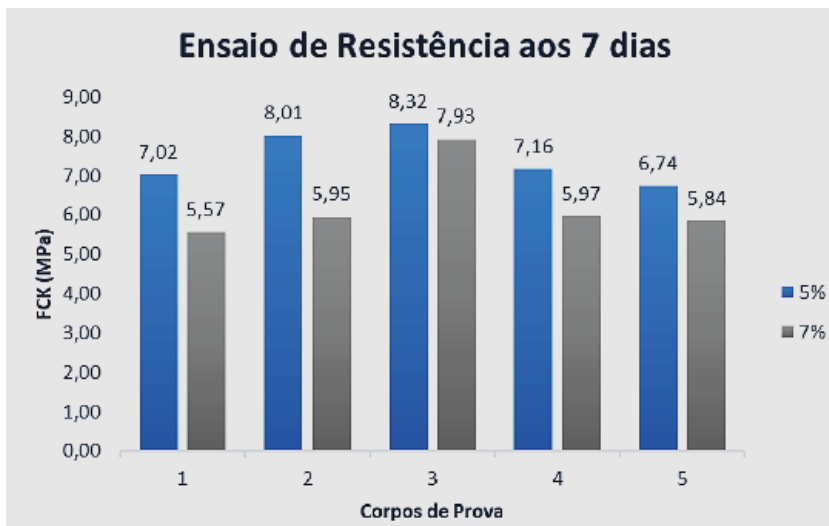


Gráfico 3 – Ensaio de Resistência à Compressão Axial aos 7 dias.

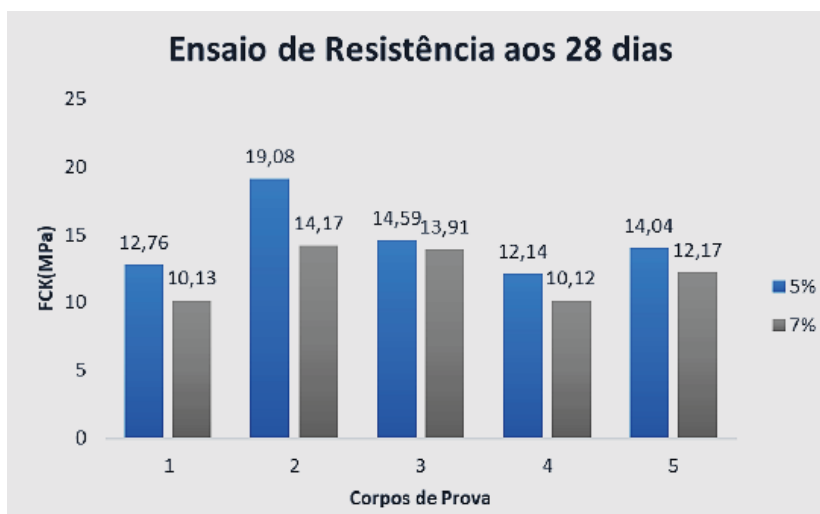


Gráfico 4 – Ensaio de Resistência à Compressão Axial aos 28 dias.

Para análise dos resultados do látex na argamassa e seu comportamento mecânico, também foram necessários a moldagem de corpos de prova para ensaios de resistência à compressão diametral. Confeccionou-se 3 corpos de prova sem adição de látex na argamassa de cimento Portland, 3 corpos de prova com adição de 3% de látex, 4 corpos de prova com adição de 5% e 7% de látex. Os resultados obtidos do ensaio de compressão na diametral estão representados nos gráficos 5 e 6 respectivamente.

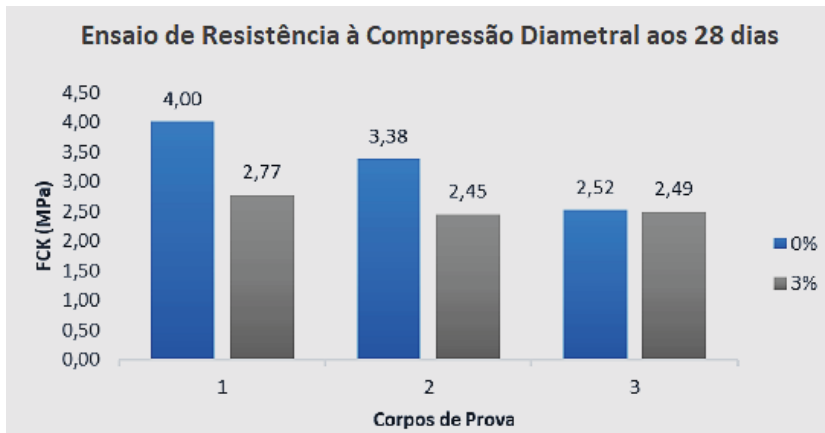


Gráfico 5 – Ensaio de Resistência à Compressão Diametral aos 28 dias.

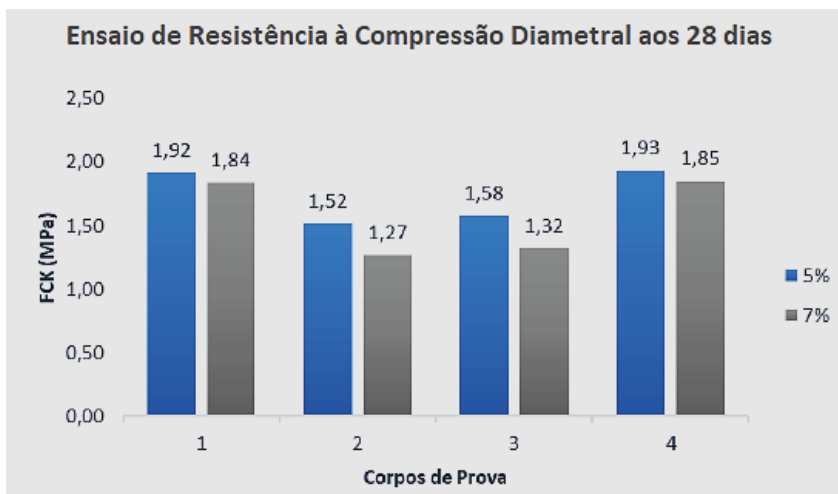


Gráfico 6 – Ensaio de Resistência à Compressão Diametral aos 28 dias.

As moldagens foram realizadas de acordo com a ABNT NBR 16541:2016 e os ensaios de rompimento dos corpos de prova foram feitos de conforma a norma ABNT NBR 13279:1995.

6 | CONCLUSÃO

Obteve-se diversos resultados para a análise do comportamento da argamassa de cimento Portland com a adição do látex da seringueira. Verificou-se uma relação direta da absorção dos corpos de prova com o acréscimo de adição de látex na mistura, isto é, a absorção aumentava conforme incrementos de látex no compósito. Percebeu-se também que o aumento da absorção influenciava na diminuição da massa específica demonstrando que o látex torna a argamassa mais permeável.

Durante o procedimento da confecção da argamassa de cimento Portland com adição do látex, ocorre formação de bolhas na mistura, odor forte característico e pouca trabalhabilidade. Em contrapartida, os ensaios de comportamento mecânico (resistências à compressão axial e diametral) não foram satisfatórios, pois conforme era adicionado mais látex na mistura, menos resistente a argamassa ficava.

Portanto, o látex apresentou resultados satisfatórios na argamassa de cimento Portland, quando empregada em locais que exijam argamassa permeável e ainda requer outros estudos da sua viabilidade na construção civil.

AGRADECIMENTOS

A Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Amazonas – FAPEAM.

A Secretaria de Produção Rural do Amazonas –SEPROR.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR NM 52:2009. Determinação da Massa Específica e Massa Específica Aparente. Disponível em: www.abntcolecoes.org.br. Acesso em 15 de Agosto de 2019.

_____. NBR NM 53:2009. Determinação da Massa Específica e Absorção. Disponível em: www.abntcolecoes.org.br. Acesso em 12 de Setembro de 2018.

_____. NBR NM 248:2003. Determinação da Composição Granulométrica. Disponível em: www.abntcolecoes.org.br. Acesso em 12 de Setembro de 2018.

_____. NBR 9479:2006. Argamassa e concreto — Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos de prova. Acesso em 16 de Junho de 2019.

_____. NBR 13279:1995. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Disponível em: www.abntcolecoes.org.br. Acesso em 10 de Março de 2020.

_____. NBR 16541:2016. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – preparação da mistura para a realização de ensaios. Disponível em: www.abntcolecoes.org.br. Acesso em 10 de Março de 2020.

EVANGELISTA, Ana, et al. Estudo de Materiais Alternativos para Produção de Concretos e Argamassas. *ICTR, Instituto de Ciência e Tecnologia em Resíduos e Desenvolvimento Sustentável*. (2004).

GAMA, João Ricardo Vasconcellos, et al. Potencial de Produção dos Seringais de Jamaraquá, Estado do Pará. *Advances in Forestry Science* 4.1 (2017): 77-82.

LORENA, Suzana. Látex. *InfoEscola*. Disponível em: <http://www.infoescola.com/quimica/latex/>. Acesso em 18 de Setembro de 2018.

PORTAL SÃO FRANCISCO. História da Borracha. Disponível em: <http://www.portalsaofrancisco.com.br>. Acesso em 18 de Setembro de 2018.

SOUZA, Paulo *apud* Sjostrom. Verificação da Influência do Uso de Metacaulim de Alta Reatividade nas Propriedades Mecânicas do Concreto de Alta Resistência. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, Rio Grande do Sul (2003).

ISOMAT, Companhia. Aditivos de Concreto e Argamassa. Disponível em: <http://www.isomat.com.br>. Acesso em 18 de Setembro de 2018.

ESTUDO DE UMA CONTENÇÃO UTILIZANDO FERRAMENTA NUMÉRICA E MÉTODOS APROXIMADOS DE DIMENSIONAMENTO DE TIRANTES

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 28/08/2021

Renathielly Fernanda da Silva Brunetta

Universidade Federal do Paraná, Departamento de Construção Civil
Curitiba - Paraná
<http://lattes.cnpq.br/7806001111513392>

Isabela Grossi da Silva

Universidade Federal do Paraná, Departamento de Construção Civil
Curitiba - Paraná
<http://lattes.cnpq.br/4528242094549105>

Leandro Canezin Guideli

Universidade Federal do Paraná, Departamento de Construção Civil
Curitiba - Paraná
<http://lattes.cnpq.br/0990136426184216>

Vitor Pereira Faro

Universidade Federal do Paraná, Departamento de Construção Civil
Curitiba - Paraná
<http://lattes.cnpq.br/4930854532345524>

RESUMO: O trabalho apresenta uma situação de escavação em área urbana com solo estratificado contida por parede diafragma atirantada. Existem restrições severas quanto à deformação desta parede devido à existência de tubulação, edificação com fundação direta e rodovia nas proximidades da contenção. Visando a análise das deformações e obtenção das

tensões atuantes no bulbo dos tirantes modelou-se o cenário em um *software* de análise tensão *versus* deformação que utiliza o Método dos Elementos Finitos. Compararam-se as cargas atuantes na parede, obtidas com os métodos de capacidade de carga usuais apresentados na literatura. Visando ainda a análise da influência dos parâmetros, realizou-se uma análise paramétrica com variação dos valores de coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade do solo. Como conclusão analisa-se o desempenho da contenção e a coerência entre os métodos de dimensionamento aproximados e as simulações.

PALAVRAS - CHAVE: Parede atirantada, análise tensão *versus* deformação, contenções.

STUDY OF A ANCHORED WALL USING NUMERICAL TOOLS AND APPROXIMATE SIZING METHODS

ABSTRACT: This work presents an urban area excavation situation in a stratified soil with an anchored diaphragm wall solution. In the present project, there are expressive restrictions in the allowable deformation, due to proximity to roadway, residential building and buried water supply pipeline. A finite element approach was used in order to obtain and analyze the maximum deformation, as well as the stress and loads acting in the anchors. The results from this analysis were then compared with classic analytical design methods from the literature. In addition, in order to check the influence of each of the soils mechanical properties into the deformation and load in the anchors, a parametric analysis was performed, with the variation of the cohesion, friction angle, and young modulus. Finally, the

structure performance was analyzed, together with the consistency of the results obtained from the two methods, analytical and numerical.

KEYWORDS: Anchored wall, strain-stress analysis, retaining structures.

1 | INTRODUÇÃO

Em situações de projeto de obras envolvendo grandes escavações utilizam-se métodos de equilíbrio-limite, métodos usando simulação de viga com apoio elástico e métodos de elementos finitos para análise, sendo que este último possibilita uma análise ampla do problema e a determinação de solicitações, deslocamentos e esforços nos elementos estruturais. O método de elementos finitos ainda possibilita a modelagem da interação solo *versus* estrutura na sequência construtiva (MILITITSKY, 2016). Entretanto estas ferramentas nem sempre estiveram disponíveis e nestas ocasiões os métodos de dimensionamento aproximados podem ajudar em estimativas iniciais de projeto.

Ressalta-se que independentemente do método de análise, para a eficácia do estudo, os ensaios de campo e laboratório são importantes para que os parâmetros do solo sejam representativos da realidade. Desta forma este trabalho além aplicar métodos de dimensionamento aproximados também realiza uma análise paramétrica da variação de parâmetros do solo no *software* de elementos finitos.

2 | MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO APROXIMADO

Os métodos teóricos apresentados a seguir são utilizados para auxiliar na tomada de decisão quanto ao dimensionamento do trecho ancorado dos tirantes a serem construídos. No entanto, é inegável que ainda há muito empirismo no dimensionamento de estruturas atirantadas.

2.1 Método de ostermayer (1975)

Este método consiste em gráficos que foram elaborados através de resultados empíricos de, aproximadamente, 300 ensaios em tirantes realizados na Alemanha. O autor apresenta gráficos que relacionam o comprimento do bulbo de ancoragem com a resistência ao cisalhamento fornecida pelo tirante, sendo que há correlação gráfica para solos granulares e coesivos.

No caso de solos granulares, a relação entre o comprimento do bulbo necessário para determinada resistência última da ancoragem não há diferenciação entre o procedimento de injeção da calda de cimento. Quando o problema em questão se encontra em solo coesivo, o método faz diferenciação entre o uso de uma ou mais reinjeção de calda de cimento. Estes gráficos podem ser observados em Santos (2013).

2.2 Método de Bustamante e Doix (1985)

Bustamante e Doix (1985) através da realização de 120 provas de carga realizadas na França criaram um método de dimensionamento de ancoragens que considera as diferentes técnicas de injeção, a pressão de injeção e o volume de calda de cimento injetada. Dessa forma, a capacidade de carga limite da ancoragem $T_{m\acute{a}x}$ é determinada conforme exposto na Equação (1).

$$T_{m\acute{a}x} = \pi * D_e * L_b * q_s \quad (1)$$

Sendo D_e o diâmetro médio adotado para o trecho ancorado calculado conforme a Equação (2), L_b comprimento do trecho ancorado e q_s resistência ao cisalhamento.

$$D_e = \beta * D_p \quad (2)$$

Onde D_p é o diâmetro perfurado do trecho ancorado e β o coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção. Os valores de β são maiores para a técnica de reinjeção, fornecendo um diâmetro médio maior e podem ser consultados em More (2003).

Como pode ser visto no trabalho de More (2003) neste método os autores propõem gráficos que indicam o valor do coeficiente q_s . É apresentada diferenciação quanto a técnica de injeção utilizada e tipo de solo. Estes resultados foram obtidos de maneira empírica e nos gráficos o valor do coeficiente q_s esta relacionado com a pressão limite do ensaio pressiométrico (P_l) e com o número N correspondente ao ensaio SPT (*Standart Penetration Test*).

2.3 Método de Costa Nunes (1987)

Costa Nunes (1987) apresentou um método semelhante ao do Bustamante e Doix (1985), diferenciando-se pela influência da pressão de injeção, a qual pode ser analisada quantitativamente, e não apenas qualitativamente como o método no qual foi baseado. Assim, o cálculo da capacidade de carga máxima ($T_{m\acute{a}x}$) é apresentada na Equação (3)

$$T_{m\acute{a}x} = \pi * D_e * n_d * L_b * n_l * \tau \quad (3)$$

Sendo que D_e é o diâmetro médio do bulbo, n_d é o coeficiente de aumento do diâmetro pela pressão de injeção, L_b comprimento do bulbo, n_l o coeficiente de redução do comprimento do bulbo devido à pressão não uniforme sobre o mesmo, importante considerar $n_l = 1$ para comprimentos razoável de até 8 m e τ a resistência ao cisalhamento na interface bulbo-solo.

A resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo é calculado conforme e Equação (4) e considera uma pressão residual de injeção σ'_r , estimada em 50% da pressão de injeção aplicada.

$$\tau = c + (\sigma' + \sigma'_r) * tg\phi \quad (4)$$

Sendo c a aderência entre a calda de cimento e o solo, podendo ser usada igual à coesão do solo e \varnothing o ângulo de atrito do solo. A tensão normal (σ) é calculada como mostrado na Equação (5) que considera o peso específico do solo na profundidade do bulbo de ancoragem (γ_c), a profundidade do centro do bulbo de ancoragem (h) e o fator de redução da profundidade (n_h) quando esta é superior a 9 m.

$$\sigma' = \gamma_c * h * n_h \quad (5)$$

2.4 Método da ABNT NBR 5629:2006

O método de cálculo da resistência à tração ($T_{máx}$) de uma ancoragem exposto pela NBR 5639:2006 não considera o efeito da injeção, por isso é considerado conservador e traz formulações diferentes para solo granular e coesivo, conforme apresentado na Equação (6) (solo granular) e Equação (7) (solo coesivo). A norma afirma que a determinação do comprimento e da seção transversal deve ser feita experimentalmente e que as expressões apresentadas servem para uma avaliação inicial.

$$T_{máx} = \sigma'_z * U * L_b * K_f \quad (6)$$

$$T_{máx} = \alpha * U * L_b * S_u \quad (7)$$

Onde σ'_z é a tensão vertical efetiva no ponto médio da ancoragem, U é o perímetro médio da seção transversal do bulbo de ancoragem, L_b é o comprimento do bulbo de ancoragem, K_f é o coeficiente de ancoragem que depende do tipo de solo e pode ser consultado na NBR 5629 (ABNT, 2006), α é o coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento não drenada S_u . O coeficiente redutor tem o valor de $\alpha = 0,75$ para $S_u \leq 40$ kPa, $\alpha = 0,35$ para $S_u \geq 100$ kPa e para valores de resistência não drenada intermediários aos apresentados deve-se interpolar linearmente.

2.5 Porto (2015)

O método apresentado na tese de Porto (2015) utiliza as mesmas equações (1) e (2) de Bustamente e Doix (1975) diferenciando os valores do coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção (β) e a forma com que a resistência ao cisalhamento (q_s) é determinada. A resistência ao cisalhamento (q_s , em kN/m²) é determinada como mostrado na Equação (8) e os valores de k (coeficiente de ancoragem) e β podem ser obtidos em seu trabalho.

$$q_s = 10 * k \left(\frac{N_{SPT}}{3} + 1 \right) \quad (8)$$

2.6 D'Hyppolito (2017)

Assim como Porto (2015), D'Hyppolito (2017) sugere outras formas de se determinar a resistência ao cisalhamento (q_s). Esta autora apresenta em sua tese expressões de limite superior, inferior e de valores médios referente ao banco de dados obtido para o trabalho. Além disso, as equações se diferenciam pelo tipo de solo, argiloso ou arenoso e a quantidade de injeções utilizadas nos tirantes. Para o presente trabalho foi utilizada a Equação (9) referente a solo argiloso com uso de uma injeção de calda de cimento. Este método não sugere valores de coeficiente de majoração do diâmetro do bulbo devido à injeção (β) e a autora informa que foi utilizado $\beta = 2$ para todos os tipos de solo.

$$q_s = 46,3 * \ln(N_{SPT}) - 13,8 \quad (9)$$

3 | PROBLEMA EM ESTUDO

A contenção idealizada se encontra em uma área urbana, e possui altura de 12 m e extensão de 30 m. Cinco metros a montante da estrutura existe uma rodovia com largura de 8 m e logo após localiza-se uma edificação de 4 andares em fundação superficial. Além disso, sob o passeio da rodovia, a 2 m de profundidade passa um duto de abastecimento de água, como exposto na Figura 1. Trata-se de um problema clássico de obra em área urbana com densa ocupação, no qual devem ser evitados barulhos, vibrações e deslocamento do solo para que regiões vizinhas não sejam afetadas para que esses requisitos fossem atendidos adotou-se uma estrutura do tipo parede diafragma atirantada.

Através de sondagens à percussão do tipo SPT (*Standard Penetration Test*) verificou-se que o nível freático se encontra a 3 m de profundidade e sua estratigrafia composta por três camadas: um aterro com material variado, uma camada de argila com presença de material granular e uma camada de silte profunda em que os valores médios de N_{SPT} das camadas foram respectivamente 6, 9 e 16.

O perfil do solo na seção transversal à parede diafragma é mostrado na Figura 1. Os parâmetros apresentados foram selecionados de acordo com Joppert (2007) utilizando o N_{SPT} médio na camada por

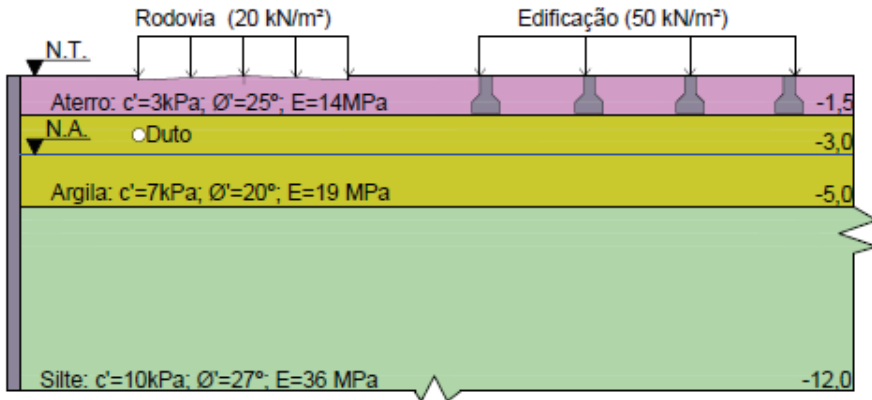


Figura 1. Configuração da área próxima à contenção.

3.1 Concepção do Modelo Numérico

O modelo numérico foi concebido em um *software* que permite simular as etapas construtivas. O modelo constitutivo adotado foi o de Mohr-Coulomb. A malha utilizada foi a de densidade média disponível no programa, sendo refinada manualmente na região de ancoragem e próximo a tubulação. As cargas inseridas foram do tipo distribuída e estática.

Os tirantes foram simulados pela união de duas partes, o comprimento ancorado e o comprimento livre. O bulbo foi modelado como um corpo envolto em calda de cimento informando a rigidez axial e o comportamento do tipo do material como elástico. O comprimento livre há a entrada dos mesmos parâmetros e adicionalmente o valor do espaçamento horizontal entre tirantes. Para que os resultados fossem mais acurados nas regiões ancoradas, por serem locais de interesse da modelagem, realizou-se refinamento da malha. Hipóteses de simulação similares foram utilizadas por Conceição (2015) e Reffatti (2002) mostrando-se satisfatórias.

Em relação a geometria, a parede diafragma tem espessura de 0,50 m e, para atender aos empuxos existentes, foram adicionadas quatro linhas de tirante e todas com o comprimento livre de 12 m e de ancoragem de 6 m. A primeira linha de tirantes dista 1,50 m da superfície e os tirantes são espaçados verticalmente entre si com 2,50 m e horizontalmente de 1,50 m como apresentado na Figura 2.

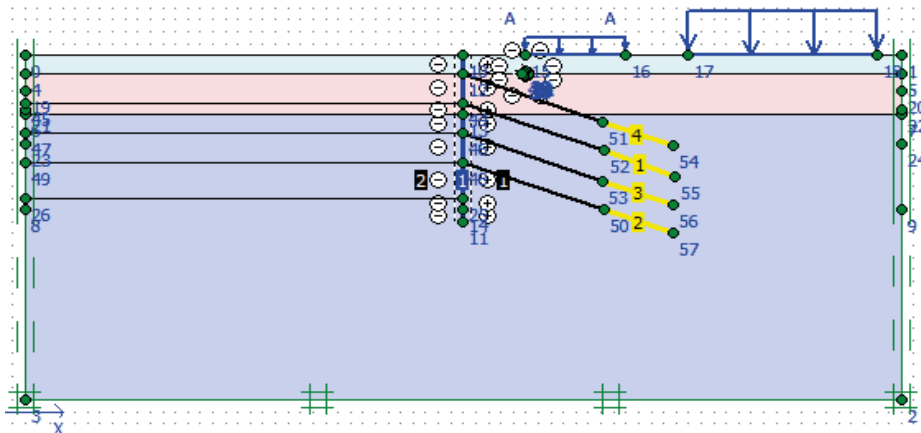


Figura 2. Configuração do modelo numérico.

3.2 Análise Paramétrica

Com intuito de verificar a sensibilidade deste tipo de estruturas quanto à variação dos parâmetros geotécnicos, durante a modelagem numérica, foi realizada uma análise paramétrica para o solo argila e também para o solo silte. Nesta análise, os parâmetros variados foram a coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade, cujos valores constam na Tabela 1.

Coesão (kPa)		Ângulo de atrito (graus)		Módulo de elasticidade (MPa)	
Argila	Silte	Argila	Silte	Argila	Silte
1	4	14	21	4	21
4	7	17	24	9	26
7*	10*	20*	27*	14	31
10	13	23	30	20*	36*
13	16	26	33	24	41
--	--	--	--	29	46
--	--	--	--	34	51

* - valor adotado no modelo inicial

Tabela 1. Variáveis e valores utilizados na análise paramétrica

Foram realizadas ao total 29 simulações, sendo 1 para os valores iniciais e para as demais fixava-se os parâmetros do problema em estudo e se realizava a simulação alterando apenas 1 parâmetro de cada camada. Essa análise é extremamente interessante no sentido de fornecer informações da influência nos aspectos de dimensionamento (tensão nos tirantes e deformação máxima da estrutura) de cada um dos parâmetros.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Aplicação dos Métodos de Dimensionamento Aproximado

Primeiramente, realizou-se o dimensionamento de capacidade de carga última dos tirantes utilizando métodos de cálculo aproximado anteriormente apresentados. A Tabela 2 apresenta os valores de capacidade de carga última obtida por esses métodos para cada linha de tirante e a carga atuante retirada do *software* de análise numérica. O método da NBR 5629:2006 e Costa Nunes (1987) consideram a tensão confinante no cálculo, desta forma, a capacidade de carga última aumenta com a profundidade de execução do tirante, os demais métodos consideram apenas os parâmetros do solo e, assim, a capacidade última do elemento é constante entre as linhas de execução.

Em contrapartida, a carga atuante obtida pela modelagem numérica diminui com a profundidade devido à presença das maiores deformações do sistema se localizarem no topo, o bulbo de tensões das sobrecargas diminuirão com o aumento da profundidade e pelo menor confinamento dos tirantes mais superficiais. A carga atuante apresentada na Tabela 2 refere-se ao esforço obtido na última etapa da modelagem, ou seja, a última escavação.

Método	Capacidade de carga última (kN)			
	Linha 1	Linha 2	Linha 3	Linha 4
Bustamante e Doix (1985)	497,63	497,63	497,63	497,63
Ostermayer (1975)	848,23	848,23	848,23	848,23
Costa Nunes (1987)	219,30	291,34	363,37	435,40
NBR 5629:2006	245,05	308,67	372,29	435,91
Porto (2015)	469,02	469,02	469,02	469,02
D'hypolitto (2017)	323,94	323,94	323,94	323,94
Númerico (carga atuante)	247,27	204,51	195,75	140,85

Tabela 2. Valores da capacidade de carga última para cada linha de tirante pelos métodos teóricos e da carga atuante para o método numérico.

Dividindo a capacidade de carga última obtida por cada método pela carga atuante apontada pelo método numérico obtêm-se os fatores de segurança apontados na Tabela 3.

Método	Fator de segurança			
	Linha 1	Linha 2	Linha 3	Linha 4
Bustamante e Doix (1985)	2,01	2,01	2,01	2,01
Ostermayer (1975)	3,43	3,43	3,43	3,43

Costa Nunes (1987)	0,89	1,18	1,47	1,76
NBR (2006)	0,99	1,25	1,51	1,76
Porto (2015)	1,90	1,90	1,90	1,90
D'hypolitto (2017)	1,31	1,31	1,31	1,31

Tabela 3. Fatores de segurança dos métodos aproximados.

Os valores destacados na Tabela 3 são menores que 1,50, fator considerado satisfatório para uma obra de contenção permanente. Consta-se que os métodos que consideram a tensão confinante são mais conservadores, bem como o método de D'hypolitto (2017). Caso estes métodos fossem utilizados para o dimensionamento a parede de contenção deveria ser reformulada.

Vale lembrar que métodos existentes na literatura são de grande valia para uma estimativa de capacidade de carga, porém algumas considerações não são feitas como a sobrecarga e nível de água, desta forma os ensaios de arrancamento são necessários.

4.2 Análise Paramétrica

Os gráficos mostrados a seguir são referentes à análise paramétrica realizada de acordo como exposto no item 3.4. Ao variar os parâmetros (coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade) da camada de silte (Figura 3b a Figura 5b) notou-se uma maior diferença da carga atuante quando comparado com a mudança do parâmetro na camada de argila (Figura 3a a Figura 5a), isso se deve pela localização dos bulbos de ancoragem dos tirantes estarem na camada siltosa.

Observa-se na Figura 3b que a carga atuante pouco varia quando a coesão da camada siltosa ultrapassa o valor de 10 kPa, ao passo que anteriormente a esse valor verificou-se uma variação significativa. Já para o ângulo de atrito constata-se que para o valor de 27° a variação da carga atuante se torna menos expressiva, como retratado pela Figura 4b. Por fim, para o módulo de elasticidade, verificou-se que para aumento dos valores considerados, houve uma tendência de queda contínua da carga atuante nos tirantes, conforme apontado na Figura 5.

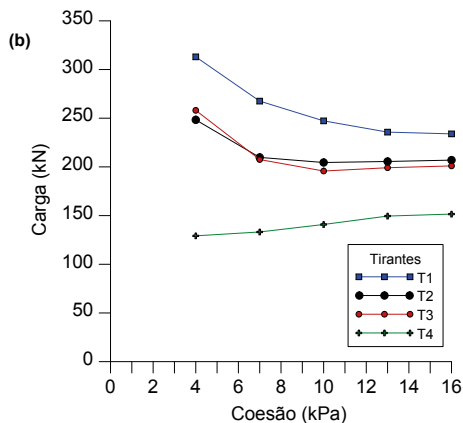
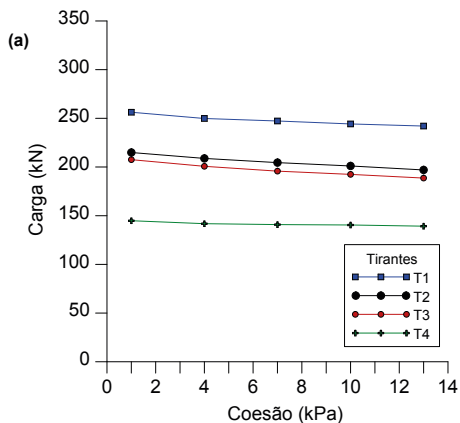


Figura 3. Carga atuante nos tirantes de acordo com a coesão do solo: (a) argila e (b) silte.

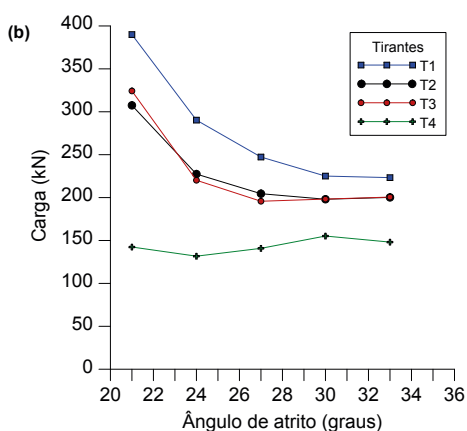
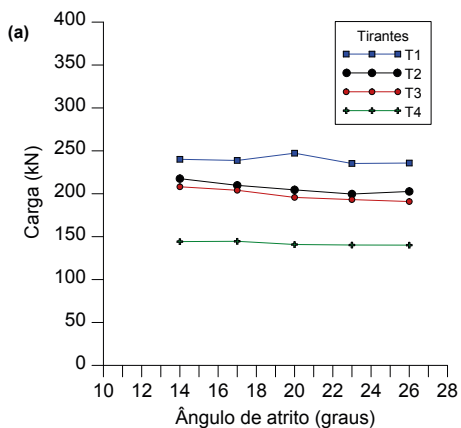


Figura 4. Carga atuante nos tirantes de acordo com o ângulo de atrito do solo: (a) argila e (b) silte

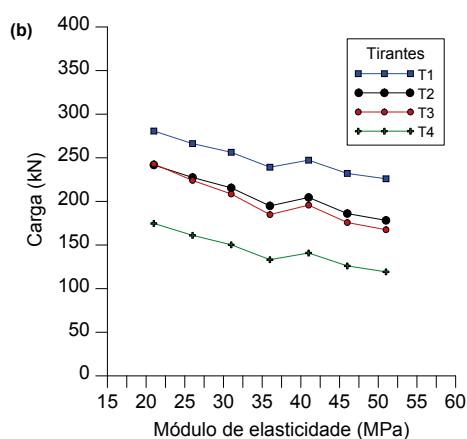
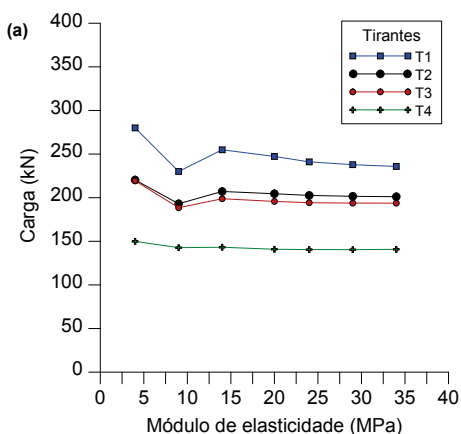


Figura 5. Carga atuante nos tirantes de acordo com o módulo de elasticidade do solo: (a) argila e (b) silte

A deformação da parede decorrente da análise paramétrica é apresentada na Figura 6. Para fins de comparação, a deformação do modelo inicial foi de 36,92 mm, valor o qual é ilustrado na Figura 6 pela reta horizontal vermelha.

De maneira semelhante ao que foi verificado para a variação da carga atuante, a maior variação na deformação foi constatada quando se alteram os parâmetros da camada siltosa. Comparando para este solo as três variáveis consideradas, a mais expressiva mudança na deformação ocorre quando alterado o valor da coesão. Além disso, não foi verificado valor de coesão para o qual houve uma constância na deformação máxima verificada no sistema, o mesmo ocorreu para quando se analisou a variação do ângulo de atrito. Por outro lado, para o módulo de elasticidade, constatou-se que o aumento desse valor resulta, de uma maneira geral, numa diminuição da carga nos tirantes.

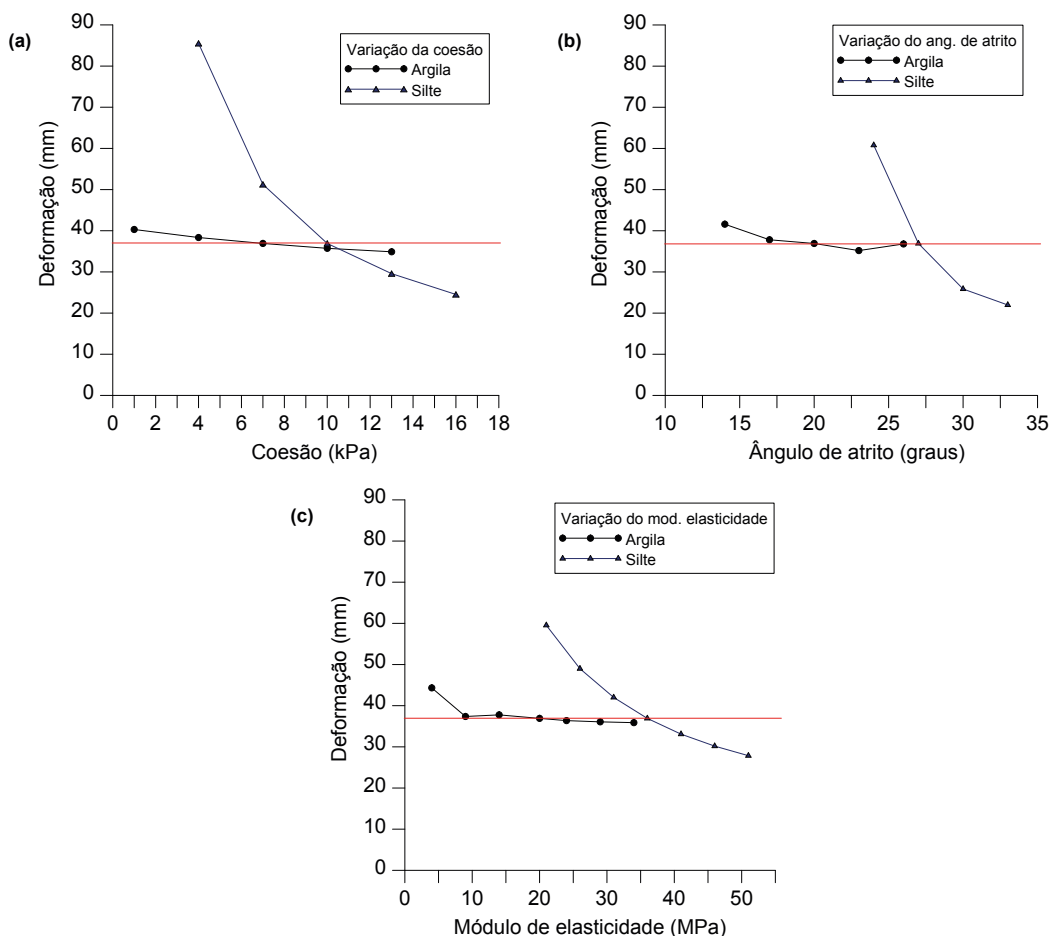


Figura 6. Deformação máxima verificada na estrutura de acordo com variação dos parâmetros: (a) coesão, (b) ângulo de atrito e (c) módulo de elasticidade; a linha vermelha indica a deformação do modelo inicial.

Vale salientar que para a análise paramétrica do ângulo de atrito, com o valor mínimo considerado de 21° para a camada siltosa, não foi possível obter a deformação final do sistema, pois se constatou colapso do maciço do solo na simulação numérica.

5 | CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou o dimensionamento de uma estrutura atirantada com uso de método de dimensionamento aproximado, bem como com o emprego de ferramenta de análise numérica. Realizou-se uma comparação dos valores de capacidade de carga última obtidos pelos métodos tradicionais e de carga atuante nos tirantes provinda pela análise numérica por elementos finitos e constatou-se uma grande variação nos fatores de segurança obtidos confirmando a necessidade de estudos mais profundos na determinação da capacidade de carga e também na determinação das cargas atuantes por procedimentos numéricos.

Foi ainda efetuada uma análise paramétrica com utilização da ferramenta numérica, variando os parâmetros de coesão, ângulo de atrito e módulo de elasticidade dos solos presentes no maciço da estrutura. Foi possível, então, avaliar a sensibilidade de variação destes parâmetros com respeito à deformação máxima da estrutura, bem como da carga atuante nas linhas de tirantes. Com isto, constatou-se que o parâmetro ao qual a deformação máxima é mais sensível para mudança na deformação máxima da estrutura é a coesão, enquanto para a carga máxima atuante nos tirantes, o ângulo de atrito teve um maior impacto.

Por fim, conforme era esperado, verificou-se que a variação dos parâmetros na camada em que os tirantes se encontram ancorados tem um impacto mais significativo do que quando se variam os parâmetros da camada em que não há a ancoragem.

Os resultados da análise paramétrica ressaltam a importância do refinamento dos parâmetros geotécnicos utilizados no dimensionamento, em especial para o solo no qual haverá a ancoragem dos tirantes, uma vez que tais valores impactam diretamente na solução de engenharia a ser adotada, impactando em custos e desempenho da obra.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná (PPGECC-UFPR) e a Coordenação de Aperfeiçoamento Pessoal de Nível Superior (Capes) por possibilitar tal estudo.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5629**: Execução de Tirantes Ancorados no Terreno. Rio de Janeiro, 2006.

BUSTAMANTE, M. & DOIX, B. **Une Méhode Pour le Calcul des Tirants et Micropieux Injectées**. Bulletin des Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, nº 140. 1985.

CHAPRA, S. C.; CANALE, R. P. **Métodos numéricos para engenharia**, 5ª ed., McGraw-Hill, São Paulo, SP, BR, 825 p. 2008.

CONCEIÇÃO, C. M. A. **Análise dos métodos para dimensionamento do bulbo de ancoragem de tirantes metálicos em solos**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal Fluminense, Niterói/RJ, Brasil, 145 p. 2015.

COSTA NUNES, A. J. **“Ground Prestressing – First Casagrande Lecture”**. VIII CPAMSEF, Cartagena, Colombia. 1987.

D'HYPPOLITO, L. C. B. **Relações empíricas para estimativa da resistência ao arrancamento de ancoragens**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2017.

JOPPERT, I. **Fundações e Contensões de Edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. 1.ed. São Paulo, Pini. 2007.

MILITITSKY, J. **Grandes escavações em perímetro urbano**. São Paulo: Oficina de textos. 2016. 144 p.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2003.

OSTERMAYER, M. **Construction Carrying Behavior and Creep Characteristics of Ground Anchor**. Conference on Diaphragm Wall and Anchorages, Institution of Civil Engineers of London, p 141-151, 1974.

PORTO, T. B. **Ancoragens em solos–comportamento geotécnico e metodologia via web para previsão e controle**. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Núcleo de geotecnia da Universidade Federal de Ouro Preto. 2015.

REFFATTI, M. E. **Análise numérica de uma escavação de grande porte em Porto Alegre/ RS; Caso de obra**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, Brasil, 124 p, 2002.

SANTOS, F. A. **Avaliação do desempenho de uma cortina de estacas espaçadas, atirantada em areia**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal/RN, Brasil, 163 p, 2013.

SOUSA, A.M.D; COSTA, Y.D.J; SANTOS, F.A.; FLORÊNCIO, L.A.S. **Distribuição de Cargas Durante Ensaio de Recebimento em Tirantes de Cortina de Estacas Espaçadas em Areia**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, ABMS, Belo Horizonte, v. 18, 2016.

AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DO TRATAMENTO TÉRMICO NO GNAISSE MILONÍTICO

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 20/08/2021

Kelly de Oliveira Borges da Costa

UENF – Universidade Estadual do Norte
Fluminense Darcy Ribeiro
Campos dos Goytacazes/RJ
<http://lattes.cnpq.br/9730727376903298>

Afonso Rangel Garcez de Azevedo

UENF – Universidade Estadual do Norte
Fluminense Darcy Ribeiro
Campos dos Goytacazes/RJ
<http://lattes.cnpq.br/5332016516191423>

Carlos Maurício Fontes Vieira

UENF – Universidade estadual do Norte
Fluminense Darcy Ribeiro
Campos dos Goytacazes/RJ
<http://lattes.cnpq.br/6309884585355966>

Elaine Aparecida Santos Carvalho Costa

UENF – Universidade Estadual do Norte
Fluminense Darcy Ribeiro
Campos dos Goytacazes/RJ
<http://lattes.cnpq.br/2265929820644777>

Geovana Carla Girondi Delaqua

UENF – Universidade Estadual do Norte
Fluminense Darcy Ribeiro
Campos dos Goytacazes/RJ
<http://lattes.cnpq.br/4073871508344095>

Gustavo de Castro Xavier

UENF – Universidade Estadual do Norte
Fluminense Darcy Ribeiro
Campos dos Goytacazes/RJ
<http://lattes.cnpq.br/3352299366515964>

Letícia Borges da Costa

UENF – Universidade Estadual do Norte
Fluminense Darcy Ribeiro
Campos dos Goytacazes/RJ
<http://lattes.cnpq.br/8130750511834675>

Vinícius Alves Polinicola

UENF – Universidade Estadual do Norte
Fluminense Darcy Ribeiro
Campos dos Goytacazes/RJ
<http://lattes.cnpq.br/3415057723098400>

RESUMO: O efeito do tratamento térmico em rochas de diversas litologias acarreta alteração na microestrutura e variações da resistência mecânica, que influenciam na sua durabilidade e tornam relevantes os estudos do comportamento desses geomateriais aplicados na segurança em casos de incêndios em túneis, cavernas, edifícios e restaurações. Nesse sentido, este trabalho vem contribuir no estudo dos efeitos de altas temperaturas no gnaisse comercialmente conhecido como pedra madeira verde, avaliando as variações em suas propriedades microestruturais e resistência mecânica à compressão uniaxial. A metodologia usada consiste no tratamento térmico realizado de forma lenta, com as amostras colocadas em um forno mufla, com a taxa de aquecimento de 2 °C/minutos até atingir as temperaturas determinadas de 200 °C, 400 °C, 750 °C e 1100 °C, mantidas aquecidas por 1 hora na temperatura limite, e posteriormente resfriadas. Devido ao aquecimento sofrido, observa-se a recristalização da matriz e os cristais de hornblenda e alguns minerais opacos que se

desestabilizaram, alteraram e exsolveram. Para a rocha sã, os valores obtidos na densidade aparente, porosidade aparente e absorção de água atendem aos requisitos especificados pela norma brasileira ABNT NBR 15845/2015. Com o acréscimo da temperatura, surgem novos poros e a interconexão entre os poros, possibilitando a intrusão máxima de 0,0332 ml/g de mercúrio para a temperatura de 1100°C. A resistência à compressão uniaxial tem um incremento máximo de 24,4% na temperatura de 750°C, em temperaturas superiores ocorre o decaimento da resistência mecânica. Microestruturalmente, a rocha apresentou precipitação na superfície dos minerais félsicos e desequilíbrio dos minerais opacos, formando minerais secundários e cristais. Houve aumento da porosidade aparente e da absorção de água, e conseqüentemente, a redução da densidade aparente. Ao término do estudo, conclui-se que a metodologia aplicada mostrou-se eficaz para o estudo da influência de altas temperaturas no gnaíse.

PALAVRAS - CHAVE: Tratamento Térmico, Gnaíse, Durabilidade

EVALUATION OF THE EFFECTS OF THERMAL TREATMENT ON MILONITE GNAISSE

ABSTRACT: The effect of heat treatment on rocks from different lithology causes changes in the microstructure and variations in mechanical strength, which influence their durability and make studies of the behavior of these geomaterials applied in safety in cases of fires in tunnels, caves, buildings and restorations relevant. In this sense, this work contributes to the study of the effects of high temperatures on gneiss commercially known as green wood stone, evaluating the variations in its microstructural properties and mechanical resistance to uniaxial compression. The methodology used consists of the heat treatment carried out slowly, with the samples placed in a muffle oven, with a heating rate of 2 °C/minute until reaching the determined temperatures of 200 °C, 400 °C, 750 °C and 1100 °C, kept warm for 1 hour at the limit temperature, and then cooled. Due to the heating suffered, the matrix recrystallizes and the hornblende crystals and some opaque minerals destabilized, altered and dissolved. For sound rock, the values obtained in apparent density, apparent porosity and water absorption meet the requirements specified by the Brazilian Standard ABNT NBR 15845/2015. With the increase in temperature, new pores and interconnection between the pores appear, allowing a maximum intrusion of 0.0332 ml/g of mercury at a temperature of 1100°C. The uniaxial compressive strength has a maximum increase of 24.4% at the temperature of 750°C, at higher temperatures there is a decrease in mechanical strength. Microstructurally, the rock showed precipitation on the surface of felsic minerals and imbalance of opaque minerals, forming secondary minerals and crystals. There was an increase in apparent porosity and water absorption, and consequently, a reduction in bulk density. At the end of the study, it is concluded that the applied methodology proved to be effective for the study of the influence of high temperatures on gneiss.

KEYWORDS: Heat Treatment, Gneiss, Durability

1 | INTRODUÇÃO

A utilização de rochas naturais remonta à história da humanidade, quer de forma rudimentar quer em grandes construções. Ao longo da história a sua utilização

se intensificou, diversificou e atualmente as rochas vêm sendo aplicadas em diversas finalidades construtivas, tais como: minas, túneis, cantaria, pavimentos, agregados para concreto, lastros, fundações, revestimento de edificações, obras de arte, entre outros.

As rochas ornamentais e de revestimento, também designadas pedras naturais, abrangem os tipos litológicos que podem ser extraídos em blocos ou placas, cortados em formas variadas e beneficiados através de esquadrejamento, polimento e lustro.

No contexto de aplicação como revestimento de interiores e exteriores, LIMA (2006) enfatiza que as rochas devem atender aos requisitos de qualidade para apresentar um bom desempenho quanto a resistência ao intemperismo, aos agentes químicos, manchamentos e deteriorações e a solicitações mecânicas.

Pesquisas recentes chamam a atenção por abordarem uma série de investigações associadas aos efeitos da alta temperatura em diferentes rochas, avaliando o dano térmico, a variação das propriedades mecânicas e a segurança da sua utilização em virtude dos efeitos decorrentes da exposição ao calor .

O estudo destes efeitos é relevante para segurança contra incêndio em túneis, cavernas, edifícios, restauração de monumentos, no processo de restauração de edifícios danificados pelo fogo, em edifícios históricos, vulnerabilidade ao fogo e metodologias de avaliação de risco (FREIRE-LISTA *et al.* 2016; SIRDESAI *et al.* 2018; BIRÓ *et al.* 2019, MARTINHO *et al.* 2020)

Na literatura não há um consenso sobre a taxa de aquecimento e a temperatura adequada para o tratamento térmico. Para o estudo de incêndio, HAJPÁL E TÖRÖK (2004) descrevem duas categorias principais de temperaturas de incêndios, uma faixa abaixo de 800°C, e outra em torno de 1200°C. ZHU *et al.* (2018), destaca a importância de estender o estudo a altas temperaturas e à diversas litologias.

Devido à diversidade litológica e mineralógica, faz-se necessária uma investigação sistemática envolvendo vários tipos de rochas e faixas de temperatura. Nesse sentido, este artigo vem contribuir no estudo dos efeitos de altas temperaturas em um gnaisse, objetivando o tratamento térmico do gnaisse, para avaliar as variações em suas propriedades microestruturais e resistência mecânica à compressão uniaxial e conseqüentemente a durabilidade e segurança de utilização dessas rochas em situações que envolvam incêndio ou irradiação de calor, com as temperaturas entre 200 e 1100°C.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

A rocha estudada é comercialmente chamada de pedra madeira verde, extraído na cidade de Santo Antônio de Pádua, no Estado do Rio de Janeiro, sendo comercializada na forma de placas conhecidas como lajinhas. O protólito de pedra Madeira Verde é uma rocha ígnea de composição granítica, apresentando um estrato composicional marcado por faixas brancas, com maior quantidade de plagioclásio em relação ao feldspato potássico.

A petrografia aponta que a rocha é um gnaiss milonitizado, mostrado na Figura 1, caracterizado por cristais fitados (*ribbon*) de quartzo e minerais opacos maiores orientados paralelamente aos ribbons, com rara ocorrência de porfiroclasto de K-feldspato e de anfibólio. A rocha é composta por plagioclásio, quartzo, piroxênio, ortoclásio e opacos, como material de alteração possui hornblenda, carbonato e sericita, e como mineral acessório, zircão. Estes minerais estão inseridos em meio a uma matriz recristalizada.

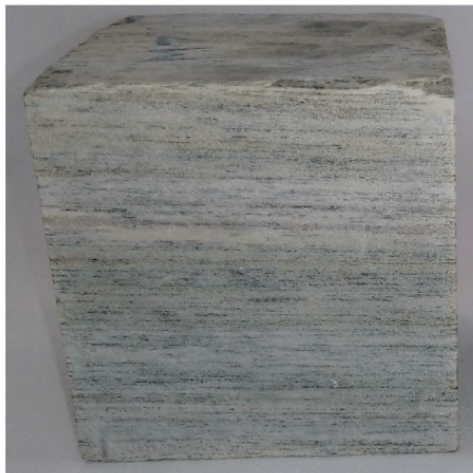
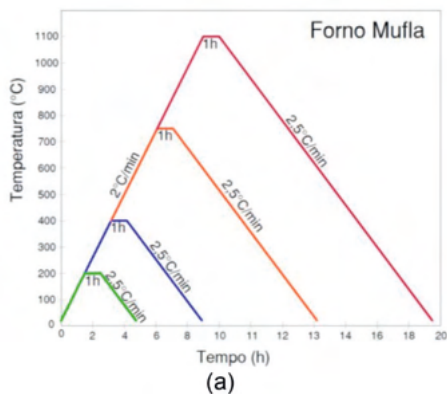


Figura 1 – Pedra Madeira Verde – Gnaiss Milonítico.

O método de estudo mais difundido para avaliar os efeitos de incêndios em rochas é o tratamento térmico expondo as amostras ao calor em forno. Neste trabalho, a metodologia adotada para o tratamento térmico foi aquecer as amostras em um forno mufla, com a taxa de aquecimento de 2 °C/minutos até atingir as temperaturas determinadas de 200 , 400, 750 e 1100 °C, que equivalem a temperaturas de incêndios de pequena a grande proporção, onde ocorre o colapso das rochas.

Os corpos de prova foram mantidos na temperatura estabelecida por 1 hora para garantir o total aquecimento das amostras e as alterações das propriedades na temperatura desejada. Decorrido esse tempo, o resfriamento no forno deu-se a 2,5 °C/min até atingir a temperatura ambiente. Na Figura 2 é apresentada a ilustração do tratamento térmico e as rochas tratadas no forno aquecido.



(b)

Figura 2 – (a) Tratamento Térmico, (b) Forno Mufla.

Um lote de amostras de referência não foi submetido ao tratamento térmico para que as propriedades pudessem ser comparadas antes e após o tratamento, no entanto, para obtenção dos índices físicos, essas rochas foram expostas a temperatura de 100°C em estufa.

As análises petrográficas foram realizadas em consonância com as diretrizes expressas na norma da ABNT NBR 15845 - anexo A (ABNT, 2015a), onde foi identificada a composição mineralógica, a textura, estado de alteração dos minerais, estrutura, bem como o tipo e intensidade de microfissuramentos.

A determinação dos índices físicos deu-se de acordo com os procedimentos da norma ABNT NBR 15845 - anexo B (ABNT, 2015b). As características dos poros foram obtidas no porosímetro por injeção automática de mercúrio, modelo Autopore IV 9500, da Micromeritics Instrument Company of America, em amostras medindo aproximadamente 6 x 6 x 6 mm. A intrusão e extrusão de mercúrio foram investigadas sobre pressões entre 0 a 33.000 Psi, equivalente a 228 MPa, com leitura de diâmetros de poros entre 0,005 μm e 360 μm .

Os ensaios de compressão uniaxial foram realizados em uma prensa manual, com amostras cúbicas com arestas medindo 3 cm, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 15845-5 - anexo E (ABNT, 2015c). Em cada estágio de degradação foram testadas no mínimo entre 3 e 5 amostras.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após o tratamento térmico, a petrografia indica que devido ao aquecimento sofrido, ocorre a recristalização da matriz e os cristais de hornblenda e alguns minerais opacos que se desestabilizaram, alteraram e exsolveram. Observa-se somente vestígio de hornblenda, que se transformou em uma fase de alteração de cor ocre (hidróxido de Fe) e em uma fase

opaca, por vezes de tonalidade vermelha, apresentado na Figura 3(b), quando comparado com a rocha sã (Figura 3(a)). Os minerais opacos que sofreram desequilíbrio deram lugar a cristais de rutilo e também a mineral secundário de cor ocre avermelhado. Esta fase secundária ocre precipitou na superfície dos minerais félsicos (feldspatos e quartzo) da matriz e também ocupam os contatos entre esses pequenos cristais.

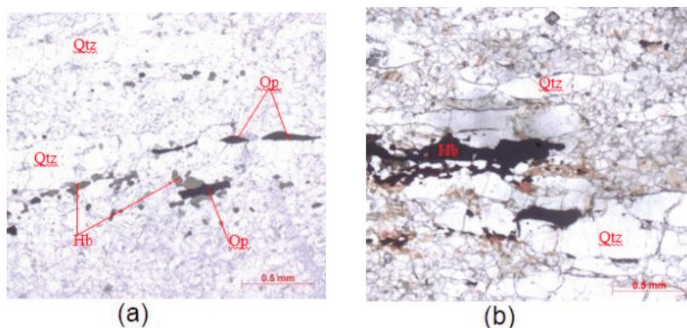


Figura 3. (a) rocha sã (b) rocha 750 °C- minerais desestabilizados (Qtz=quartzo, OP=opacos, Hb=horblenda)

Os resultados dos índices físicos (Tabela 1) fornecem indiretamente, informações sobre o estado de sanidade e a presença de micro-descontinuidades nas rochas, as quais propiciam e facilitam a percolação de fluidos.

Para a rocha sã, os valores obtidos na Densidade Aparente, Porosidade Aparente e Absorção de Água atendem aos requisitos especificados pela norma brasileira ABNT NBR 15844 (ABNT, 2015), com valores de densidade aparente superiores a 2.560 kg/m³, de porosidade aparente inferiores a 1% e de absorção de água abaixo de 0,4%.

Índice	Temperatura				
	100°C	200 °C	400 °C	750 °C	1100 °C
Absorção de Água (%)	0,38	0,40	0,71	1,26	3,56
Densidade Aparente (kg/m ³)	2587	2574	2569	2431	2374,0
Porosidade Aparente (%)	1,01	1,15	1,86	2,38	9,24

Tabela 1 – Índices físicos

A densidade aparente é relacionada com a densidade dos minerais constituintes das rochas e a porosidade aparente. Com o tratamento térmico, a medida que a temperatura aumenta, aumenta a absorção de água e a porosidade, e ocorre a redução da densidade aparente.

A absorção de água é controlada pela combinação de vários aspectos texturais e estruturais exibidos pelas rochas. A porosidade e o grau de microfissuramento são agentes facilitadores da percolação de fluidos na rocha, sendo que quanto maior a porosidade e o índice de fissuras abertas, maior será a absorção de água. Os resultados da porosimetria por intrusão de mercúrio decorrente do tratamento térmico das rochas são apresentados na Tabela 2.

Parâmetros	Temperatura				
	100°C	200 °C	400 °C	750 °C	1100 °C
Mercúrio Intrudido (ml/g)	0,0007	0,0008	0,0010	0,0111	0,0332
Diâmetro médio do poro (μm)	164,58	161,58	124,55	1,47	1,09

Tabela 2 – Porosimetria por intrusão de mercúrio

Analisando esta mesma Tabela 2, é possível observar que até a temperatura de 400°C, a rocha apresenta poros largos, com o volume máximo de intrusão de mercúrio de 0,0010 ml/g. Com o acréscimo da temperatura, surge uma faixa com novos diâmetros de grandes e médios poros, interconectados, possibilitando a intrusão máxima de 0,0332 ml/g de mercúrio para a temperatura de 1100°C.

O aumento da quantidade de poros e o aparecimento de microfissuras proporcionam um aumento da porosidade aparente de 1.01% na temperatura de 100°C para 9.24% na temperatura de 1100°C, convergindo para o aumento da intrusão de mercúrio.

A finalidade do ensaio de resistência à compressão uniaxial é avaliar a resistência da rocha, quando esta é submetida a um esforço compressivo, obtendo-se assim um parâmetro indicativo de sua integridade física.

A rocha sã apresentou resistência à compressão uniaxial (UCS) satisfatória, superior aos 100 MPa requerido pela norma ABNT NBR 15845 –anexo E (ABNT, 2015c) . Observa-se na Figura 4 que o tratamento térmico acarreta um aumento na resistência à compressão do gnaiss estudado até a temperatura de 750°C, com um posterior decréscimo.

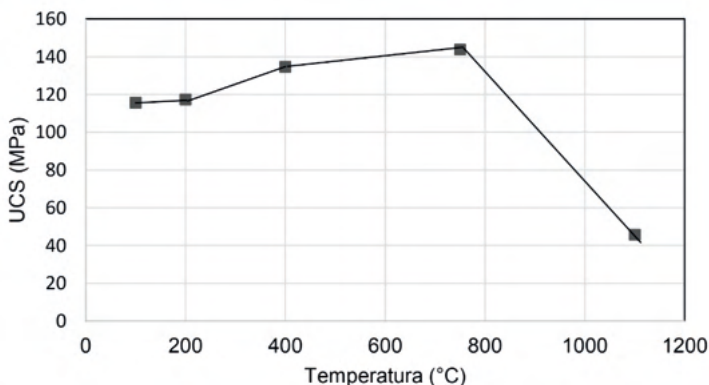


Figura 4. Resistência à compressão uniaxial

O aquecimento das peças até a temperatura de 750°C proporcionou às peças um incremento de 24,4% na resistência a compressão, posteriormente um decaimento. Este aumento na resistência mecânica com o tratamento térmico é devido ao fechamento de fissuras originais da rocha devido à expansão diferencial dos minerais e a homogeneização e densificação da matriz rochosa durante o aquecimento, que acarreta uma maior adesividade entre os grãos dos minerais componentes da rocha.

RANJITH (2012) destaca que a evaporação da umidade presente na rocha reduz o efeito lubrificante do deslizamento relativo entre grãos de rocha, também contribuindo para o aumento da resistência mecânica.

Acima de 750 °C a expansão térmica isotrópica e a lineação dos minerais geram microfissuras, paralelas às foliações e a lineação do grão, conforme mostrado na Figura 3, fazendo com que durante a compressão ocorra a propagação das fissuras. Ainda nesta faixa de temperatura é observada a redução da coesão entre os grãos minerais, e a redução da resistência mecânica.

4 | CONCLUSÃO

Este trabalho estudou o comportamento mecânico de um gnaisse milonitizado, submetido a tratamento térmico a uma taxa de aquecimento de 2°C/minuto, avaliado nas temperaturas de 100, 200, 400, 750 e 1100°C e analisou as características dos poros e microestrutura da rocha, assim como a resistência mecânica por meio do ensaio de compressão uniaxial. A seguir, são apontadas as principais conclusões:

A metodologia aplicada foi eficaz para o estudo da influência de altas temperaturas na pedra madeira. Com o aumento da temperatura, foi observada a variação da resistência à compressão das amostras estudadas, e o efeito da expansão térmica dos minerais causando microfissuras na matriz da rocha.

Verificou-se após o tratamento térmico o surgimento de poros com diâmetro menor do que o inicialmente avaliado nas amostras, porém com intrusão de mercúrio muito superior ao inicial.

Quando uma rocha é exposta a alta temperatura, expansão térmica e reações químicas ocorreram dentro dela, causando mudanças significativas na microestrutura, como por exemplo, microfissuras. Os efeitos do tratamento térmico podem ser refletidos indiretamente pela variação na porosidade e propriedades mecânicas, quando comparadas aqueles em condições normais.

Além da alteração mineral, pode ocorrer a fratura de partículas cristalinas ou fissuras transgranulares entre os grãos dos minerais, resultando na redução da resistência e durabilidade da rocha.

Os resultados deste estudo, corroboram com os estudos anteriores (QIN *et al.* 2020; SAIANG *et al.* 2012; RANJITH *et al.* 2012 e GAUTAM *et al.* 2018), e mostram que o tratamento térmico em determinadas temperaturas pode ocasionar aumento da resistência da rocha. Todos os mecanismos envolvidos ainda não foram devidamente estudados, mas sabe-se que os minerais constitutivos, a porosidade inicial e as alterações microestruturais refletem no comportamento da rocha.

Os resultados experimentais analisados demonstraram que, a temperatura tem influências na resistência da rocha, ocasionando enfraquecimento devido a fissuras, decomposição, crescimento e transições de fase dos minerais (RANJITH *et al.* 2012; WONG *et al.* 2020).

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15845** - Análise petrográfica, anexo A: Rio de Janeiro, 2015a, p. 3-5.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. **NBR 15845** - Determinação da densidade aparente, da porosidade aparente e da absorção de água. anexo B: Rio de Janeiro, 2015b, p. 6-8.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. **NBR 15845** - Resistência à compressão uniaxial, anexo E: Rio de Janeiro, 2015c, p. 16-18.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. **NBR 15844** - Rochas para revestimento: Requisitos para granitos.: Rio de Janeiro, 2015, p. 1-3.

Biró A, Hlavicöka V, Lublój É (2019) Effect of fire-related temperatures on natural stones. **Construction and Building Materials** 212: 92–101.

Freire-Lista DM, Fort R, Varas-Muriel M.J (2016) Thermal stress-induced microcracking in building granite. **Engineering Geology** 20:683–93.

Gautam PK, Verma AK, Jha MK, Sharma P, Singh TN (2018) Effect of high temperature on physical and mechanical properties of Jalore granite. **Journal of Applied Geophysics** 159:460–474.

Lima, M. A. B. (2006) **Estudo do comportamento dos gnaisses casablanca, juparaná delicato e giallo falésia (Ceará-Brasil) em atmosfera salina.** (Tese de doutorado). Instituto de Geociências e Ciências Exatas Universidade Estadual Paulista – UNESP . – Rio Claro/SP .

Hajpál M. e Török A. (2004) - Mineralogical and colour changes of quartz sandstones by heat **Environmental Geology** 46:311–322

Martinho E, Dionísio A (2020) Assessment Techniques for Studying the Effects of Fire on Stone Materials: A Literature Review. **International Journal of Architectural Heritage** 14:59-72.

Qin Y, Tian H, Xu NX, Chen Y (2020) Physical and Mechanical Properties of Granite After High Temperature Treatment. **Rock Mechanics and Rock Engineering** 53:305–322.

Ranjith PG, Viete DR, Chen BJ (2012) Transformation plasticity and the effect of temperature on the mechanical behavior of Hawkesbury sandstone at atmospheric pressure. **Engineering Geology** 151:120–127.

Saiang C, Miskovsky K (2012) Effect of heat on the mechanical properties of selected rock types – a laboratory, Harmonising **Rock Engineering and the Environment** – Qian & Zhou (eds). 34.:815–820.

Sirdesai, NN, Gupta T., Singh TN, Ranjith PG (2018) Studying the acoustic emission response of an Indian monumental sandstone under varying temperatures and strains. **Const. and Buil. Materials**. 168:346-361.

Wong LNY, Zhang Y, Wu Z (2020) Rock strengthening or weakening upon heating in the mild temperature range? **Engineering Geology** 272:105-123.

Zhu Z, Tian H, Guosheng JG, Cheng W (2018) Effects of High Temperature on the Mechanical Properties of Chinese Marble. **Rock Mechanics and Rock Engineering** 51:1937–1942.

VIGAS DE GRAN ALTURA DE HORMIGÓN REFORZADO CON FIBRAS. EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA AL CORTE

Data de aceite: 01/10/2021

Viviana Carolina Rougier

Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Concepción del Uruguay. Concepción del Uruguay, Entre Ríos, Argentina.

Miqueas Ceferino Denardi

Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Concordia. Concordia, Entre Ríos, Argentina.

Dario Orestes Vercesi

Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Concordia. Concordia, Entre Ríos, Argentina.

FIBER REINFORCED CONCRETE DEEP BEAMS. ASSESSMENT OF SHEAR STRENGTH

ABSTRACT: Concrete is very strong in compression, but it has a very low tensile strength. To improve its tensile strength, reinforcing steel is often used in the concrete. However, the reinforcement of the cementitious matrix with discrete fibers has gained increasing recognition. The addition of fibers randomly distributed as reinforcement of cement-based matrices can produce a material with improved tensile strength and deformational characteristics. Different types of fibers can be employed to reinforce concrete. Nevertheless, the use of steel fibers is particularly attractive in concrete members with

high reinforcement congestion, like deep beams, when conventional stirrups can be eliminated or reduced. So, the effects of steel fibers on the shear strength of reinforced concrete deep beams were evaluated by different ways: experimental, theoretical, and numerical. A total of six beams were subjected to a concentrated load P at their center and two steel fiber volume fractions were used. Two specimens were elaborated with plain concrete and longitudinal steel reinforcement. Web reinforcement was used in one of those beams and the other was made without stirrups. The others four specimens were built with steel fibers reinforced concrete (SFRC), longitudinal steel reinforcement and without stirrups. The test results indicated that the fibers influenced the shear strength of reinforced concrete deep beams. Shear strength increased with increasing fiber volume fraction, but steel fibers could not totally replace the conventional steel stirrups. Comparisons between experimental shear strength values and predictions, using empirical models developed by different authors, showed satisfactory results. In addition, the comparison between numerical and experimental values indicated that finite element analysis (FEA) was a reliable tool to simulate nonlinear behavior of SFRC deep beams.

KEYWORDS: SFRC, deep beams, shear strength, FE analysis.

1 | INTRODUCCIÓN

El hormigón es un material muy versátil que posee buena resistencia a la compresión, pero su resistencia a tracción es baja. El uso

de fibras dispersas en la matriz de hormigón es una opción que permite incrementar dicha resistencia. De este modo y teniendo en cuenta sus componentes, se puede definir el hormigón reforzado con fibras (HRF) como “un hormigón hecho principalmente de cemento portland, agregados y refuerzo de fibras discretas”, ACI 544.1R (1996-2002). Entre las fibras que se pueden usar se encuentran las de acero, vidrio, polímeros orgánicos y en menor medida, las fibras vegetales, ACI 544.1R (1996-2002), siendo las primeras las que más se utilizan.

La incorporación de fibras de acero mejora la ductilidad, la resistencia a flexión, la capacidad para soportar cargas en estado fisurado, la tenacidad y capacidad para mantener la integridad luego de alcanzada la carga de rotura. La mejora en dichas propiedades depende de la cantidad, tipo, tamaño, resistencia y configuración de la fibra y están ligadas al proceso mediante el cual la carga es transmitida de la matriz a las fibras y el efecto de costura de fisuras, Ruano (2013). Sin embargo, se debe decir que las fibras de acero mejoran las propiedades mecánicas del hormigón no como reemplazo de la armadura de barras sino como complemento de éstas. Las barras de acero no pueden impedir a formación de micro fisuras, pero las fibras dispersas pueden prevenir la propagación o su crecimiento en ancho controlando el proceso de fisuración, Shah y Ribakov (2011). Por ello, el uso de dichas fibras, como complemento o reemplazo parcial de la armadura convencional de estribos, resulta de gran interés particularmente en el caso de vigas de gran altura, donde suelen existir grandes congestionamientos de armaduras. Algunas investigaciones han demostrado que el uso de hormigón reforzado con fibras de acero mejora significativamente el comportamiento de vigas de gran altura, proporcionando un incremento en la capacidad de carga y la ductilidad y un mejor control de la fisuración, aún para bajos contenidos de fibras: Beshara *et al.* (2015); Naik y Kute (2017); Pabale y Mehetre (2015); Moradi y Reza Esfahani (2017).

Las vigas de gran altura (VGA) son estructuras en forma de placas solicitadas en su plano y sustentadas como vigas. Se utilizan en numerosas estructuras tales como fundaciones, estructuras offshore, tanques, etc. También se suelen usar como elementos de transición entre columnas de niveles superiores a plantas inferiores de edificios elevados, cuando por razones arquitectónicas o funcionales son necesarias luces mayores entre columnas, Orlor y Donini (2011). Debido a la pequeña relación entre la luz de corte y la altura útil (a/d), las VGA desarrollan un mecanismo de transferencia de carga diferente al de las vigas esbeltas. En las VGA, una gran proporción de la carga que soportan es transmitida directamente a los apoyos. Por ello las tensiones de corte son significativamente mayores, y en general controlan la resistencia de estos elementos. En la zona entre los apoyos y el punto de aplicación de la carga puede ocurrir la falla del hormigón por compresión, Ahmad *et al.* (2011).

Entre los procedimientos para el diseño de VGA se pueden mencionar el método de elementos finitos, la teoría de chapas utilizando la función de Airy o bien el método puntal-

tensor adoptado por el Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón y diferentes códigos a nivel mundial. El “método puntal-tensor” (MPT), permite representar con un aceptable grado de aproximación, el comportamiento de aquellas zonas particulares de las estructuras en donde no es válida la hipótesis de Bernoulli, y, por lo tanto, no se cumple con la distribución lineal de las deformaciones en la sección o zona de estudio, Orlor y Donini (2008).

El MPT está basado en el teorema de límite inferior del cálculo plástico según el cual, si para una determinada carga se halla una distribución de tensiones de tal forma que en ningún punto se supere la tensión de plastificación de los materiales, se satisfaga el equilibrio estático y las condiciones de contorno, la estructura resistirá dicha carga sin llegar a la rotura. De este modo, la capacidad resistente obtenida con el método puntal tensor siempre es menor que la real, es decir la carga hallada es menor que la de colapso de la estructura, Adrija *et al.* (2017). Por ello algunos investigadores, en búsqueda de resultados más cercanos a la carga última han realizado modificaciones al MPT, entre ellos, Zhang y Tan (2007); Arabzadeh *et al.* (2009); Chetchotisak *et al.* (2014); Adrija *et al.* (2017); Chen *et al.* (2018).

Por otro lado, la aparición de los métodos computacionales, entre ellos el método de elementos finitos (MEF), y de software específicos de diseño, ha facilitado el cálculo, haciendo posible la determinación de los esfuerzos a los que se encuentra sometida una VGA; así como también la distribución de tensiones y deformaciones en dicho elemento.

En este trabajo se presentan los resultados de una campaña experimental tendiente a evaluar la efectividad del uso de HRFA en VGA en reemplazo de la armadura convencional de estribos, en términos de resistencia a corte, ductilidad y modos de falla. Se analizan dos fracciones de volúmenes de fibra, y la existencia o no de estribos horizontales y verticales. Todos los especímenes se ensayan a flexión en tres puntos. Se obtienen cargas máximas, y curvas carga-desplazamiento y se comparan los resultados experimentales con los valores de cargas últimas obtenidos de modelos teóricos. Además, lleva a cabo un análisis numérico usando un modelo no lineal de elementos finitos implementado en el software ABAQUS[®]. Los resultados se comparan con los datos experimentales demostrando que el análisis por elementos finitos es una herramienta efectiva y confiable para simular el comportamiento no lineal de VGA de HRFA.

2 | PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Generalidades

El programa experimental se llevó a cabo mediante ensayos a flexión de VGA, cargadas con una fuerza vertical centrada y diseñadas siguiendo los lineamientos del CIRSOC 201-05, Apéndice A, CIRSOC 201 (2005). Se elaboraron seis vigas y dos tipos de hormigón, hormigón simple y HRFA. Dos vigas se fabricaron con hormigón simple y

armadura de flexión, sin armadura de corte en un caso, y con armadura mínima de corte, en otro. Los restantes especímenes se elaboraron con HRFA, según dos fracciones de volumen de fibras, 0.31 % (25 kg/m³) y 0.64 % (50 kg/m³), y sin armadura de corte. En las Figuras 1 a y b, respectivamente, se pueden ver los detalles constructivos de un espécimen con armadura de corte y de otro con armadura de flexión solamente. Se adoptó un recubrimiento de 20 mm, valor mínimo requerido para este tipo de estructuras por el CIRSOC 201-05 (2005). En la Tabla 1 se presenta la descripción de los especímenes ensayados en cuanto a denominación, dimensiones, cuantías de armaduras longitudinal (r) y de estribos horizontales y verticales ($\bar{\delta}_h$ y $\bar{\delta}_v$) y fracción de volumen de fibras (V_f).

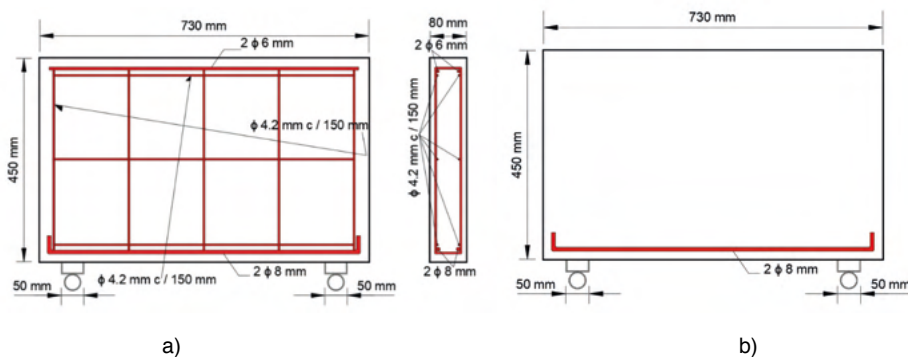


Figura 1 – Dimensiones geométricas y detalle de armaduras de los especímenes ensayados: a) Viga con armadura de corte; b) Viga sin armadura de corte

Viga	Ancho b (mm)	Altura h (mm)	d (mm)	r (%)	r_v (%)	r_h (%)	V_f (%)
V1	80	450	426	0.29	-	-	-
V2	80	450	426	0.29	0.29	0.17	-
V331	80	450	426	0.29	-	-	0.31
V464	80	450	426	0.29	-	-	0.64
V531	80	450	426	0.29	-	-	0.31
V664	80	450	426	0.29	-	-	0.64

Tabla 1 – Detalle de los especímenes ensayados con su denominación y características

2.2 Características y propiedades de los materiales

En la ejecución de las vigas se utilizaron dos tipos de hormigón, hormigón simple y HRFA, dosificados según el Método ICPA de Diseño Racional de Mezclas de Hormigón del Instituto del Cemento Portland Argentino (ICPA) en función de obtener una resistencia característica de rotura a compresión a los 28 días de 30 MPa. Se trabajó con agregados de la zona y cemento portland compuesto (CPC40). Para el HRFA se emplearon fibras de acero con extremo de gancho WIRAND®, denominadas FF1, de 50 mm de longitud y 1

mm de diámetro. Las fibras se agregaron en forma manual, gradual y directamente a la mezcladora. En la Tabla 2 se presentan las propiedades mecánicas (resistencia media f'_m y módulo elástico E) de los hormigones, la tensión de fluencia y la resistencia a tracción (f_y y f_t) del acero de refuerzo y de las fibras.

Materiales		f'_m (MPa)	E (GPa)	f_y (MPa)	f_t (MPa)
Hormigón	Sin fibras	33.25	27.10	-	
	Con fibras	35.60	28.04	-	
Acero		-	210	420	500
Fibras FF1		-	-	800	1100

Tabla 2 – Propiedades mecánicas de los materiales

2.3 Procedimiento de ensayo e instrumentación

Todos los ensayos realizados consistieron en la aplicación de cargas cuasi estáticas monótonas crecientes en el centro de la luz. Se adoptó una velocidad de carga de 1.5 mm/min. Se midieron cargas y desplazamientos en la dirección longitudinal y transversal. La carga fue aplicada usando una máquina de ensayos universal con sistema hidráulico con posibilidad de desarrollar una carga vertical nominal máxima de 1000 kN. Para la medición de los desplazamientos se utilizó un reloj comparador digital con una sensibilidad de 0.001mm. En la Figura 2 se muestra el esquema de ensayo e instrumentación utilizado. El instrumento de medición de los desplazamientos transversales fue retirado antes de alcanzar la carga máxima, como medida de precaución para evitar la posible rotura de este.

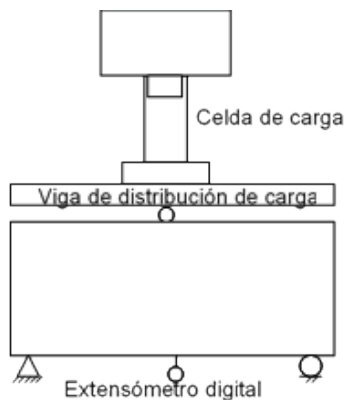


Figura 2 – Esquema de ensayo e instrumentación

3 I RESULTADOS EXPERIMENTALES

3.1 Cargas últimas y curvas carga- desplazamiento

En Tabla 3 se presentan los resultados obtenidos durante los ensayos, correspondientes a las seis vigas consideradas en este estudio. Se muestran cargas últimas, incremento de resistencia en comparación con el espécimen V1 (hormigón simple sin armadura de corte) y modos de falla.

Según se puede ver en la Tabla, la viga con armadura de corte y los especímenes de HRFA muestran un incremento significativo en resistencia, en comparación con la viga V1, de hormigón simple, con armadura de flexión solamente. Sin dudas, la viga V2 con armadura de corte mínima, registra el mayor incremento de carga, y como se observa en la Figura 3, la mayor ductilidad.

Viga	Pu (kN)	Incremento de resistencia (%)	Modos de falla
V1	124.40	-	Falla en apoyo
V2	222.20	78.6	Corte
V331	185.00	48.7	Corte
V464	208.50	67.6	Corte
V531	171.92	38.2	Aplastamiento del hormigón
V664	210.48	69.2	Corte

Tabla 3 – Resultados experimentales

En la Figura 3 se reproducen las curvas carga-desplazamiento axial y transversal ($P-\delta_l$; $P-\delta_t$) de las vigas de hormigón simple, con y sin armadura de corte, y de las vigas de HRFA. Los especímenes de HRFA y 0.64 % de fracción de volumen de fibras, alcanzaron un valor de carga última similar (210.48 kN y 208.50 kN) y muy cercano a V2 (222.20 kN). En las VGA de HRFA con una fracción de volumen de fibras de 0.31 %, los valores de carga última fueron menores comparados con los obtenidos por la viga V2 y los especímenes de HRFA y 0.64 % de V_f . Sin embargo, dichos valores resultaron un 48.7 % y un 38 % mayores que la resistencia máxima de la viga V1. El incremento de la fracción de volumen de fibras se reflejó en un aumento de la resistencia al corte. Sin embargo, se debe tener en cuenta que un volumen alto de fibras (mayor a 1.5 %, según Adam *et al.* (2016)) puede afectar la trabajabilidad de la mezcla.

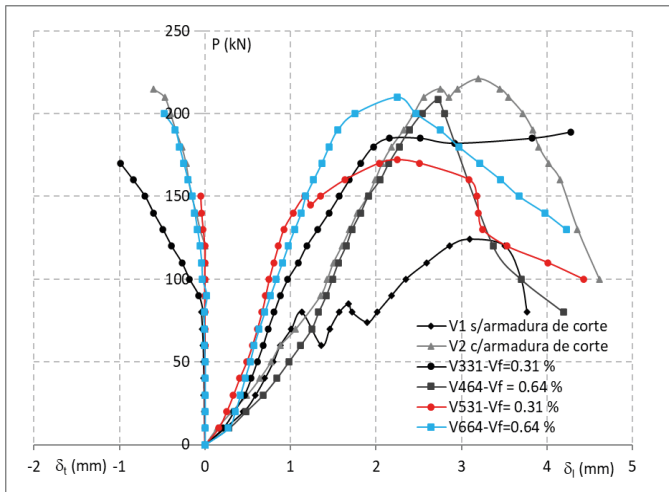


Figura 3 – Curvas carga-desplazamiento axial y transversal (P - δ_l y P - δ_t)

La capacidad de deformación de las VGA de HRFA fue menor que la registrada por la viga con armadura de estribos (V2), mientras que la rigidez, en la mayoría de los casos resultó mayor. La incorporación de fibras de acero mejoró el comportamiento en resistencia de las vigas sin armadura de estribos verticales y horizontales, pero no logró reemplazar dichos estribos.

3.2 Modos de falla

En las Figuras 4 a) se muestra el modo de falla de la viga V2 con armadura de corte mínima. Con el incremento de la carga, la fisura diagonal se extiende hacia los puntos apoyo y de carga, se aumenta el espesor de las fisuras existentes y en la etapa final que conduce a la falla por corte, se produce la rotura del hormigón situado por encima de la fisura crítica de corte. En el caso de la viga V1, de hormigón simple y sin armadura de corte, se produjo la rotura en uno de los apoyos debido al anclaje deficiente de la armadura longitudinal. En la Figura 4 b) se observa la falla por corte, si rotura del hormigón, del espécimen V664.



a)



b)

Figura 4 – Modos de falla de las VGA: a) Viga V2 sin fibras, con estribos; b) Viga de HRFA, V664.

4 | ANÁLISIS TEÓRICO

En la Tabla 4 se comparan los valores experimentales de carga última P_u de las VGA de hormigón simple y hormigón armado, con los obtenidos a partir del método puntal tensor que recomienda para el cálculo el CIRSOC 201-05 (2005) y también con modelos teóricos propuestos por otros autores, Arabzadeh *et al.* (2009) y Matamoros y Wang (2003) que surgen de modificaciones realizadas al modelo puntal tensor original. Para las VGA de HRFA se utilizan los mismos modelos. Sin embargo, ninguno de los modelos presentados contempla la presencia de las fibras de acero en sus formulaciones.

Viga	$P_{u \text{ exp.}} \text{ (kN)}$	$P_{u \text{ MPT}} \text{ (kN)}$ (CIRSOC 201-05)	$P_u \text{ (kN)}$ (Arabzadeh <i>et al.</i>)	$P_u \text{ (kN)}$ (Matamoros y Wong)
V1	124.40	88	108,30	160
V2	222.20	88	108.50	205
V331-V531	185.00-171.92	88	113	216
V464-V664	208.50-210.48	88	113	216

Tabla 4 – Comparación de resultados experimentales y teóricos.

Se puede ver en la Tabla, que tanto el MPT, como el de Arabzadeh *et al.* (2009) dan resultados conservadores. El modelo de Matamoros y Wong tiene una mejor correlación con el valor experimental de la VGA V2 (con estribos) pero sobrestima el de la VGA V1 sin armadura de corte y los resultados correspondientes a los especímenes de HRFA.

5 | SIMULACIÓN NUMÉRICA

Con el objetivo de predecir numéricamente la capacidad resistente de las VGA de hormigón y HRFA correspondientes a la campaña experimental descrita en apartados anteriores, se simuló el ensayo a flexión en 3 (tres) puntos mediante un modelo tridimensional.

Dicho modelo fue implementado en un software de análisis por elementos finitos ABAQUS[®]. Para representar el comportamiento del hormigón simple se adoptó el modelo “Concrete Damaged Plasticity”(CDP), Abaqus Analysis User’s Guide (2017). El CDP supone que los principales mecanismos de falla del hormigón son fisuración por tracción y aplastamiento por compresión. Así, el modelo considera diferentes comportamientos bajo estas dos sollicitaciones.

Para el HRFA, se adoptaron curvas tensión-deformación que permitieron definir su comportamiento a compresión y a tracción. Con respecto al comportamiento a compresión se utilizó un modelo desarrollado por Barros y Figueras (1999). Para el aporte de las fibras a la resistencia tracción se tuvieron en cuenta el modelo de Voo y Foster (2003) y Gouveia *et al.* (2014). En base a esas formulaciones y los datos obtenidos experimentalmente, se obtuvieron curvas tensión deformación a tracción utilizadas en el modelo CDP para HRFA.

Para los refuerzos de acero, se adoptó el modelo de material de tensión-deformación elástico-perfectamente plástico.

5.1 Modelo de elementos finitos del ensayo a flexión VGA.

El elemento estructural se consideró simplemente apoyado y con una carga puntual en la cara superior, en el centro de la luz entre los apoyos. Para modelar el hormigón se utilizaron elementos sólidos 3D de 8 nodos de integración reducida denominado C3D8R. Para el caso de las barras de acero de refuerzo se utilizaron elementos lineales de dos nodos “2-node linear 3-D truss” (T3D2). En la Tabla 5 se muestra un esquema de la malla de elementos finitos utilizada y las condiciones de contorno.

En la Tabla 5 se muestran los valores de carga última obtenidos para los distintos especímenes simulados, juntamente con los valores experimentales promedio y el error relativo a los efectos de la validación del modelo. Se observa que los resultados numéricos aproximan razonablemente los valores de P_u obtenidos experimentalmente.

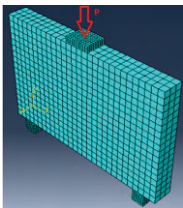
Viga	Pu exp. (kN)	Pu Numérico (kN)	Error relativo (%)	Malla de EF
V1	124	151.1	21.85	
V2	222	214.4	3.50	
V331-1 Y V531-2	178.46	198	11.00	
V464-1 Y V664-2	209.49	212.7	1.53	

Tabla 5 – Valores de carga última experimentales y numéricos.

6 | CONCLUSIONES

Si bien es necesario un mayor número de ensayos, de acuerdo con los resultados experimentales, teóricos y numéricos obtenidos en este estudio se pueden enunciar las siguientes conclusiones:

Las VGA de HRFA tuvieron un comportamiento muy satisfactorio en cuanto a resistencia y ductilidad, en comparación con la viga de hormigón simple sin armadura de corte.

Con el aumento del volumen de fibras, se incrementó la capacidad resistente de las VGA, obteniéndose valores cercanos al alcanzado por el espécimen con armadura de estribos y sin fibras. Sin embargo, y dado que el número de ensayos realizados hasta el momento es pequeño, no se puede pensar aún en un reemplazo parcial y/o total de la armadura tradicional de corte, por HRFA.

Todas las vigas de HRFA tuvieron un tipo de falla dúctil, conservando el monolitismo luego de la falla.

La comparación de los valores de carga última obtenidos experimentalmente con las predicciones resultantes de la aplicación de modelos teóricos, MPT y modificaciones a dicho método, muestra que dichos modelos, en general, dan resultados conservadores y no contemplan el aporte de las fibras de acero.

El análisis de elementos finitos no lineal pudo predecir razonablemente el valor de carga última de todas las VGA de HRFA, con diferencias de entre el 1.53 % y el 22 %.

Se debe destacar que actualmente se está estudiando un modelo no homogéneo que considera por separado el hormigón y las fibras. Además, y para validar dicho modelo, se está llevando a cabo una campaña experimental donde se estudian otros volúmenes de fibras de acero y la combinación con fibras plásticas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores del trabajo agradecen a la Universidad Tecnológica Nacional, FRCU, por el apoyo económico brindado para la realización de la campaña experimental y al jefe de laboratorio de Ingeniería Civil de la FRCU, Ingeniero Ricardo Gómez, por su valiosa asistencia y colaboración en la realización de los ensayos.

REFERENCIAS

Abaqus Analysis User's Guide. Volume 3: Materials. (2017). Dassault Systems Simulia Corporation.

ACI 318S-14 (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.

ACI 544.1R (1996-2002). Report on Fiber Reinforced Concrete.

- Adrija, D., Geevar, I., Menon, D., Prasad, A. (2017) **Assessment of strut-and-tie methods to estimate ultimate strength of RC deep beams**. Proceedings of Int. Multiconference of Eng. and Comp. Scientists, IMECS 2017, Vol II.
- Ahmad, S., Shah, A., Zaman, M., Salimullah, K. (2011). **Design and evaluation of the shear strength of deep beams by strut and tie model (STM)**. IJST, *Transactions of Civil and Environmental Engineering*, 35, 1-13.
- Arabzadeh, A., Rahaie, A., Aghayari, R. (2009). **A Simple Strut-and-Tie Model for Prediction of Ultimate Shear Strength of RC Deep Beams**. *International Journal of Civil Engineering*, 7(3), 141-153.
- Beshara, F., Mahmoud, A., El-Barbary, A. (2015). **Experimental Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Deep Beams**. ERJ- Faculty of Engineering at Shoubra, 104-115.
- Chen, H., Yi, W., Hwang, H. (2018). **Cracking strut-and-tie model for shear strength evaluation of reinforced concrete deep beams**. *Engineering Structures*, 163, 396–408.
- Chetchotisak, P., Teerawong, J., Chetchotsak, D., Yindeesuk, S. (2014). **Efficiency Factors for Reinforced Concrete Deep Beams: Part 1– Improved models**. *Advanced Materials Research*, 931-932, 506-513.
- CIRSOC 201-2005. (2005) Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón.
- Gouveia N., Fernandes N., Faria D., Ramos A., Lúcio V. (2014). **SFRC flat slabs punching behaviour – experimental research**. *Composites: Part B*, 63, 161–171.
- Matamoros, A. y Wong, K. (2003). **Design of Simply Supported Deep Beams Using Strut-and-Tie Models**. *ACI Structural Journal*, 100 (6), 704-712.
- Moradi, M. y Reza Esfahani, M. (2017). **Application of the strut-and-tie method for steel fiber reinforced concrete deep beams**. *Construction and Building Materials*, 131, 423–437.
- Naik, U. y Kute, S. (2017). **Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement for Deep Beams in Shear: an experimental study**. *International Journal of Engineering Science and Computing*, 7, 13748-13750.
- Orler, R. y Donini, H. (2008). **Diseño básico de hormigón estructural**. Editorial Científica Universitaria.
- Pabale A. y Mehetre A.J. (2015). **Evaluation of Effectiveness of SFRC Deep Beams in Shear**. *International Journal of Research Studies in Science, Engineering and Technology*, 2, 120-124.
- Ruano, G. (2013). **Refuerzo de elementos estructurales de hormigón con hormigón reforzado con fibras**. Tesis Doctoral. Instituto de Estructuras “Ing. Guzman”, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina.
- Shah, A. y Ribakov, Y. (2011). **Recent trends in steel fibered high-strength concrete**. *Materials and Design*, 32, 4122-4151.

Voo, J. y Fooster, S. (2003). **Variable engagement model for fibre-reinforced concrete in tension.** School of Civil & Environmental Engineering.

Zhang, N. y Tan, K. (2007). **Direct strut-and-tie model for single span and continuous deep beams.** *Engineering Structures*, 29, 2987–3001.

GESTÃO E OPERAÇÃO DE SISTEMAS DE AR CONDICIONADO: UMA NOVA ABORDAGEM USANDO MODELAGEM 6D

Data de aceite: 01/10/2021

João Bosco Pinheiro Dantas Filho

Mestre em Engenharia Civil, IFCE

Guilherme Bruno de Souza Ribeiro

Graduando em Engenharia Civil, IFCE

Pedro Holanda

Graduando em Engenharia Civil, IFCE

Bruna Vital Roque

Graduanda em Engenharia Civil, IFCE

Rodrigo G. Ribeiro

Graduando em Engenharia Mecatrônica, IFCE

Artur de Almeida Evangelista

Engenheiro Eletricista, IFCE

O presente artigo é originado de uma pesquisa de iniciação científica desenvolvida no Programa de Estudante Voluntário em Pesquisa e Inovação (PEVPI) da Pró-Reitoria de Pesquisa, Pós-Graduação e Inovação (PRPI) do IFCE.

RESUMO: Onde estão e como são as máquinas de ar condicionado existentes numa instituição de ensino superior de 30.000 m²? Quais são suas expectativas de substituição e como é gerenciada a sua manutenção? Neste contexto, verifica-se uma grande complexidade na gestão de informações para a qual o BIM pode melhorar o gerenciamento. O objetivo geral deste trabalho é propor uma nova abordagem

para gestão de máquinas de ar condicionado na fase de operação da construção utilizando a modelagem 6D de informações baseadas em objetos BIM. Trata-se de um estudo de caso participante e exploratório. Inicialmente se realizaram entrevistas com especialistas em engenharia elétrica, eficiência energética, mecânica industrial e máquinas térmicas para identificar as informações necessárias para modelagem e possibilitar aplicações. Em seguida, foi desenhado o protocolo do estudo de caso com três etapas: criação de parâmetros compartilhados de componentes BIM, coleta de dados e modelagem de informações. A partir da identificação das informações, foram criados parâmetros de componentes BIM que iriam receber as informações coletadas. Em seguida, iniciou-se o trabalho de coleta de dados, seja em campo no local da instalação das máquinas térmicas, na intranet do sistema do patrimônio ou na internet em catálogos de fornecedor. A medida que os dados eram coletados, era também realizada a modelagem das informações de máquinas térmicas. Os resultados demonstram os desafios de coletar, de forma completa, as informações de máquinas térmicas e de se trabalhar de forma sincronizada. Como contribuição, apresenta-se o conjunto de informações de máquinas térmicas e o conjunto de parâmetros compartilhados para permitir as aplicações de gestão e eficiência energética.

PALAVRAS - CHAVE: BIM, Modelagem 6D, Máquinas de ar condicionado, Gestão de operações.

ABSTRACT: Where are and what are air conditioning machines in a 30,000 m² higher education institution like? What are their replacement expectations and how is their maintenance managed? In this context, managing information is very complex so that a BIM can improve management. The aim of this work is an information modeling of thermal machines based on BIM objects. It is a participatory and exploratory case study. Initially, interviews were conducted with specialists in electrical engineering, energy efficiency, industrial mechanics and thermal machines to identify information for modeling and to enable applications. Next, the protocol of the case study was conceived with three steps: creation of shared parameters of BIM components, data collection and information model. From the identification of the information were created BIM components that would receive the collected information. Then, the data collection work was started in the field without the installation of the thermal machines, in the intranet of the patrimony system and in the internet in catalogs of suppliers. As data were collected, a modeling of thermal machine information was also performed. The results demonstrate the challenges of fully collecting thermal machine information and working synchronously. As a contribution, we present the information set of thermal machines and the set of shared resources to allow the applications of management and energy efficiency.

KEYWORDS: BIM, 6D Modeling, Air conditioning machines, Operations management.

1 | INTRODUÇÃO

Segundo Otts, Roper e Payant (2009), a divisão de operação e manutenção de uma organização pública é responsável por uma ampla gama de funções e programas, dos quais são mencionados neste artigo: programas de energia, reparo e manutenção, ar condicionados e controles, manutenção preventiva, entre outros. Neste contexto, verifica-se uma grande complexidade na gestão de informações para a qual o BIM pode melhorar o gerenciamento. Mas os benefícios do BIM são condicionados a: saber quais informações são necessárias; executar um trabalho de coleta de dados em campo; e realizar um esforço de modelagem BIM. Observa-se que um dos desafios da gestão de operações é que as informações não estão disponíveis para realização de aplicações e verifica-se a importância da modelagem baseada em objetos.

O objetivo geral deste trabalho é propor uma nova abordagem para gestão de máquinas de ar condicionado na fase de operação da construção, utilizando a modelagem de informações baseadas em objetos BIM. Os objetivos secundários são a identificação das informações necessárias para viabilizar aplicações na gestão da edificação, o levantamento de informações de máquinas de ar condicionado existentes, a modelagem 6D das informações levantadas e geração de resultados de aplicações visando contribuir com o processo de gestão de operação e manutenção.

2 | FUNDAMENTAÇÃO

2.1 BIM no Gerenciamento de instalações

Gerenciamento de instalações, originalmente em inglês *Facility management* e comumente abreviado como FM, é uma profissão que abrange várias disciplinas para garantir a funcionalidade do ambiente construído, integrando pessoas, lugares, processos e tecnologia (IFMA, 2017). A integração BIM e FM pode ser classificada como modelagem 6D, definida como a adição de informações suplementares a modelos tridimensionais para fins de análise e simulação (PÄRN; EDWARDS; SING, 2017). O estágio atual do conhecimento acadêmico de BIM no Gerenciamento de instalações está voltado às fases Inicial e de Gestão da incorporação, demandando uma transição para a proposição e validação de inovações (MOTA; RUSCHEL, 2016). Os estudos de caso de iniciativas baseadas na prática de uma integração BIM-FM são escassos ou fornecem uma visão rudimentar sobre as oportunidades disponíveis para a equipe de gerenciamento de instalações (PÄRN; EDWARDS, 2017). A utilização eficiente e a integração de dados FM complexos no BIM levantam desafios significativos (PÄRN; EDWARDS; SING, 2017). Para permitir funcionalidades de manutenção, são necessárias as informações detalhadas que exigem altos esforços do usuário e alto LoD¹, no caso equipamentos de ar condicionado, são necessários datas de instalação, caminhos de dutos e materiais (VOLK; STENGEL; SCHULTMANN, 2014).

2.2 Gestão de operação e manutenção de sistemas de ar condicionado

A substituição de sistemas de ar condicionado é considerada, entre outras, uma medida de conservação de energia, por ser um tipo de modificação que aumenta a eficiência energética (EDUCATION FACILITIES DATA TASK FORCE, 2003). A modernização de um sistema de ar condicionado eleva a eficiência e reduz os requisitos de energia, e são exemplos de ações para melhoria da substituição de componentes desatualizados e redimensionamento das máquinas para os requisitos atuais (BEST; LANGSTON; VALENCE, 2003). A determinação a que são submetidos os equipamentos elétricos, seja pelo próprio uso, por negligência ou obsolescência, propicia que seu desempenho fique comprometido durante a vida útil. Para evitar tais deficiências, é necessária a implantação de um programa de manutenção elétrica (COPEL, 2005).

3 | MÉTODO

A metodologia aplicada nesse trabalho foi inspirada no trabalho de Kassem *et al.* (2015), com o propósito de investigar os valores e desafios de BIM em gestão e operação de edifícios. Neste intuito, realizou-se um recorte temático a fim de se explorar os ativos

¹ Progressão de detalhamento de um componente do nível mais baixo de aproximação (representação conceitual) ao nível mais alto de representação (como construído) (LEITE *et al.*, 2011).

existentes, com foco nas máquinas de ar condicionado. A pesquisa-ação participativa foi a estratégia de pesquisa adotada e essa escolha foi inspirada na pesquisa realizada por Pärn e Edwards (2017). Neste trabalho, houve estreita relação com a resolução de um problema no qual pesquisadores e pesquisados estavam envolvidos de modo participativo, conforme defendido por Gil (2008). A Figura 1 apresenta a sequência das fases adotadas na pesquisa.

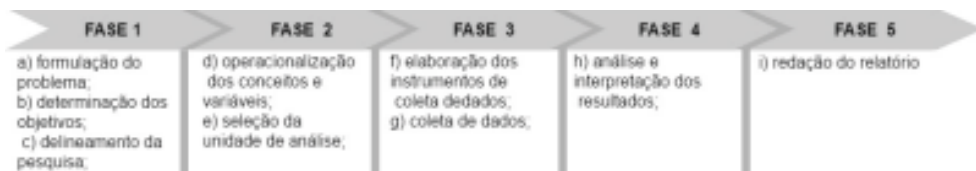


Figura 1 – Delineamento da pesquisa

Fonte: Elaborado pelos autores e adaptado de Gil (2008).

O conjunto de edifícios educacionais de múltiplos pavimentos que formam o campus de uma Instituição De Ensino Superior (IES) forneceram a base para o desenvolvimento desta pesquisa. Os pesquisadores contaram com a colaboração direta da equipe de Coordenadoria de Manutenção de Máquinas Térmicas, responsáveis pela gestão e manutenção do sistema de ar condicionado, bem como com a equipe de Assessoria Técnica de Arquitetura, Engenharia e Construção, para coletar informações técnicas e de projeto, e com a equipe da Coordenadoria de Patrimônio, a fim de se obter informações de controle patrimonial dos ativos objetos do estudo de caso.

A coleta de dados foi realizada por meio de visita *in loco* a cada máquina de ar condicionado em funcionamento na IES. Durante essa tarefa, foram coletados o número de patrimônio, a localização em planta, o modelo e a marca. Na medida que informações de campo eram coletadas, elas foram inseridas em componente 3D de famílias de equipamentos mecânicos em arquivo do Autodesk Revit que possuía o modelo de arquitetura vinculado contendo todos os ambientes e pavimentos. E para cada modelo identificado em campo, foi criado um tipo de ar condicionado na família de equipamentos mecânicos. No modelo BIM, criaram-se parâmetros específicos para o preenchimento das informações coletadas. Isto se deu de forma contínua a coleta de dados, e novos parâmetros eram criados em função de novas informações coletadas em cada interface da administração.

Nas tabelas da Etiqueta Nacional de Conservação de Energia de Condicionadores de ar elaboradas pelo INMETRO (2017), foram obtidas informações vinculadas a cada modelo e marca. Para que os dados sejam caracterizados de forma analítica, é preciso que informações cruciais sejam coletadas, dentre elas, a potência (BTU) e a eficiência do equipamento, que é fornecida pelo fabricante (ZACCHI *et al.*, 2008).

Entrevistas foram realizadas com funcionários administrativos da IES, vinculados

à gestão da instalação. A entrevista realizada na Coordenadoria de Patrimônio objetivava fornecer entendimento de como funciona o controle patrimonial dos ativos. A partir daí, foi possível efetuar uma análise documental do Banco de Dados do Patrimônio mantido na plataforma Microsoft Office Access 2007. Essa análise usou o número do patrimônio coletado em campo para se obter informações adicionais, e em especial, a data do termo de transferência, que representa o início da operação da máquina.

A entrevista realizada na Coordenadoria de Manutenção de Máquinas Térmicas objetivava esclarecer como funciona o planejamento para realização de inspeção preventiva e como são mantidas as informações de cada máquina. E com essa compreensão foi possível realizar aplicações de gestão e operação com o modelo BIM de informações de máquinas de ar condicionado. A entrevista realizada com o engenheiro eletricista da Assessoria Técnica de Arquitetura, Engenharia e Construção visava entender como realizar gestão de eficiência energética a partir das informações das máquinas de ar condicionado. Esta entrevista contribuiu para o estabelecimento de informações a serem coletadas e modeladas.

4 | RESULTADOS

Após análise dos dados da Coordenadoria de Manutenção de Máquinas Térmicas sobre as máquinas de ar condicionado, verificou-se que as informações disponíveis não eram suficientes para a realização de aplicações de gestão de energia. Conforme apresentado no Quadro 1, o conjunto de informações de máquinas de ar condicionado não continha modelo, impossibilitando consultar os modelos contemplados com o Selo Procel de Economia de Energia. Como o foco daquela coordenadoria era na manutenção das máquinas, basicamente foram coletadas as informações de localização (local e Bloco), patrimônio e poucas informações de tipo (marca, capacidade e tensão). Além disso, foi relatado que o nome de alguns locais mudou e, por isso, o nome do local relacionado a algumas máquinas poderia não condizer com a realidade.

Item	Local	Bloco	Patrimônio	Marca	Capacidade (BTU's)	Tensão
1	LMO 01	III	197.776	Panasonic	9000	220V
2		III	Não Possui	Fujitsu	23000	220V
3	LMO 02	III	197.808	Fujitsu	27000	220V
4	Coordenadoria 2	III	197.958	Panasonic	9000	220V

Quadro 1 – Exemplo de como são mantidas informações de condicionadores de ar

Fonte: Elaborado pela equipe de Manutenção de Máquinas Térmicas da IES

Esse diagnóstico validou o método adotado para coleta de dados em cada máquina de ar condicionado operante na IES, para se obter informações de número do patrimônio, marca, modelo e localização. Observou-se que a modelagem da informação de localização no modelo BIM era independente do nome do ambiente, pois a máquina era virtualmente situada no local correspondente à localização real.

O Quadro 2 apresenta os parâmetros compartilhados pelos componentes mecânicos criados para receber as informações da modelagem 6D. As informações classificadas como parâmetros de tipo foram obtidas na Etiqueta Nacional de Conservação de Energia (INMETRO, 2017). Para reduzir o esforço de modelagem 6D, optou-se pela criação de parâmetros que usassem fórmulas para serem calculados automaticamente em função de parâmetros de entrada, assim chamados aqueles que foram obtidos e digitados manualmente.

Informação	Parâmetros de Tipo	Parâmetros de Instância
Entrada	Marca/modelo; Corrente (A); Potência Elétrica Consumida (W); Vida útil ² ; Capacidade de Refrigeração Nominal (W); Tensão (V);	Número de Patrimônio; Se consta no banco de dados; Data termo resp.; Pavimento; Localização; Bloco
Fórmula (fx)	Potência Aparente (VA); Fator de Potência; Potência Reativa; Eficiência energética (W/W); Selo PROCEL.	Previsão de Substituição;

Quadro 2 – Parâmetros compartilhados modelados

Fonte: Elaborado pelos autores

No Quadro 3, apresentam-se as fórmulas criadas na modelagem 6D que seguem a linguagem própria do Autodesk Revit, elaboradas com referência em fórum online especializado (KLAUS MUNKHOLM *et al.*, 2012) e com referência também à equação obtida na revisão bibliográfica.

² A Expectativa de Vida do Equipamento adotada para janelheiros foi de 10 anos e para Split 15 anos (ASHRAE, 2013).

Nº	Descrição	Função no Revit f(x)	Referência
1	Potência Aparente	[Tensão (V)] * [Corrente (A)]	(ABNT, 2004, p. 5)
2	Fator de Potência	[Potência Elétrica Consumida (W)] / [Potência Aparente (VA)]	(MAMEDE FILHO, 2000, p. 138)
3	Potência Reativa	$(([\text{Potência Aparente (VA)}]^2) - ([\text{Potência Elétrica Consumida (W)}]^2))^{0,5}$	(CREDER, 1990)
4	Eficiência Energética	[Capacidade de Refrigeração Nominal (W)] / [Potência Elétrica Consumida (W)]	(ZACCHI <i>et al.</i> , 2008)
5	Previsão de Substituição	Data termo resp. + Vida útil	(ASHRAE, 2013).
6	Selo PROCEL	if([Eficiência energética (W/W)] > 3,23, "A", if(and([Eficiência energética (W/W)] > 3,02, [Eficiência energética (W/W)] < 3,23), "B", if(and([Eficiência energética (W/W)] > 2,81, [Eficiência energética (W/W)] < 3,02), "C", "D"))	(INMETRO, 2017).

Quadro 3 – Fórmulas no Autodesk Revit

Fonte: Elaborado pelos autores

A realização do estudo de caso evidenciou desafios da aplicação do BIM na gestão de instalações. Foram identificados problemas na coleta de dados das máquinas de ar condicionado, sendo isto comprovado pelo fato de algumas máquinas não conterem identificação do modelo ou do número de patrimônio. A Figura 2a apresenta a relação entre as máquinas que continham modelo e aquelas que não forneciam informação. Observa-se, na Figura 2b, que quase metade das máquinas não continham o número de patrimônio, isto não quer dizer que estavam fora do controle patrimonial, mas que não havia a placa de identificação de número de tombo nem o mesmo estava escrito na máquina. As entrevistas realizadas com as coordenadorias de patrimônio e de manutenção mostraram que esses problemas de ausência de informação nas máquinas ocorrem em função da limpeza, que causam o apagamento do número do patrimônio.

A partir das informações de marcas e modelos e utilizando os parâmetros do Quadro 3, foram possíveis determinar o Selo Procel e gerar um diagnóstico dos índices de eficiência das máquinas de ar condicionado sintetizado pela Figura 2c. Do modelo BIM obteve-se a quantidade de máquinas agrupadas em função da classe de conservação de energia (A, B, C e D). Observa-se que pouco mais da metade das máquinas com informação são da classe A, e verifica-se que a gestão de eficiência energética pode considerar o quantitativo de máquinas de classe B, C e D como objeto de substituição para se obter melhorias na eficiência energética do sistema de ar condicionado.

Por meio das informações do início da operação de cada máquina obtidas no banco de dados de patrimônio e adotando a expectativa de vida dos equipamentos, conforme a ASHRAE (2013), foi calculada a expectativa de vida das máquinas (Figura 2d).

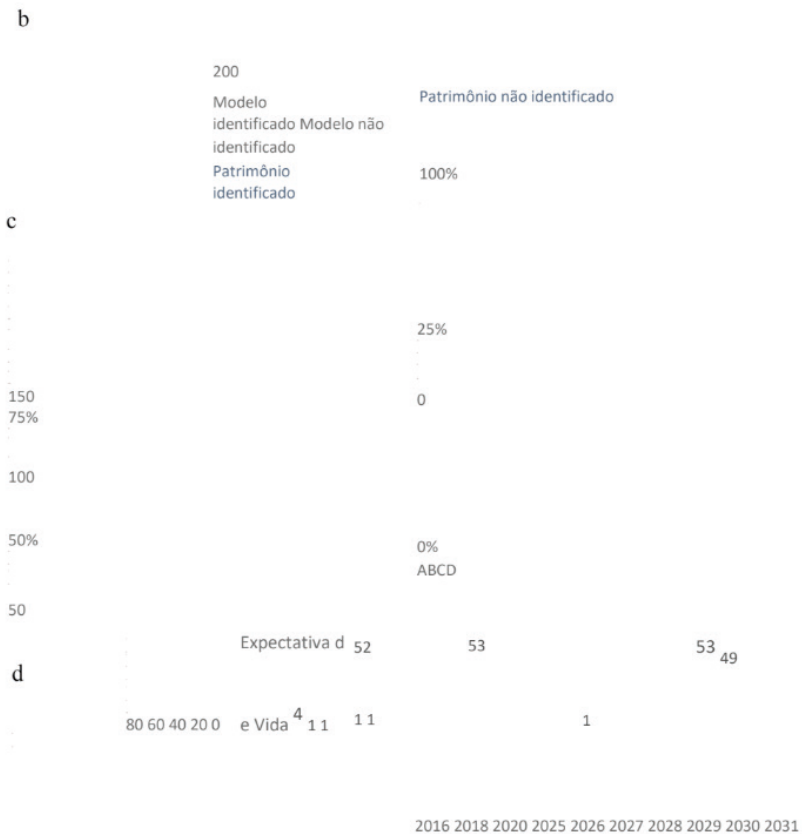


Figura 2 – Caracterização de máquinas de ar condicionado levantadas a b

Fonte: Elaborado pelos autores.

A partir das informações da Coordenação de Manutenção de Máquinas Térmicas, responsável pela fiscalização do contrato de manutenção das máquinas de ar condicionado, obteve-se a periodicidade de inspeção preventiva como sendo a cada 3 meses. A partir dessa informação e do parâmetro de localização das máquinas no modelo BIM, foi elaborado um planejamento de longo prazo. Este considerou a criação de lotes de inspeção preventiva, agrupando as máquinas térmicas em função dos seus respectivos edifícios (blocos), de tal forma que o esforço de inspeção feito a cada mês fosse equilibrado, conforme exposto na Figura 3.

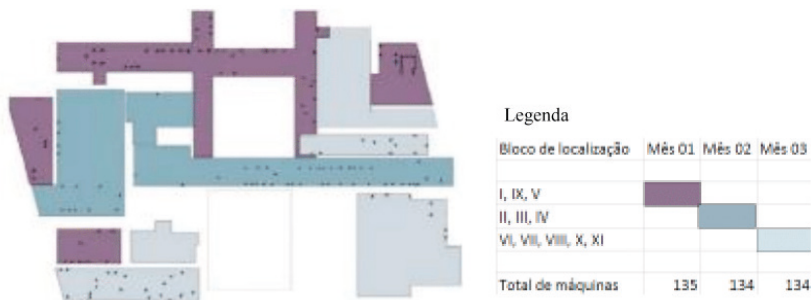


Figura 3 – Planejamento de manutenção de máquinas de ar condicionado

Fonte: Elaborado pelos autores

5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Segundo Kassem *et al.* (2015), faltam estudos de caso do mundo real de aplicações BIM em Gerenciamento de instalações. Dessa forma, este estudo de caso real de modelagem de informações de sistemas de ar condicionado de um conjunto de edifícios com área construída de 30.000m² (trinta mil metros quadrados) é apresentado de forma a fornecer evidência empírica de valores e desafios da modelagem 6D.

Os achados da pesquisa evidenciam valores e desafios na aplicação da modelagem 6D, ampliando a compreensão sobre o tema, destacando as melhorias dos atuais processos de transferência de informação, da acessibilidade de dados e localização através de modelos e da capacidade de registrar informações que podem ser extraídas do modelo. Os resultados aqui apresentados contribuem para o desenvolvimento de metodologias de modelagem 6D que articulem requisitos do cliente, especialmente com o foco na gestão de sistemas de ar condicionado. Complementarmente, a descoberta de problemas na coleta de informações em campo, por causa de máquinas com número de patrimônio, marca ou modelo, inexistente, ilegível e/ou fora do sistema de registro, comprova a necessidade de controle, supervisão e revisão das máquinas com informações deficientes.

Trabalhos futuros poderão realizar o levantamento do comportamento da utilização das máquinas para cruzar com as informações coletadas e gerar novos resultados, como o consumo energético anual. Com essas informações de utilização, novos usos e aplicações do modelo BIM são viabilizados e contribuem para a tomada de decisão com o foco em gestão de eficiência energética baseada em modelagem 6D.

REFERÊNCIAS

ABNT, A. N. 5410: 2004-Instalações elétricas de baixa tensão Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 2004. .

ASHRAE. **ASHRAE Equipment Life Expectancy chart**. Disponível em: <<https://goo.gl/FJOXQK>>. Acesso em: 10 fev. 2017.

BEST, R.; LANGSTON, C.; VALENCE, G. de. **Workplace strategies and facilities management**. 1. ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2003.

COPEL. **Manual de Eficiência Energética na Indústria** Curitiba Companhia Paranaense de Energia, , 2005. . Disponível em: <<https://goo.gl/rTEOi1>>. Acesso em: 10 maio. 2017.

COTTS, D. G.; ROPER, K. O.; PAYANT, R. P. **The facility management handbook**. 3. ed. New York: AMACOM Div American Mgmt Assn, 2009.

CREDER, H. **Instalações de ar condicionado**. 6a. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1990.

EDUCATION FACILITIES DATA TASK FORCE, E. **Facilities Information Management: A Guide for State and Local Education Agencies**. Washington, DC: NCES, 2003. .

GIL, A. C. **Métodos e técnicas de pesquisa social**. 6ª Edição ed. São Paulo: Atlas, 2008.

IFMA, I. F. M. A. **Definition of facility management**. Disponível em: <<https://goo.gl/kKDh6Y>>. Acesso em: 18 maio. 2017.

INMETRO. **Etiqueta Nacional de Conservação de Energia de Condicionadores de ar split piso-teto**. Disponível em: <<https://goo.gl/nl4Pci>>. Acesso em: 20 abr. 2017.

KASSEM, M. *et al.* BIM in facilities management applications: a case study of a large university complex. **Built Environment Project and Asset Management**, v. 5, n. 3, p. 261– 277, 2015. Disponível em: <<https://goo.gl/aNnJCG>>. Acesso em: 13 abr. 2016.

KLAUS MUNKHOLM *et al.* **Revit Formulas for “everyday” usage**. Disponível em: <<https://goo.gl/Q7bOFK>>. Acesso em: 4 abr. 2017.

LEITE, F. *et al.* Analysis of modeling effort and impact of different levels of detail in building information models. **Automation in Construction**, v. 20, n. 5, p. 601–609, 2011. Disponível em: <<https://goo.gl/LB7EZL>>. Acesso em: 15 jul. 2016.

MAMEDE FILHO, J. **Instalações elétricas industriais**. 8a. ed. Fortaleza: Grupo Gen-LTC, 2000.

MOTA, P. P.; RUSCHEL, R. C. Identificação Do Conhecimento Acadêmico De Bim Integrado Ao Gerenciamento De Facilities. *In: ENTAC, Anais...*2016. Disponível em: <<https://goo.gl/G0tKFo>>. Acesso em: 12 jan. 2017. p.4951–4962

PÄRN, E. A.; EDWARDS, D. J. Conceptualising the FinDD API plug-in: A study of BIM-FM integration. **Automation in Construction**, v. 80, n. March, p. 11–21, 2017. Disponível em: <<https://goo.gl/m9sTci>>. Acesso em: 15 fev. 2017.

PÄRN, E. A.; EDWARDS, D. J.; SING, M. C. P. The building information modelling trajectory in facilities management: A review. **Automation in Construction**, v. 75, n. December 2016, p. 45–55, 2017. Disponível em: <<https://goo.gl/ooh69i>>. Acesso em: 15 fev. 2017.

VOLK, R.; STENGEL, J.; SCHULTMANN, F. Building Information Modeling (BIM) for existing buildings - Literature review and future needs. **Automation in Construction**, v. 38, p. 109–127, 2014. Disponível em: <<https://goo.gl/zVF6W9>>. Acesso em: 20 dez. 2015.

ZACCHI, D. R. P. *et al.* **Manual técnico orientativo: eficiência energética e gestão da energia elétrica na indústria**. Florianópolis: CELESC DISTRIBUIÇÃO S.A., 2008.

CAPÍTULO 18

GRANULOMETRIA DOS AGREGADOS GRAÚDOS COMERCIALIZADOS NOS MUNICÍPIOS DA CHAPADA DO APODI/RN – ANÁLISE COMPARATIVA COM A NORMA NBR 7211/2009

Data de aceite: 01/10/2021

Renata Samyla Matias Nogueira

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Patu - RN

Clélio Rodrigo Paiva Rafael

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Mossoró - RN
<http://lattes.cnpq.br/7599206617387888>

Edna Lucia da Rocha Linhares

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Caraúbas - RN
<http://lattes.cnpq.br/8314085854302452>

Ronald Assis Fonseca

Faculdade Única de Ipatinga
Manhumirim - MG
<http://lattes.cnpq.br/2755794353136437>

Rokátia Lorrany Nogueira Marinho

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Apodi - RN
<http://lattes.cnpq.br/3544684211746010>

Ligia Raquel Rodrigues Santos

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Francisco Santos – PI
<http://lattes.cnpq.br/5772990082851377>

Jaiana de Araújo Pinheiro

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Caraúbas - RN

Carlos Eduardo Carvalho Oliveira

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Baraúna -RN
<http://lattes.cnpq.br/1025060981677956>

Edyelly Cristtian Galdino Fernandes

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Serrinha dos Pintos /RN

Francisco Felinto de Lima Neto

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Natal - RN
<http://lattes.cnpq.br/4777764277624255>

Luzianne Galvão Pimenta

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Campo Grande / RN
<http://lattes.cnpq.br/8462552356734792>

Géssica de Moura Ribeiro

Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Cidade: Patos-PB

RESUMO: Este trabalho objetiva comparar a granulometria dos agregados graúdos comercializados, com a norma NBR 7211/2009 na Chapada do Apodi-RN. As análises granulométricas dos tipos das britas e cascalhos foram realizadas em peneiras padronizadas da série Tyler, constatou-se que as britas disponibilizadas no comércio são diferentes do que é informado na comercialização. O resultado das análises é preocupante, por interferir diretamente na qualidade das construções civis na região.

PALAVRAS - CHAVE: Agregados da construção civil, Granítica, Calcária.

ABSTRACT: This work aims to compare the granulometry of the commercialized coarse aggregates, with the NBR 7211/2009 standard in

Chapada do Apodi-RN. The granulometric analyzes of the types of gravel and gravel were carried out in standardized sieves of the Tyler series, it was found that the gravel available in the market is different from what is reported in the commercialization. The result of the analyzes is worrying, as it directly interferes with the quality of civil constructions in the region.

KEYWORDS: Aggregates of civil construction, Granitic, Limestone

1 | INTRODUÇÃO

A microrregião da Chapada do Apodi no estado do Rio Grande do Norte se destaca pelo potencial de recursos minerais. Contudo, há uma dificuldade no território para a padronização dos agregados da construção civil comercializada e as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 2009), principalmente para os agregados graúdos (brita e cascalho). De acordo com a NBR 7211/2009 – Agregados para concreto – Especificação, os agregados devem ser compostos por grãos de minerais duros, compactos, estáveis, duráveis e limpos, e não devem conter substâncias de natureza e em quantidade que possam afetar a hidratação e o endurecimento do cimento, a proteção da armadura contra a corrosão, a durabilidade ou, quando for requerido, o aspecto visual externo do concreto.

De forma geral, o uso do agregado graúdo (brita) proporciona uma maior resistência ao concreto e um maior enchimento da massa. É importante o uso conjunto de agregados em diferentes granulometrias, de forma que os menores encham os espaços vazios dos maiores.

Diante da importância desse tipo de agregado, tem-se como objetivo comparar a granulometria dos agregados graúdos comercializados na Chapada do Apodi-RN com a norma NBR 7211/2009.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo foi realizado em municípios da microrregião da Chapada do Apodi, situada na mesorregião do Oeste Potiguar no estado do Rio Grande do Norte-RN, que tem uma superfície de 4.095,443 km², constituído por quatro municípios, sendo eles Caraúbas, Apodi, Governador Dix-Sept Rosado e Felipe Guerra.

As coletas foram feitas de acordo com a disponibilidade dos comércios dos quatro municípios em estudo e as análises foram feitas no laboratório de Solos na Universidade Federal Rural do Semi-árido. Com o auxílio dos seguintes equipamentos: peneiras padronizadas da série de *Tyler*, balança de precisão com três casas decimais e uma pá de ferro.

A análise granulométrica consistiu em um peneiramento com uma série de peneiras padrão, formando uma pilha, a peneira com maior abertura da malha fica na parte superior e de menor, na parte inferior.

Em seguida, as amostras separadas foram colocadas nas peneiras mais grossas e constatou-se em qual peneira o material começava a ser retido, a retenção do material começou na peneira 19mm. Utilizou-se uma amostra de 5000g (figura 1) nos ensaios, quantidade recomendada pela NBR NM 248/2003.



Figura 1- Pesagem da amostra.

Fonte: Autores (2019).

Em seguida, foi feita a agitação manual do conjunto, por um tempo razoável de 10 a 20 minutos para permitir a separação e classificação prévia dos diferentes tamanhos de grão da amostra (Figura 2); a agitação das peneiras foi feita em movimentos laterais e circulares alternados, tanto no plano horizontal quanto inclinado. As partículas que passaram pela peneira mais fina foram recolhidas no coletor existente no fundo da pilha de peneiras.

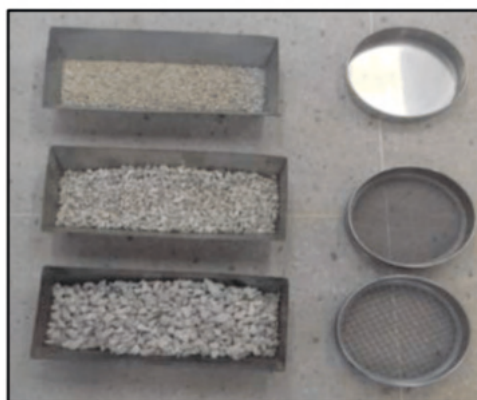


Figura 2- Mostras separadas por granulometria após o peneiramento.

Fonte: Autores (2019).

Ao final do ensaio, pesou-se a massa da amostra retida em cada peneira e na panela do fundo, somou-se as massas para obter a massa total da amostra, sendo possível assim calcular as frações mássicas ou porcentagens retidas nas peneiras.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

No Quadro 1, estão apresentados os tipos de brita disponibilizados nos comércios dos quatro municípios estudados. Em todos os municípios foram encontrados agregados graúdos provenientes de rochas magmáticas de origem granítica, e somente no município de Governador Dix-Sept Rosado encontramos agregados provenientes das rochas sedimentares de origem calcária, conhecida como brita branca.

Com relação aos tipos de britas disponibilizadas nos comércios, encontramos em todos os municípios a brita comercializada como sendo brita 19mm, no município de Caraúbas disponibilizam, também, a brita como 25mm (Quadro 1).

Município	Origem da rocha	Tipo de rocha	Ofertados nos comércios
Apodi	Granítica	Magmáticas	Brita 19mm – Redecom
	Granítica	Magmáticas	Brita 19mm - Sítio Campo de Varas
Felipe Guerra	Granítica	Magmáticas	Brita 19mm - Bolinhas construções
	Granítica	Magmáticas	Brita 19mm – Construtintas
Governador Dix-Sept Rosado	Granítica	Magmáticas.	Brita 19mm - Daniel Madeiras
	Calcária	Sedimentares	Brita 19mm - construção Diniz
Caraúbas	Granítica	Magmáticas	Brita 25mm – Pedreira
	Granítica	Magmáticas	Brita 19mm – Pedreira

Quadro 1 - Identificação dos tipos de agregados graúdos (brita) disponibilizados nos comércios da Chapada do Apodi -RN.

Fonte: Autores (2019).

Apenas no município de Felipe Guerra foi encontrada cascalho proveniente de rocha sedimentar, nos demais, são provenientes de rochas magmáticas.

Nos municípios de Apodi e Governador Dix-Sept Rosado, foram encontrados apenas um comércio que disponibilizada um tipo de cascalho, comercializado no tamanho de 12mm. No município de Felipe Guerra encontramos dois tipos de cascalhos de origem granítica e calcária, ambas de 12mm; e em Caraúbas encontramos cascalho disponibilizados no comércio nos tamanhos de 12mm e 9mm (Quadro 2).

Município	Origem da rocha	Tipo de rocha	disponibilizado nos comércios
Apodi	Granítica	Magmáticas	Cascalho 12mm - Sítio Campo de Varas
Felipe Guerra	Granítica	Magmáticas	Cascalho 12mm – Construtintas
	Calcária	Sedimentares	Cascalho 12mm - Construtintas/ Poço Tilon
Governador Dix-Sept Rosado	Granítica	Magmáticas	Cascalho 12mm - Daniel Madeiras
Caraúbas	Granítica	Magmáticas	Cascalho 12mm – Pedreira
	Granítica	Magmáticas	Cascalho 9mm – Pedreira

Quadro 2 - Identificação dos tipos de agregados graúdos (cascalho) disponibilizados nos comércios da Chapada do Apodi -RN.

Fonte: Autores (2019).

Nas tabelas e gráficos 1 e 2 estão apresentados a granulometria da brita e cascalho comercializados no município de Apodi, respectivamente.

Tipo de Peneira (mm)	Material retido (g)	Percent. retido (%)	Percent. retido acum. (%)	Percent. passante acumulado (%)
50,00	0,0	0,00	0,00	100,00
38,00	0,0	0,00	0,00	100,00
25,00	0,0	0,00	0,00	100,00
19,00	294,5	5,91	5,91	94,09
9,50	4651,6	93,42	99,33	0,67
4,75	33,2	0,67	100,00	0,00
Fundo	0,0	-	-	-
Total	4979,3	-	-	-

Tabela 1 - Resultado da análise granulométrica da brita comercializada por brita 19mm (granítica) na cidade de Apodi -RN.

Fonte: Autores (2019).

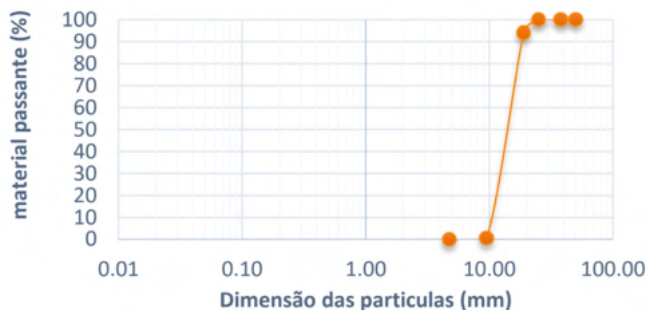


Gráfico 1 - Curva granulométrica da brita comercializada - brita 19mm (granítica) na cidade Apodi – RN.

Fonte: Autores (2019).

Como pode ser observado, 5,91% fica retida na peneira 19mm, 93,42% passa pela peneira 19mm e apenas 0,67% passa na peneira 9,5mm. De acordo com a NBR 7211/2009, esta pode ser classificada como brita 1. De acordo com a NBR NM 248/2003, se obtém o módulo de finura = 1,05 e $D_{máx}$ = 19mm.

Tipo de Peneira (mm)	Material retido (g)	Percent. retido (%)	Percent. retido acum. (%)	Percent. passante acumulado (%)
50,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,00	0,00	0,00	0,00	100,00
19,00	0,00	0,00	0,00	100,00
9,50	1816,3	39,25	39,25	60,75
4,75	2811,8	60,75	100,00	0,00
Fundo	359,20	-	-	-
Total	4628,1	-	-	-

Tabela 2 - Resultado da análise granulométrica do cascalho comercializado por Cascalho (granítico) na cidade de Apodi- RN.

Fonte: Autores (2019).



Gráfico 2. Curva granulométrica do cascalho comercializado por cascalho (granítico) na cidade de Apodi- RN.

Fonte: Autores (2019).

Como pode-se observar, 39,25% da amostra ficou retida na peneira 9,5mm e 60,75% ficou retido na peneira 4,75mm. Para o cascalho, pode-se concluir que trata-se de um agregado mais grosso que a brita 0, porém mais fino que a brita 1, podendo desta forma tratar-se de uma mistura de ambos os materiais. De acordo com a NBR NM 248/2003, se obtém o módulo de finura = 0,39 e $D_{m\acute{a}x} = 9,5\text{mm}$.

Nas tabelas e gráficos 3 e 4 estão apresentados a granulometria da brita e cascalho comercializados no município de Felipe Guerra, respectivamente.

Tipo de Peneira (mm)	Material retido (g)	Percent. retido (%)	Percent. retido acum. (%)	Percent. passante acumulado (%)
50,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,00	0,00	0,00	0,00	100,00
19,00	196,70	3,81	3,81	96,19
9,50	4885,4	94,58	98,39	1,61
4,75	83,40	1,61	100,00	0,00
Fundo	0,00	-	-	-
Total	5165,5	-	-	-

Tabela 3. Resultado da análise granulométrica comercializada por Brita 19mm (granítica) no município de Felipe Guerra -RN.

Fonte: Autores (2019).

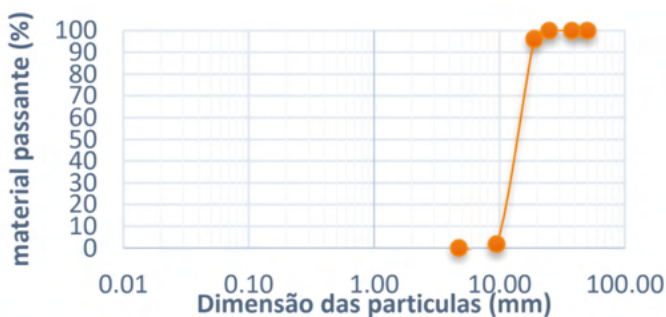


Gráfico 2. Curva granulométrica da brita comercializada por brita 19mm (granítica) no município de Felipe Guerra - RN.

Fonte: Autores (2019).

Como pode-se observar, 3,81% da amostra ficou retida na peneira 19mm, 94,58% na peneira 9,5mm e 1,61% retido na peneira de malha 4,75mm. Pode-se concluir que se trata de uma brita tipo 1 de acordo com a NBR 7211/2009. De acordo com a NBR NM 248/2003, se obtém o módulo de finura = 1,02 e $D_{m\acute{a}x} = 19,00\text{mm}$.

Tipo de Peneira (mm)	Material retido (g)	Percent. retido (%)	Percent. retido acum. (%)	Percent. passante acumulado (%)
50,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,00	0,00	0,00	0,00	100,00
19,00	0,00	0,00	0,00	100,00
9,50	1320,1	28,77	28,77	71,23
4,75	3268,0	71,23	100,00	0,00
Fundo	405,50	-	-	-
Total	4588,1	-	-	-

Tabela 4. Resultado da análise granulométrica comercializado por Cascalho (granítico) no município de Felipe Guerra -RN.

Fonte: Autores (2019).



Gráfico 3. Curva granulométrica do cascalho comercializado por cascalho (granítico) no município de Felipe Guerra - RN.

Fonte: Autores (2019).

Notou-se uma grande porcentagem retida na peneira 9,5mm (28,77%) e o restante da amostra retida na peneira 4,75mm (71,23%), e também material passante na peneira 4,75mm. Desta forma, o cascalho fica entre as classificações 0 e 1, podendo assim, se tratar de uma mistura de materiais. De acordo com a NBR NM 248/2003 se obtém o módulo de finura = 0,28 e $D_{máx} = 9,5\text{mm}$.

Tipo de Peneira (mm)	Material retido (g)	Percent. retido (%)	Percent. retido acum. (%)	Percent. passante acumulado (%)
50,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,00	0,00	0,00	0,00	100,00
19,00	0,00	0,00	0,00	100,00
9,50	2691,4	56,61	56,61	43,39
4,75	2063,3	43,39	100,00	0,00

Fundo	239,80	-	-	-
Total	4754,7	-	-	-

Tabela 5. Resultado da análise granulométrica do cascalho comercializado por Cascalho (calcário) no município de Felipe Guerra -RN.

Fonte: Autores (2019).

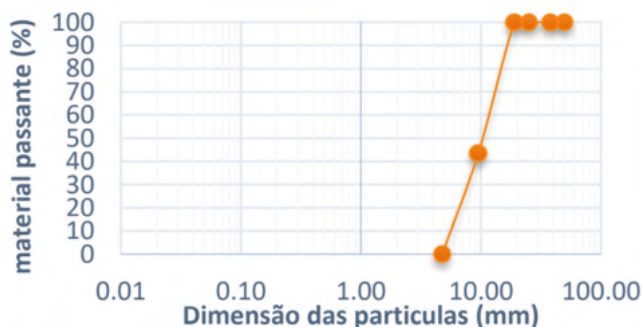


Gráfico 4. Curva granulométrica do cascalho comercializado por cascalho (calcário) no município de Felipe Guerra - RN.

Fonte: Autores (2019).

Como pode-se observar, 56,61% da amostra ficou retida na peneira 9,5mm e 43,39% ficou retido na peneira 4,75mm. O cascalho fica entre as classificações 0 e 1, podendo assim, se tratar de uma mistura de materiais. De acordo com a NBR NM 248/2003, se obtém o módulo de finura = 0,56 e $D_{máx} = 9,5\text{mm}$.

Nas Tabela 6, Tabela 7, Tabela 8, e Gráfico 4, Gráfico 5 e Gráfico 6 estão apresentadas as análises granulométricas da brita, cascalho granítico e cascalho calcário comercializados no município de Governador Dix-Sept Rosado, respectivamente.

Tipo de Peneira (mm)	Material retido (g)	Percent. retido (%)	Percent. retido acum. (%)	Percent. passante acumulado (%)
50,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,00	0,00	0,00	0,00	100,00
19,00	1650,5	33,17	33,17	66,83
9,50	3267,8	65,68	98,85	1,15
4,75	57,00	1,15	100,00	0,00
Fundo	0,00	-	-	-
Total	4975,3	-	-	-

Tabela 6. Resultado da análise granulométrica da brita comercializada por Brita 19mm (granítica) no município de Governador Dix-Sept Rosado -RN.

Fonte: Autores (2019).



Gráfico 5. Curva granulométrica da brita comercializada por brita 19mm (granítica) município de Governador Dix-Sept Rosado – RN.

Fonte: Autores (2019).

Como pode ser observado, 33,17% fica retida na peneira 19mm, 65,68% fica retida na peneira 19,5mm e apenas 1,15% na peneira 4,75mm. De acordo com a NBR 7211/2009, esta pode ser classificada por brita 1. De acordo com a NBR NM 248/2003, se obtém o módulo de finura = 1,32 e $D_{m\acute{a}x} = 19,00\text{mm}$.

Tipo de Peneira (mm)	Material retido (g)	Percent. retido (%)	Percent. retido acum. (%)	Percent. passante acumulado (%)
50,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,00	0,00	0,00	0,00	100,00
19,00	0,00	0,00	0,00	100,00
9,50	871,80	21,15	21,15	78,85
4,75	3249,9	78,85	100,00	0,00
Fundo	871,50	-	-	-
Total	4121,7	-	-	-

Tabela 7. Resultado da análise granulométrica do cascalho comercializado por Cascalho 12mm (granítico) no município de Governador Dix-Sept Rosado -RN.

Fonte: Autores (2019).



Gráfico 6. Curva granulométrica do cascalho comercializado por cascalho 12mm (granítico) no município de Governador Dix-Sept Rosado - RN.

Fonte: Autores (2019).

Notou-se uma porcentagem retida na peneira 9,5mm (21,15%) e o restante da amostra retida na peneira 4,75mm (78,85%), desta forma, o cascalho comercializado, quando confrontado com a tabela de classificação da NBR 7211/2009, fica entre as classificações 0 e 1, podendo assim, se tratar de uma mistura de materiais. De acordo com a NBR NM 248/2003, se obtém o módulo de finura = 0,21 e $D_{máx} = 9,5\text{mm}$.

Tipo de Peneira (mm)	Material retido (g)	Percent. retido (%)	Percent. retido acum. (%)	Percent. passante acumulado (%)
50,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,00	0,00	0,00	0,00	100,00
19,00	129,40	2,60	2,60	97,40
9,50	4445,5	89,48	92,08	7,92
4,75	393,50	7,92	100,00	0,00
Fundo	0,00	-	-	-
Total	4968,4	-	-	-

Tabela 8. Resultado da análise granulométrica da brita comercializada por Brita 19mm (Calcária) no município de Governador Dix-Septre Rosado -RN.

Fonte: Autores (2019).

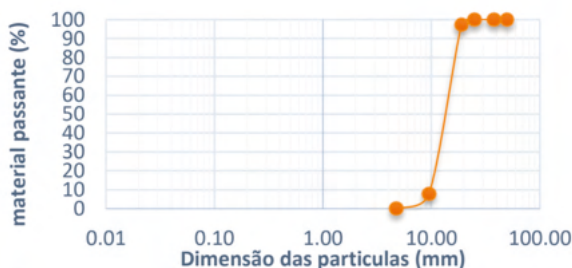


Gráfico 7. Curva granulométrica da brita comercializada por brita 19mm (calcária) no município de Governador Dix-Septre Rosado – RN.

Fonte: Autores (2019).

Como pode ser observado, 2,60% desta brita fica retida na peneira 19mm, 89,48% passa pela peneira 19mm e apenas 7,92% passa na peneira 9,5mm. Assim, de acordo com a NBR 7211/2009, esta pode ser classificado como brita 1. De acordo com a NBR NM 248/2003, se obtém o módulo de finura = 0,94 e $D_{máx} = 19,00\text{mm}$.

Nas Tabela 9, 10, 11, 12 e Gráfico 7, 10, 11, 12, estão apresentados as britas e os cascalhos comercializados no município de Caraúbas, respectivamente.

Tipo de Peneira (mm)	Material retido (g)	Percent. retido (%)	Percent. retido acum. (%)	Percent. passante acumulado (%)
50,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,00	0,00	0,00	0,00	100,00

25,00	0,00	0,00	0,00	100,00
19,00	245,80	4,83	4,83	95,17
9,50	4752,4	93,46	98,29	1,71
4,75	86,80	1,71	100,00	0,00
Fundo	0,00	-	-	-
Total	5085,	-	-	-

Tabela 9. Resultado da análise granulométrica da brita comercializada por brita 19mm (granítica) no município de Caraúbas -RN.

Fonte: Autores (2019).



Gráfico 8. Curva granulométrica da brita comercializada por brita 19mm (granítica) no município de Caraúbas - RN.

Fonte: Autores (2019).

Assim, 4,83% desta brita fica retida na peneira 19mm, e 93,46% desta mesma brita passa pela peneira 19 mm e apenas 1,71% passa na peneira 9,5mm. De acordo com a NBR 7211/2009, esta pode ser classificado, segundo as normas da ABNT como brita 1. De acordo com a NBR NM 248/2003, se obtém o módulo de finura = 1,03 e $D_{máx} = 19,00\text{mm}$.

Tipo de Peneira (mm)	Material retido (g)	Percent. retido (%)	Percent. retido acum. (%)	Percent. passante acumulado (%)
50,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,00	595,20	11,96	11,96	88,04
19,00	3616,4	72,66	84,62	15,38
9,50	765,50	15,38	100,00	0,00
4,75	0,00	0,00	100,00	0,00
Fundo	0,00	-	-	-
Total	4977,1	-	-	-

Tabela 3. Resultado da análise granulométrica da brita comercializada por brita 25mm (granítica) no município de Caraúbas -RN.

Fonte: Autores (2019).

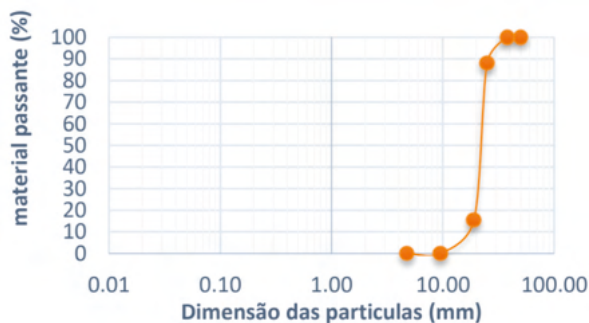


Gráfico 9. Curva granulométrica da brita comercializada por brita 25mm (granítica) no município de Caraúbas – RN.

Fonte: Autores (2019).

Assim, 11,96% desta brita fica retida na peneira 25mm e 72,66% passa pela peneira 25 mm e apenas 15,38% passa na peneira 19mm. De acordo com a NBR 7211/2009, esta pode ser classificado como britas 1 e 2. De acordo com a NBR NM 248/2003, se obtém o módulo de finura = 1,96 e $D_{m\acute{a}x} = 25,00\text{mm}$.

Tipo de Peneira (mm)	Material retido (g)	Percent. retido (%)	Percent. retido acum. (%)	Percent. passante acumulado (%)
50,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,00	0,00	0,00	0,00	100,00
19,00	0,00	0,00	0,00	100,00
9,50	1496,0	31,30	31,30	68,70
4,75	3283,3	68,70	100,00	0,00
Fundo	202,90			
Total	4779,3			

Tabela 11. Resultado da análise granulométrica do cascalho comercializado por cascalho 12mm (granítico) do município de Caraúbas -RN.

Fonte: Autores (2019).

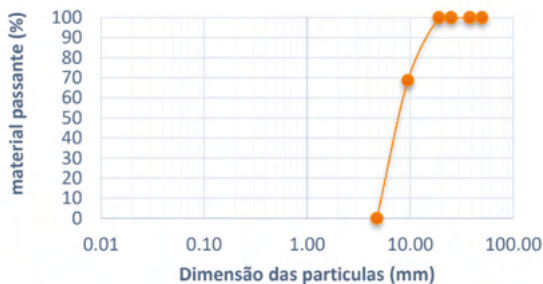


Gráfico 10. Curva granulométrica do cascalho comercializado por cascalho 12mm (granítico) do município de Caraúbas – RN.

Fonte: Autores (2019).

Assim, 31,30% ficou retida na peneira 9,5mm e 68,70% na de 4,75mm, desta forma, o cascalho comercializado, quando confrontado com a tabela de classificação da NBR 7211/2009, fica entre as classificações 0 e 1, podendo assim, se tratar de uma mistura de materiais. De acordo com a NBR NM 248/2003, se obtém o módulo de finura = 0,31 e $D_{máx} = 9,5mm$.

Tipo de Peneira (mm)	Material retido (g)	Percent. retido (%)	Percent. retido acum. (%)	Percent. passante acumulado (%)
50,00	0,00	0,00	0,00	100,00
38,00	0,00	0,00	0,00	100,00
25,00	0,00	0,00	0,00	100,00
19,00	0,00	0,00	0,00	100,00
9,50	106,60	3,14	3,14	96,86
4,75	3290,5	96,86	100,00	0,00
Fundo	1587,1			
Total	3397,1			

Tabela 12. Resultado da análise granulométrica do cascalho comercializado por cascalho 9mm (granítico) no município de Caraúbas -RN.

Fonte: Autores (2019).

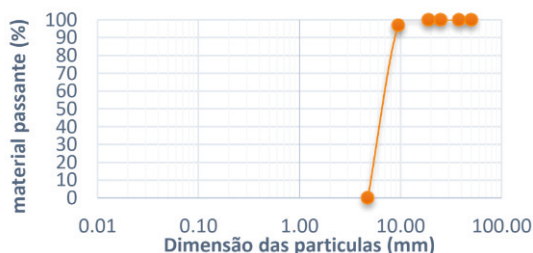


Gráfico 11. Curva granulométrica do cascalho comercializado por cascalho 9mm (granítico) no município de Caraúbas - RN.

Fonte: Autores (2019).

Assim, 3,14% ficou retida na peneira 9,5mm e 96,86% na de 4,75mm, desta forma, o cascalho comercializado, quando confrontado com a tabela de classificação da NBR 7211/2009, fica entre as classificações 0 e 1, podendo assim, se tratar de uma mistura de materiais. De acordo com a NBR NM 248/2003, se obtém o módulo de finura = 0,03 e $D_{máx} = 9,5mm$.

4 | CONCLUSÃO

Verificou-se que os tamanhos disponibilizados de britas no comercio da Chapada do

Apodi, de acordo com os ensaios feitos, para os agregados em estudo, realizados conforme determina a NBR 7211/2009 (Agregados para concreto-Especificação) e os ensaios de análise granulométrica realizado de acordo com a NBR NM 248/2003 (Agregados - Determinação da composição granulométrica) os resultados não foram satisfatórios para britas e cascalhos tanto graníticas quanto calcárias, a forma como foram disponibilizadas no comércio não está em acordo com a norma, tendo várias discrepâncias, pois nas britas oferecidas no comércio após o ensaio de peneiramento, encontrou-se mais de uma brita em uma mesma amostra, classificando-as assim como mistura de materiais.

Isso reporta um grande desencontro de informações técnicas e uma grande preocupação para a engenharia civil; que utiliza materiais disponibilizados no comércio sem veracidade e fora dos padrões da ABNT, fragilizando a qualidade dos serviços nas construções.

Os cascalhos disponibilizados também na chapada do Apodi, em todos os comércios nos quatros municípios são classificados em pó de brita, brita 0 e 1. Sendo este mais grosso que a brita 0 e mais fino que a brita 1, podendo assim, se tratar de uma mistura de materiais. Após toda essa análise, concluímos que essas informações reportam preocupações e as complicações na falta de conhecimento técnico na qualidade e credibilidade nas obras das construções civis.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR NM 46:2003 - **Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 μ m por lavagem**. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. ABNT NBR 7211: **Agregados para concreto – especificação**. [S.l.], 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - BR NM 248/2003 - **Agregados - Determinação da composição granulométrica**. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR NM 53/2003- **Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água**. Rio de Janeiro, 1983.

INSPEÇÃO PREDIAL EM EMPREENDIMENTOS RURAIS APLICABILIDADE DA NBR 16747

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 06/08/2021

Camilla Cristina Cunha Menezes

Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais
Curvelo – MG
<http://lattes.cnpq.br/5384823205789747>

Marcos de Paulo Ramos

Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais
Curvelo – MG
<http://lattes.cnpq.br/6704718932869954>

Thiago Pena Bortone

Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais
Curvelo – MG
<http://lattes.cnpq.br/4886517347549807>

Rachel Jardim Martini

Centro Federal de Educação Tecnológica de
Minas Gerais
Curvelo – MG
<http://lattes.cnpq.br/4832840362231495>

RESUMO: A organização orientada à exploração extrativa, agrícola ou agroindustrial para fins de beneficiamento social é denominada empreendimento rural. As construções rurais relacionadas às unidades de produção desses empreendimentos são de grande relevância e, devem atender as legislações vigentes, oferecer condições de salubridade aos colaboradores

e usuários, permitindo assim a eficiência das atividades produtivas. A inspeção predial auxilia na preservação do imóvel, associada ao melhor desempenho da edificação, procurando identificar possíveis anomalias e falhas construtivas nos sistemas constituintes. Publicada em maio de 2020, pela Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, a norma NBR 16747 apresenta as orientações para a execução de inspeções prediais das edificações. O presente trabalho discute a importância da aplicação da norma técnica de Inspeção Predial (ABNT NBR 16747) em Empreendimentos Rurais. O processo de Inspeção Predial contribui na identificação precoce de manifestações patológicas nas edificações. Dessa forma, evita que anomalias; falhas construtivas; ausência de manutenções ou manutenções inadequadas; uso de materiais de qualidade inferior; não cumprimento das normas técnicas; tragam prejuízos financeiros, comprometimento da saúde e segurança da edificação e atrasos na produção. Em relação ao emprego da ABNT NBR 16747 em empreendimentos rurais, observa-se que a norma supracitada contribui fortemente na análise da situação administrativa e técnica da edificação uma vez que, em seu Anexo A, consta uma lista de itens a serem inspecionados que normalmente passam despercebidos em vistorias de manutenção. Observou-se ainda, que a etapa metodológica preconizada pela norma contribui na melhor compreensão dos problemas presentes no empreendimento rural, além cumprir com eficiência seu papel de auxiliar na gestão da edificação e na mitigação de riscos técnicos e econômicos associados à perda de

desempenho.

PALAVRAS - CHAVE: Empreendimentos rurais, manifestações patológicas, inspeção predial.

BUILDING INSPECTION IN RURAL ENTERPRISES APPLICABILITY OF NBR 16747

ABSTRACT: The organization oriented to extractive, agricultural or agro-industrial exploitation for the purpose of social improvement is called rural enterprise. Rural buildings related to the production units of these projects are of great relevance and, must comply with current legislation, offer health conditions to employees and users, allowing the efficiency of productive activities. Building inspection assists in the preservation of the property, associated with the better performance of the building, seeking to identify possible anomalies and construction failures in the constituent systems. Published in May 2020, by the Brazilian Association of Technical Standards - ABNT, NBR 16747 standard presents guidelines for carrying out building inspections of buildings. This paper discusses the importance of applying the Building Inspection technical standard (ABNT NBR 16747) in Rural Enterprises. Building Inspection processes contribute to the early identification of pathological manifestations in buildings. That way, it prevents anomalies, construction failures, absence or inadequate maintenance, use of inferior quality materials, non-compliance with technical standards, bring financial losses, compromised building health and safety and production delays. In relation to the use of ABNT NBR 16747 in rural enterprises, it is observed that the aforementioned standard strongly contributes to the analysis of the administrative and technical situation of the building since, in its Annex A, there is a list of items to be inspected that normally pass unnoticed in maintenance inspections. It was also observed that the methodological step recommended by the standard contributes to a better understanding of the problems present in the rural enterprise, in addition to efficiently fulfilling its auxiliary role in the management of the building and mitigation of technical and economic risks associated with the loss of performance.

KEYWORDS: Rural enterprises, pathological manifestations, building inspection.

1 | INTRODUÇÃO

As organizações rurais surgem frente a necessidade de suprir demandas do mercado consumidor, visando a diminuição dos custos de produção e aumento do faturamento. Conforme Garrido (2006), no Brasil é comum encontrar empreendimentos rurais em vários estágios de desenvolvimento, grande parte destes são embasados na agricultura tradicional com aplicação mínima de tecnologias construtivas.

Considerando essa baixa aplicação de tecnologias construtivas nos empreendimentos rurais, as Inspeções Prediais surgem como ferramenta na prevenção de acidentes, gestão da qualidade das edificações e redução de custos. Estas inspeções, segundo Verzola (2014), devem ser realizadas a partir de uma lista de verificações, de caráter preditiva, que registre o diagnóstico das falhas constatadas.

As falhas construtivas são decorrentes da ineficiência das definições de projeto, aplicação de materiais de baixa qualidade ou erros de execução, afetando a vida útil da

edificação e seu desempenho no uso e operação. Outros fatores como eventos climáticos, poluição e nível de agressividade do ambiente podem acarretar na redução do prazo teórico de vida útil projetado para a edificação (ABNT, 2020).

De modo geral, a Inspeção Predial atua como um processo de constatação de falhas e manifestações patológicas, classificando-as quanto a sua gravidade e orientando o cliente quanto as ações de manutenção da edificação (ABNT, 2020). De acordo com Pujadas (2006), a Inspeção Predial deve atuar em dinâmica tríplice, averiguando aspectos (i) técnicos, de (ii) uso e (iii) manutenção da edificação.

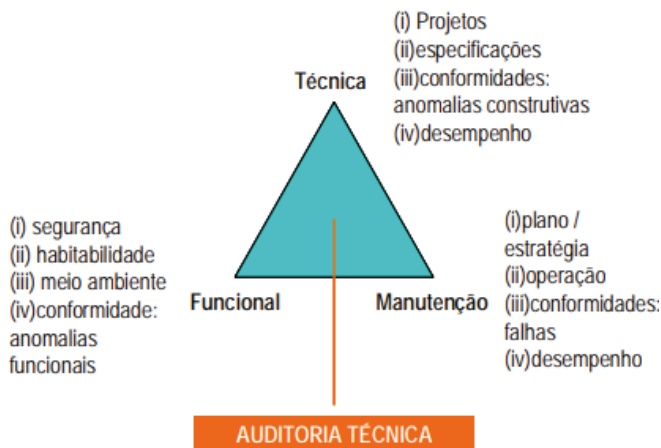


Figura 1 – Visão tríplice da Inspeção Predial

Fonte: PUJADAS (2006).

A NBR 16747 (ABNT, 2020), apresenta as diretrizes, conceitos e terminologias referentes ao procedimento utilizado na Inspeção Predial, itens que antes não eram normatizados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, o que ocasionava discrepâncias na execução dos processos de inspeções prediais.

O objetivo deste trabalho é expor a metodologia da recente ABNT NBR 16747 (ABNT, 2020), analisando sua abrangência quanto a tipologia dos imóveis de empreendimentos rurais. A pesquisa também apresenta algumas recomendações para adaptação do *check-list* convencional utilizado nas vistorias, para que melhor represente a realidade da edificação rural inspecionada quanto a sua finalidade e uso.

2 | METODOLOGIA DE INSPEÇÃO EM EDIFICAÇÕES

A Inspeção Predial trata-se de uma ferramenta da Engenharia que visa detectar determinado fato ou condição, mediante a verificação *in loco*. Na execução da inspeção de caráter diagnóstico, são identificadas eventuais anomalias e falhas construtivas. A averiguação quanto ao desempenho dos sistemas, subsistemas e componentes construtivos

de uma edificação tem ganhado enfoque frente a preservação patrimonial e segurança do indivíduo.

De acordo com as necessidades de segurança, salubridade e economia são determinadas as condições mínimas de desempenho e qualidade que a edificação deve atender, verificando a adequação a utilização e ao funcionamento, independente das técnicas construtivas adotadas (ABNT, 2013).

2.1 ABNT NBR 16747 – Inspeção Predial

O exercício da verificação predial objetiva assessorar na gestão das edificações, onde é realizada uma análise sensorial das condições técnicas de uso, operação, manutenção e funcionalidade, observando a presença de problemas e agentes de degradação que acarretam a redução do desempenho do imóvel.

A metodologia da Inspeção Predial, conforme NBR 16747 (ABNT, 2020), abrange fatores técnicos de uso, operação e manutenibilidade. A norma apresenta as seguintes etapas:

- a. Levantamento de dados e documentação;
- b. Verificação dos dados e documentação disponibilizada;
- c. Anamnese;
- d. Vistoria sensorial do imóvel e das instalações;
- e. Análise e classificação das anomalias levantadas;
- f. Instrução quanto às ações de reparação,
- g. Organização das ações de manutenção e reparo em patamares de urgência, considerando o nível de prioridade das intervenções;
- h. Avaliação da manutenção;
- i. Avaliação de uso da edificação;
- j. Elaboração e emissão do laudo técnico.

No ramo da construção civil, a anamnese trata-se do estudo prévio realizado a partir de uma entrevista com o proprietário e usuários do local, buscando coletar dados e informações que retratem o histórico do local, referente a manutenções e reformas, que possam contribuir no diagnóstico assertivo de falhas e anomalias identificadas na edificação (ABNT, 2020).

Para uma execução adequada, a norma enfatiza que os profissionais habilitados a exercer a avaliação devem estar inteirados das regras vigentes. Segundo a NBR 16747 (ABNT, 2020), após a inspeção, as informações coletadas devem ser confrontadas com as exigências de projeto e execução disponibilizadas durante a fase de verificação da

documentação.

Quanto a conformidade perante ao plano de manutenção, são verificados a coerência em relação as orientações técnicas, especificações do fabricante e manuais elaborados conforme ABNT NBR 14037 (ABNT, 2014), que trata das diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações.

Em relação ao uso, as condições podem ser regulares ou irregulares quando analisadas frente aos projetos, normas vigentes, especificações do fabricante, manuais de utilização e funcionamento.

2.2 Check-list de verificação

Os empreendimentos rurais possuem em sua arquitetura características específicas de acordo com a atividade desenvolvida. O local deve manter a infraestrutura necessária para que os colaboradores desempenhem suas funções com saúde e segurança. Para que haja produção contínua, produtos e serviços de qualidade, a edificação deve manter a funcionalidade perante a eventos climáticos e meteorológicos.

Segundo IBAPE (2012), o *check-list* de verificação deve abranger os sistemas, subsistemas, equipamentos e componentes construtivos, a serem vistoriados, sendo apropriada à complexidade do imóvel. Portanto, o *check-list* trata-se de um aparato que deve ser empregado nas vistorias visando a manutenção do desempenho destes empreendimentos rurais, onde verifica-se os elementos que serão vistoriados considerando o estado de preservação dos componentes. Na vistoria recomenda-se que sejam avaliadas as peças construtivas, esquadrias, sistema de vedação externos e internos, sistema de proteção contra descargas atmosféricas (SPDA), sistema de combate a incêndio, revestimentos internos e externos, cobertura, condições de uso de instalações elétricas, instalações hidráulicas e hidrosanitárias, considerando o grau de exposição ambiental, agentes externos atuantes e procedimentos operacionais.

Em relação as condições de salubridade do local, devem ser analisados os sistemas de impermeabilização, climatização, ventilação e exaustão. Estes fatores também podem interferir nas condições de trabalho dos colaboradores.

De caráter informativo, a NBR 16747 (ABNT, 2020) exibe uma tabela com os principais documentos técnicos, administrativos, de operação e manutenção que se recomenda analisar na etapa de verificação, conforme resumo apresentado no Quadro 1, porém, a norma não apresenta um *check-list* específico para tipologia rural, assim como os diversos modelos encontrados que apenas possuem embasamento no ambiente urbano.

Documentos administrativos e técnicos
Manual de uso, operação e manutenção da edificação
Manual técnico de equipamentos instalados
Alvará de funcionamento
Auto de vistoria do corpo de bombeiros (AVCB)
Projetos legais aprovados
Projetos executivos
Licenças ambientais
Atestado de Brigada de Incêndio
Certificado de teste dos equipamentos de combate à incêndio
Relatório de manutenção da estação de tratamento de efluentes
Relatório de manutenção da estação de tratamento de água
Atestado do sistema de proteção a descarga atmosférica (SPDA)

Quadro 1 – Documentação a ser analisada na etapa b)

Fonte: Adaptado da NBR 16747 (2020)

Ao se inspecionar as edificações de áreas rurais, o profissional pode se deparar com realidades distintas do meio urbano, além de infraestrutura precária, ineficiência dos processos e, em alguns casos, escassez de recursos básicos que são previstos por lei para a população. De acordo com Sarmiento (2015), “A população rural vive em condições de desigualdade socioeconômica, motivadas por vários problemas entre eles a insuficiência de sistemas de esgoto e abastecimento de água”. Como proposta de integração aos *check-list*s normalmente encontrados na literatura, são recomendados a seguir alguns itens de verificação de estruturas que integram alguns empreendimentos rurais.

2.3 Sistemas de captação de água subterrânea

Como item essencial do *check-list* proposto para empreendimentos rurais, devem ser analisados os sistemas de captação de água conforme os itens exibidos no Quadro 2. Este quadro verifica as condições do reservatório frente as condições de uso e potabilidade da água, conforme a Portaria nº 2914, do Ministério da Saúde, de 12 de dezembro de 2011, que apresenta os procedimentos de controle e gestão de qualidade da água para consumo, padronizando o nível de potabilidade, onde emprega-se o recurso como solução alternativa para abastecimento de água (BRASIL, 2011).

Descrição	
Estado de conservação das estruturas, equipamentos e dispositivos de Captação.	REGULAR () IRREGULAR ()
Estado de conservação das bombas e equipamentos elétricos.	REGULAR () IRREGULAR ()
Manutenção periódica dos dispositivos e equipamentos.	REGULAR () IRREGULAR ()
Sistema de bombeamento reserva.	REGULAR () IRREGULAR ()

Quadro 2 – Verificação de sistemas de captação subterrânea

Fonte: Autores (2021)

2.4 Esgotamento sanitário

O saneamento básico, promove a prevenção de doenças e de proteção à saúde populacional, sendo constitucionalmente integrado ao campo da saúde e, conseqüentemente, ao âmbito da política social (SILVA, 2017). Observamos que, mesmo com um histórico de políticas e medidas voltadas ao desenvolvimento do saneamento básico no meio rural, muitas propriedades ainda não possuem um sistema eficiente e, em alguns casos, despejam os efluentes em locais indevidos, comprometendo mananciais superficiais e subterrâneos.

Em áreas rurais, a técnica utilizada para disposição do esgoto doméstico é a fossa séptica, que são unidades que tratam o esgoto doméstico, porém não é uma opção adequada, tendo eficiência baixa e limitada. Os itens mínimos que recomendamos para análise dos sistemas de esgotamento sanitário em empreendimentos rurais estão descritos no Quadro 3.

Descrição	
Caixas de gordura adequadas	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Tubulações de saída e chegada	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Estado de conservação da tampa da fossa	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Estrutura da fossa	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Estanqueidade da fossa	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Estado de conservação do sumidouro	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Estrutura do sumidouro	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Estado de conservação da vala de infiltração	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Não conformidade no despejo de efluentes	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()

Escoamento em calha e ralos	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Estado de conservação das tubulações	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()

Quadro 3 – Verificação do sistema de esgoto

Fonte: Autores (2021)

2.5 Criadouros

Alguns empreendimentos têm como atividade a criação de animais, que demanda uma infraestrutura que favoreça o bem-estar dos animais durante a criação, funcionalidade e versatilidade na limpeza, conservação, além de proporcionar ao criador melhores índices de produtividade. As inspeções desses locais devem averiguar a conservação dos elementos estruturais, peças da cobertura, estanqueidade do local e as manifestações patológicas presentes, conforme destacado no Quadro 4.

Descrição	
Condição dos pilares estruturais	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Condição das vigas aparentes	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Condição da laje de cobertura	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Estado de conservação dos elementos estruturais	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Peças da cobertura (estrutura e telhado)	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Sistemas de climatização	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Estanqueidade do local	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()

Quadro 4 – Verificação de criadouros

Fonte: Autores (2021)

2.6 Postos de abastecimento

Os postos de abastecimento armazenam líquidos inflamáveis que podem acarretar grandes riscos à saúde dos usuários, ao meio ambiente e toda comunidade em seu entorno. Segundo Menezes (2011), o vazamento destes tanques onde se armazenam os combustíveis pode provocar a contaminação dos solos e fontes de água, contribuindo para o risco iminente de explosões e incêndios. Por este motivo, nesse tipo de edificação devemos avaliar com cautela seu estado de preservação, para que evite qualquer exposição ao calor ou chamas, verificando também as condições das instalações elétricas, de acordo com o Quadro 5.

Descrição	
Coberturas	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Presença de vazamentos	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Odor característico do líquido inflamável	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Sistema de combate a incêndio	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Muretas de proteção	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Disposição da fiação	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Quadro de energia	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()
Vedação	REGULAR () IRREGULAR () NSA ()

Quadro 5 – Verificação de postos de combustível

Fonte: Autores (2021)

3 I ANÁLISE E CLASSIFICAÇÃO DAS IRREGULARIDADES LEVANTADAS

As inconformidades identificadas devem ser categorizadas em falhas ou anomalias considerando as causas da perda de desempenho da edificação. As anomalias são caracterizadas como endógenas ou construtivas, quando as manifestações patológicas decorrem das imprecisões nas etapas de projeto e/ou execuções, exógenas quando a perda do desempenho tem origem a partir de fatores degradantes externos e funcionais que derivam do envelhecimento natural e finalização da sua vida útil. As falhas são originadas do uso, operação e manutenções inadequadas (ABNT, 2020).

Após a vistoria sensorial do imóvel e das instalações, a norma ABNT NBR 16747 (ABNT, 2020) orienta que sejam avaliadas e classificadas as irregularidades e manifestações patológicas levantadas, de acordo com os critérios de urgência, conforme evidenciado no Quadro 6. No laudo técnico deve constar as condições gerais do imóvel, orientações quanto as intervenções que devem ser efetuadas, considerando o grau de prioridade e risco iminente.

De acordo com Lanzinha (2002), a documentação elaborada pelo profissional habilitado deve apresentar linguagem coesa e de fácil compreensão para o cliente.

Prioridade	Gravidade
1	Perda de desempenho compromete a saúde e/ou seguranças dos usuários, do meio ambiente ou do próprio edifício
2	Perda parcial de desempenho que impacta a funcionalidade da edificação, sem prejuízo à operação, sem comprometer a saúde e/ou seguranças dos usuários

3	Perda de desempenho pode ocasionar pequenos prejuízos à estética
---	--

Quadro 6 – Critérios de organização das prioridades em patamares de urgência

Fonte: Adaptado da NBR 16747 (2020)

4 | CONCLUSÕES

Portanto, a degradação de edificações rurais, de uso comercial e/ou habitacional, vem se mostrando frequente devido a intensos eventos climáticos, falta de orientação técnica e falhas na elaboração e execução do projeto.

O estudo da norma NBR 16747 (ABNT, 2020) torna-se relevante frente a padronização do processo de inspeção predial. A norma apresenta as diretrizes, conceitos básicos e metodologia que deve ser empregue para que ocorra uma avaliação precisa e de qualidade.

As etapas da inspeção apresentadas pela norma buscam auxiliar no diagnóstico assertivo das manifestações patológicas, orientando quanto as ações de uso e manutenibilidade, proporcionando a preservação da edificação e desempenho eficaz ao longo da sua vida útil. Os itens de verificação sugeridos neste estudo se mostraram satisfatórios para a finalidade proposta o que facilitou o processo de vistoria do empreendimento inspecionado.

Como proposta para futuras pesquisas recomenda-se inspecionar imóveis rurais de caráter habitacional, aplicando a metodologia apresentada pela NBR 16747 (ABNT, 2020), buscando levar informações técnicas quanto ao uso e manutenção das edificações às famílias que não têm ciência da importância da orientação técnica na construção civil ou não possuem recursos disponíveis para a contratação destes serviços.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET-MG pelo apoio direto.

Agradecemos também ao LAR – Laboratório de Avaliação e Reabilitação de Ambiente Construído CEFET-MG – Campus Curvelo, pelo apoio durante o desenvolvimento do estudo.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14037**: Diretrizes para elaboração de manuais de uso, operação e manutenção das edificações — Requisitos para elaboração e apresentação dos conteúdos. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16747**: INSPEÇÃO PREDIAL - Diretrizes, Conceitos, Terminologias e Procedimentos. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575-1: Edificações Habitacionais – Desempenho Parte 1: Requisitos gerais**. Rio de Janeiro, 2013.

BRASIL. Ministério da Saúde. Gabinete do Ministro. Portaria nº 2.914, de 12 de dezembro de 2011. Brasília, 2011.

DA SILVA, A. G. **Proposição de técnicas e modelos de gestão para o esgotamento sanitário em áreas rurais brasileiras**. 2017.

GARRIDO, L. R.; Sehnem, S. **Gestão associativa no empreendimento rural**. Revista de Administração, v. 5, n. 8, p. 65-88, 2006.

INTITUTO BRASILEIRO DE AVALIAÇÕES E PERÍCIA. **Norma de Inspeção Predial Nacional**. São Paulo, 2012.

LANZINHA, J. C. G.; GOMES, J. P. C.; FEITAS, V. P. **Application of a building inspection method to a group of rural houses**. In: XXX IAHS World Congress on Housing. 2002. p. 9-13.

MENEZES, A. M.; MOREIRA, C. A.; ILHA, L. M.; SCHWEIG, C. **Estudo geofísico de vazamento de combustíveis em posto de abastecimento**. Geociências (São Paulo), v. 30, n. 4, p. 601-609, 2011.

PUJADAS, F. Z. A. **Inspeção Predial – Ferramenta de Avaliação da Manutenção**. Disponível em: <http://ibape-nacional.com.br/biblioteca/wpcontent/uploads/2013/02/Inspecao-Predial-Ferramenta-de-Avaliacao-daManutencao.pdf>. Acesso em 14 fev. 2021.

SAMPAIO, C. A. P., TEREZO, R. F., CARDOSO, C. O., CORREGGIO, K. **Colapsos De Edificações Rurais**. Campo Grande 2014.

SARMENTO, R. A.; MORAES, R. M., VIANA, R. T. P.; PESSOA V. M; CARNEIRO, F. F. **Determinantes socioambientais e saúde: O Brasil rural versus o Brasil urbano**. Tempus Actas de Saúde Coletiva, v. 9, n. 2, p. ág. 221-235, 2015.

VERZOLA, S. N.; MARCHIORI, F. F.; ARAGON, J. O. **Proposta de lista de verificação para inspeção predial x urgência das manutenções**. Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, XV ENTAC, Maceió: Alagoas (Brasil), p. 1226-1235, 2014.

Data de aceite: 01/10/2021

Wallace Ribeiro Nunes Neto

<http://lattes.cnpq.br/0245046721985753>

Camila Moraes Silva

<http://lattes.cnpq.br/4474929003270151>

Pedro Paulo Barbosa Nunes Sobrinho

<http://lattes.cnpq.br/886066068912709>

Carlos Augusto Rocha de Moraes Rego

<http://lattes.cnpq.br/9695490900322107>

Louryval Coelho Paixão

<http://lattes.cnpq.br/8697027182338512>

Marcio Mendes Cerqueira

<http://lattes.cnpq.br/7935229115692221>

RESUMO: A construção civil é uma das atividades que mais gera resíduos sólidos. Restos de materiais "entulho" como é, mas conhecido, tornando-se uma preocupação para os órgãos municipais, visto que conforme foi relatado na Resolução nº 307/02, os municípios e o Distrito Federal, ambos ficaram com a incumbência de gerir os seus resíduos. Diante da problemática do grande volume de resíduos gerados na construção civil, aponta-se como uma das alternativas o processo de reciclagem pela indústria da construção civil, podendo contribuir para o desenvolvimento sustentável e reduzir os impactos ambientais e reduzindo os custos no setor. Neste trabalho foi realizada pesquisa

bibliográficas que tratam dos resíduos sólidos da construção civil, apontando a lei municipal Nº 4.653 de 21 de agosto de 2006, que criou o Sistema de Gestão Sustentável de Resíduos da Construção Civil e Resíduos Volumosos, e o Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil do município de São Luís, Estado do Maranhão.

PALAVRAS - CHAVE: Construção Civil; Desenvolvimento Sustentável; Reciclagem.

ABSTRACT: Civil construction is one of the activities that generates the most solid waste. Remains of "rubble" materials as it is, but known, becoming a concern for municipal bodies, since as reported in Resolution No. 307/02, the municipalities and the Federal District, both were entrusted with managing their waste. Given the problem of the large volume of waste generated in civil construction, the recycling process by the construction industry is considered one of the alternatives, which can contribute to sustainable development and reduce environmental impacts and reduce costs in the sector. In this work, bibliographical research was carried out dealing with solid waste from civil construction, pointing to municipal law No. 4,653 of August 21, 2006, which created the Sustainable Management System for Civil Construction Waste and Bulky Waste, and the Integrated Management Plan of Civil Construction Waste in the municipality of São Luís, State of Maranhão

KEYWORDS: Construction; Sustainable development; Recycling.

1 | INTRODUÇÃO

Para prevenção do meio ambiente, em face dos problemas já existente, precisam de soluções urgentes. Entre estes, está a questão do gerenciamento dos resíduos sólidos, em especial os da construção civil e volumosos.

O crescimento acelerado da construção civil nos últimos anos aumentou o volume de resíduos produzidos e conseqüentemente comprometendo a qualidade de vida das pessoas, pois uma vez dispostos em lugares inadequados, estes contribuem para a proliferação de insetos, como o da dengue.

Visando à proteção e a conservação do meio ambiente, foi instituída a Lei nº 12.305 de 02 de agosto de 2010 que instituiu a Política Nacional de Resíduos Sólidos, dispondo sobre seus princípios, objetivos e instrumentos, bem como sobre as diretrizes relativas à gestão integrada e ao gerenciamento de resíduos sólidos, incluídos os perigosos, às responsabilidades dos geradores e do poder público e aos instrumentos econômicos aplicáveis.

A Resolução nº 307 de 05 de Julho do Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA, estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil com intuito de reduzir os impactos ambientais; posteriormente alterada pelas Resoluções CONAMA nº 348/2004 para incluir a Classe D relativos aos resíduos perigosos; Resolução nº 431/11 para incluir a Classe B e Classe C e a Resolução nº 448/12 em face da necessidade de adequação à Política Nacional de Resíduos Sólidos – PNRS, Lei 12.305/2010 já mencionada.

A Resolução 307/2002 determina a execução de um Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos, compreendendo a elaboração do Programa Municipal de Gerenciamento e coordenado pelos municípios e Distrito Federal, Para a efetiva prática da gestão. A qualidade da água se tornou uma questão de interesse para a saúde no final do século XIX e início do século XX. Anteriormente, a qualidade da água era associada apenas a aspectos estéticos e sensoriais, tais como a cor, gosto e odor, sendo apenas estas características inadequadas para uma qualificação precisa da potabilidade da água (CRUZ et al, 2009).

Devido a Resolução CONAMA 307 ser bem anterior à Lei 12.305/2010, teve de se adequar paulatinamente para dar uniformidade aos procedimentos relativos à gestão dos Resíduos da Construção Civil.

Contudo, como é de conhecimento da maioria das pessoas envolvidas nas questões ambientais, tais medidas não foram atendidas pela maioria dos municípios. No caso de São Luís, criou-se a Lei nº 4.653 em 21 de agosto de 2006, estabelecendo o Sistema de Gestão Sustentável de Resíduos da Construção Civil e Resíduos Volumosos, e o Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil do município.

O objeto deste estudo inicialmente é fazer uma análise das leis e normas que

versam sobre os resíduos sólidos, bem como discutir a dinâmica de funcionamento do sistema de gestão sustentável de resíduos da construção civil e resíduos volumosos, e o plano integrado de gerenciamento de resíduos da construção civil no município de São Luís – MA.

2 | METODOLOGIA

A metodologia consiste na leitura e análise da bibliografia acerca do assunto discutido, buscando sobre toda informação do sistema de gestão sustentável de resíduos da construção civil e resíduos volumosos, e o plano integrado de gerenciamento de resíduos da construção civil no município de São Luís- MA.

Após a leitura e análise crítico-qualitativo das informações, desenvolveu-se um processo que subsidiou o resultado final deste trabalho.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Análise da Lei 12.305/2010 com ênfase na sustentabilidade:

O desenvolvimento nas cidades sem a devida condição ambiental, juntamente com o aumento populacional e a dificuldade dos centros urbanos em suprirem a demanda por infraestrutura, refletem nos dias atuais um cenário caótico.

A poluição ocasionada pelos resíduos sólidos é um dos problemas ambientais devido ao alto padrão de consumismo da sociedade como um todo.

Conseqüentemente, de acordo com os ensinamentos de Carvalho, “o avanço científico, o progresso da tecnologia e o crescimento industrial, originou conseqüências muitas das vezes irreversível sobre o meio ambiente” (CARVALHO, 2008).

Nessa mesma visão, destaca o autor Pinz, que os resíduos decorrem:

Da forma industrial de produção de bens e do modo de vida (caracterizado, sobretudo, pelo consumo) que se constitui no bojo da sociedade moderna, como condição de sustenta desta; e de outra parte, revelam hoje, com a proporção assumida pelo descarte de materiais, em um problemático subproduto da modernidade, convertido em objeto de preocupação da própria indústria, da ciência, do poder público e da sociedade em seu todo (PINZ, 2012).

Portanto, tal preocupação fez surgir à necessidade de criar uma legislação voltada especificamente para as questões que norteiam os resíduos sólidos, com isso foi criada a Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), instituída pela Lei nº 12.305 de 02 de agosto de 2010. Que manifesta-se como um marco regulatório para a problemática dos resíduos sólidos, dispoendo sobre seus princípios, objetivos e instrumentos, bem como sobre as diretrizes relativas à gestão integrada e ao gerenciamento de resíduos sólidos, incluídos os perigosos, às responsabilidades dos geradores e do poder público e aos instrumentos

econômicos aplicáveis (BRASIL, 2010). Nesta perspectiva, conforme o artigo 3º, inciso XVI, da Lei nº 12.305/10, infere resíduos sólidos, como sendo:

Material, substância, objeto ou bem descartado resultante de atividades humanas em sociedade, a cuja destinação final se procede, se propõe proceder ou se está obrigado a proceder, nos estados sólido ou semissólido, bem como gases contidos em recipientes e líquidos cujas particularidades tornem inviável o seu lançamento na rede pública de esgotos ou em corpos d'água, ou exijam para isso soluções técnica ou economicamente inviáveis em face da melhor tecnologia disponível (BRASIL, 2010).

Os resíduos da construção civil são considerados resíduos perigosos ou especiais, requerendo tratamento específico conforme estabelece o inciso III, do Artigo 20 da PNRS, quando diz que as empresas de construção civil, nos termos do regulamento ou de normas estabelecidas pelos órgãos do SiSNAMA devem elaborar o Plano de Gerenciamento de Resíduos Sólidos.

Ademais o capítulo IV da PNRS, trata dos resíduos perigosos, compreendendo os artigos 37 a 41 e em linhas gerais apresenta as exigências para que o empreendimento que gere resíduos perigosos possa funcionar, dentre eles o licenciamento ambiental pelo órgão competente comprovando-se a capacidade técnica e econômica para o correto gerenciamento dos resíduos; o cadastramento no Cadastro Nacional de Operadores de Resíduos Perigosos, a elaboração do plano de gerenciamento de resíduos perigosos obedecendo o conteúdo mínimo e submetê-lo ao órgão competente do Sisnama – Sistema Nacional de Meio Ambiente e, se couber, do SNVS - Sistema Nacional de Vigilância Sanitária do Brasil.

A Constituição Federal no Artigo 225 conceitua o desenvolvimento sustentável para as presentes e futuras gerações de modo a possibilitar a sobrevivência do planeta no qual vivemos. Desse modo, é necessário o uso racional de recursos naturais e a implantação de ferramentas para a gestão de resíduos (JONH, 2001).

Diante desse conceito, observa-se que o desenvolvimento sustentável deve ser incorporado por ações variadas em distintas dimensões, partindo desde a escala individual, até a escala mundial, com a finalidade de proporcionar medidas, com intuito de praticar a sustentabilidade mundial.

A proteção do meio ambiente é um problema político e científico que depende da mudança de hábitos da sociedade. Sabe-se que tal mudança depende cada vez mais de uma participação social cientificamente informada (AGENDA 21, 2000).

Assim, explana o autor John, “a visão de desenvolvimento sustentável parte da incapacidade do atual modelo de desenvolvimento em preservar o meio ambiente e, até mesmo, garantir a sobrevivência do homem” (JHON, 2001).

Na visão da Organização das Nações Unidas – ONU, o desenvolvimento sustentável considera como meta o crescimento econômico aliado à preservação da natureza e à justiça social, alterando as relações culturais das nações em decorrência das mudanças

nos padrões de consumo (ONU, 1992).

Na perspectiva da PNRS a sustentabilidade é considerada um Princípio e como tal apresenta em seu bojo a concepção adotada no texto da Agenda 21 ao estabelecer que na gestão integrada de resíduos sólidos devam ser consideradas as dimensões política, econômica, ambiental, cultural e social, com controle social e sob a premissa do desenvolvimento sustentável.

Na perspectiva da Controladoria Geral da União – CGU, o Controle Social pode ser entendido como “a participação do cidadão na gestão pública, na fiscalização, no monitoramento e no controle das ações da Administração Pública”; se configurando como mecanismo de prevenção da corrupção e de fortalecimento da cidadania (2012, p.16).

O objetivo da PNRS quando no artigo 19 estabelece o conteúdo mínimo dos Planos Municipais de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos e que de forma específica elenca nos incisos I, IV e VII respectivamente, o diagnóstico da situação dos resíduos sólidos gerados no respectivo território, contendo a origem, o volume, a caracterização dos resíduos e as formas de destinação e disposição final adotadas; a identificação dos resíduos sólidos e dos geradores sujeitos a plano de gerenciamento específico ou a sistema de logística reversa; as regras para o transporte e outras etapas do gerenciamento de resíduos sólidos de que trata o art. 20 (no inciso III deste artigo diz que as empresas de construção civil devem elaborar seus Planos de Gerenciamento e Resíduos), observadas as normas estabelecidas pelos órgãos do SISNAMA e do SNVS demais disposições pertinentes da legislação federal e estadual.

Conforme o artigo 21 da PNRS, o plano de gerenciamento de resíduos sólidos tem o seguinte conteúdo mínimo:

I - Descrição do empreendimento ou atividade;

II - Diagnóstico dos resíduos sólidos gerados ou administrados, contendo a origem, o volume e a caracterização dos resíduos, incluindo os passivos ambientais a eles relacionados;

III - observadas as normas estabelecidas pelos órgãos do Sisnama, do SNVS e do Suasa e, se houver, o plano municipal de gestão integrada de resíduos sólidos:

a) explicitação dos responsáveis por cada etapa do gerenciamento de resíduos sólidos;

b) definição dos procedimentos operacionais relativos às etapas do gerenciamento de resíduos sólidos sob responsabilidade do gerador;

IV - Identificação das soluções consorciadas ou compartilhadas com outros geradores;

V- Ações preventivas e corretivas a serem executadas em situações de gerenciamento incorreto ou acidentes;

VI - metas e procedimentos relacionados à minimização da geração de resíduos sólidos e, observadas as normas estabelecidas pelos órgãos do

Sisnama, do SNVS e do Suasa, à reutilização e reciclagem;

VII - medidas saneadoras dos passivos ambientais relacionados aos resíduos sólidos;

VIII - periodicidade de sua revisão, observado, se couber, o prazo de vigência da respectiva licença de operação a cargo dos órgãos do Sisnama.

3.2 Operacionalização do Sistema

O Sistema de Gerenciamento de Resíduos Sólidos da Construção Civil (PGRSCC) possui algumas fases, como: a de Licenciamento Ambiental, de Análise/ Aprovação, de Emissão das Guias de Controle de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil – GCGRSCC e de Monitoramento.

De forma geral, a fase de Licenciamento Ambiental, como fase prioritária, o construtor ao solicitar o licenciamento ambiental na SEMMAM, teria acesso ao Termo de Referência para a elaboração do PGRSCC, contendo as seguintes informações: fase da obra, o tipo de resíduo, a classe do resíduo conforme resolução do CONAMA, a unidade, quantidade, a transportadora cadastrada e o destino cadastrado.

Importante ressaltar que após a expedição e recebimento da Licença de Instalação (LI) a construtora ficaria adstrita ao que fora especificado no PGRSCC aprovado, ficando sujeita a aplicação de penalidades previstas na Lei Federal nº 9.605/98.

Na fase de Emissão das Guias de Controle de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil – GCGRSCC, o sistema funcionaria para o controle qualitativo e quantitativo para cada tipo de resíduos que partirão da obra seguirá um roteiro diferente. Assim, no que se refere ao controle, foi elaborado formulário de transporte de resíduos, os quais podem ser visualizados a seguir os Modelos de Guias de Controle de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil – GCGRSCC.

Por fim, na fase de Monitoramento é possível o acompanhamento permanente, sendo monitorado pela SEMMAM através do acompanhamento dos planos e da emissão das Guias de Controle.

Todas as informações estariam disponíveis às equipes de fiscalização da SEMMAM, Caso fosse constatada irregularidade a SEMMAM atuaria aplicando as medidas cabíveis com base na Lei de Crimes Ambientais, Lei nº 9.605/98 e na Lei Municipal nº 4.738/06.

Importa ressaltar, que a lei Municipal nº 4.738/06 prevê a disponibilização de áreas licenciadas para recebimento de resíduos, mas somente no ano de 2009, os técnicos da SEMMAM, da SEMURH, da SESMOP, juntamente com o Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA), a Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Recursos Naturais (Sema) e os Ministérios Públicos Estadual e Federal iniciaram vistorias em áreas que poderiam ser utilizadas como bacias de captação de resíduos, desde que devidamente licenciadas e com Plano de Recuperação de Área Degradada (SÃO LUÍS, 2009 apud FARIAS, 2014).

A Lei Federal nº 12.305/2010 e a Resolução CONAMA nº 307/2002 traçam as diretrizes a serem seguidas pelos municípios na elaboração de seu Sistema de Gestão de Resíduos da Construção Civil, não obstante, o processo de elaboração do mesmo deve levar em consideração as peculiaridades de cada cidade, seu porte econômico, a disponibilidade de áreas para deposição de resíduos, as características das construções de cada região, entre tantas outras.

O poder Público municipal ludovicense, para seguir os procedimentos adotado em Curitiba, falta criar e destinar áreas de deposição de resíduos, taxando estes serviços, e investindo em fiscalização através da ampliação do suporte e estruturação dos órgãos competentes e por fim, o aumento no rigor da concessão de licenças para construção, através de medidas que visem impor aos geradores e transportadores um planejamento relativo à gestão de resíduos, bem como a imposição de penalidades aos descumpridores.

O Sistema de Gestão Sustentável de Resíduos da Construção Civil e Resíduos Volumosos, e o Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil no município de São Luís, embora de forma tardia, criado através da Lei de nº 4.653 de 21 de agosto de 2006, procurou cumprir com determinações constantes na Resolução CONAMA nº 307/02 que passou a definir diretrizes para os municípios e o Distrito Federal a desenvolver o Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil.

O plano de gerenciamento ocorreu com o envolvimento de diferentes secretarias municipais como a SEMMAM, SEMURH e SEMOSP e as instituições privadas, dos diferentes segmentos envolvidos no setor da construção civil, tais como construtores, transportadores e empresas de reciclagem.

4 | CONCLUSÃO

Constatou-se é que a gestão dos RCC os órgãos responsáveis pela fiscalização, gestão e controle não conseguiram desenvolver as suas atribuições a contento em face dos segmentos dos Construtores, Recicladores e Transportadores e de outros intervenientes ao processo; fazendo com que a Lei municipal não tivesse a aplicabilidade necessária para a sua eficácia.

O Plano de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil do Município de São Luís suas diretrizes ainda são atuais e merecem ser intensificadas como ações de fiscalização para coibir os infratores, inclusive adotando o serviço de 0800 da Blitz Urbana; ações de educação ambiental envolvendo a Administração e os cidadãos.

Pôde-se verificar que o conjunto normativo existente no município que trata da regulação da matéria é compatível com as determinações da Lei nº 12.305 de 02 de agosto de 2010.

O grande desafio que se coloca é se no atual modelo de gestão dos resíduos proposto, de uma PPP-Parceria Público-Privada, os órgãos de fiscalização e controle da

Política Pública municipal conseguirão obter capacidade técnica e operacional em face da aplicação das normas estabelecidas.

No contexto atual da gestão municipal, o aspecto positivo é o estabelecimento dos pontos de remoção dos resíduos da construção civil, os Ecopontos, que são importantes e estratégicos por atender a determinação da resolução CONAMA 307/2002.

Em face da constatação do grande desperdício dos RCC em São Luís, que são retirados diariamente do ambiente; ainda não existem medidas que visem a utilização desses insumos em obras de pavimentação ou construção de estradas ou obras de urbanização de drenagem, dentre outros, no município. A idéia de instalação de Usina de Beneficiamento de Resíduos da Construção Civil, na Estação de Transbordo dos Rejeitos e Resíduos Excedentes, local do antigo Aterro Sanitário da Ribeira, que se encontra em fase de Projeto Executivo, devendo-se ainda ser aprovado pelo Órgão Gestor.

A proteção ambiental está ligada a uma ampla visão de conhecimentos, dos princípios da sustentabilidade e adoção de medidas de prevenção e precaução. Incentivar as boas práticas não é só dever do Estado, requer a união de todos, com intuito de buscar soluções e amenizar os possíveis danos ambientais. Os gestores devem aplicar as legislações ambientais existentes para controlar, monitorar e penalizar as ações ilegais que prejudiquem o meio ambiente.

REFERÊNCIAS

DE BARROS NETO, Benicio; SCARMINIO, Ieda Spacino; BRUNS, Roy Edward. Planejamento e otimização de experimentos. Editora da UNICAMP, 1995.

Brasil. CONAMA. (2005). Resolução nº 357, de 17 de março de 2005. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Brasília, 2011. Disponível em: < <http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=459> >. Acesso em: 20 out. 2016.

BARRAGAN, Blanca Lisseth Guzman et al. Sistemas Nacionais de Vigilância da Qualidade da Água para consumo humano: estudo comparativo Brasil e Colômbia. 2009.

BETTEGA, J. M. R.; MACHADO, M. R.; PRESIBELLA, M.; BANISKI, G.; BARBOSA, C. A. Métodos Analíticos no Controle Microbiológico da Água para Consumo Humano. Revista Ciência Agrotécnica, Lavras, v. 30, n. 5, p. 950-954, set./out. 2006

CABRAL, J. P. S. Water microbiology. Bacterial pathogens and water. *International Journal of Environmental Research and Public Health*, v. 7, n. 10, p. 3657–703, 2010. <http://dx.doi.org/10.3390/ijerph7103657>

CARVALHO, Josmara dos Passos. Uso da fita testes H2S para análise Bacteriológica da água consumida pela população do Bairro Ronaldo Aragão, Zona leste de Porto Velho – RO. Porto Velho, 2007.

CARVALHO, Darliane R. et al. Avaliação da qualidade físico-química e microbiológica da água de um campus universitário de Ipatinga – MG. Ipatinga, Brasil, 2010

CETESB - Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. Série Relatórios: Qualidade das Águas Interiores no Estado de São Paulo - Significado Ambiental e Sanitário das Variáveis de Qualidade das Águas e dos Sedimentos e Metodologias Analíticas e de Amostragem. São Paulo/SP, 2009.

CRUZ, J. B. F.; CRUZ, A. M. S.; RESENDE, A. Análise microbiológica da água consumida em estabelecimentos de educação infantil na rede pública de Gama – DF, Brasília, Brasil, 2009. *Revista Saúde e Biologia*, Brasília, v. 4, n. 1, p. 21-23, 2009

DA CRUZ, J. N.; CLAIN, A. F.. A Interferência do pH na Análise de Cloreto pelo Método de Mohr. *Revista Eletrônica TECCEN*, v. 3, n. 3, p. 29-44, 2010.

DE SOUZA, Frank Pavan et al. QUALIDADE DA ÁGUA DE ABASTECIMENTO DA COMUNIDADE TAMARINDO EM CAMPOS DOS GOYTACAZES/RJ. *Exatas & Engenharia*, v. 5, n. 11, 2015.

MINAYO, Maria Cecília de Souza; HARTZ, Zulmira Maria de Araújo; BUSS, Paulo Marchiori. Qualidade de vida e saúde: um debate necessário. **Ciênc saúde coletiva**, v. 5, n. 1, p. 7-18, 2000.

MINISTÉRIO DA SAÚDE. Portaria MS nº 2914, de 12/12/2011.: Dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. 2011.

SA, Lena Lillian Canto de; JESUS, Iracina Maura de; SANTOS, Elisabeth C. Oliveira et al. Qualidade microbiológica da água para consumo humano em duas áreas contempladas com intervenções de saneamento - Belém do Pará, Brasil. *Epidemiologia e Serviço de Saúde*, v. 14, n. 3, p. 171-180, set. 2005.

Stukel TA, Greenberg ER, Dain BJ, Reed FC, Jacobs NJ. A longitudinal study of rainfall and coliform contamination in small community drinking water supplies. *Environ Sci Technol* 1990;24:571-5

Trata Brasil. Ranking do Saneamento 2015, 2015. Disponível em:< <http://www.tratabrasil.org.br/ranking-do-saneamento-2015/>>. Acesso em: 10 de outubro. 2016

ZERWES, Cristian Mateus et al. Análise da qualidade da água de poços artesianos do município de Imigrante, Vale do Taquari/RS. **Ciência e Natura**, v. 37, n. 3, p. 651, 2015.

NETO, P. L.; ARECO, L.B. Automação de Tratamento de Água Poço Artesiano. IX SEGET – Simposio de Excelencia em Gestao e Tecnologia, Tema: Gestão, Inovação e Tecnologia para a Sustentabilidade, 2012.

UNICEF, Niang et al. WHO (2012). **Progress on drinking water and sanitation**, 2012.

LOCUS SAECULARIS: MATERIAIS QUE CONSTRÍRAM UMA TRADIÇÃO

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 28/07/2021

João Hermem Fagundes Tozatto

Centro Federal de Educação Tecnológica Celso
Suckow da Fonseca (Cefet-Rj)
Rio de Janeiro - RJ
ID Lattes: 6253334950281588

Crystian André Montozo Botelho

Técnico em Edificações
Rio de Janeiro - RJ

RESUMO: Inspirado nas comemorações do 100º aniversário (1917-2017) do CEFET/RJ, o presente trabalho procurou fazer, neste rico manancial de história e tradição, um mergulho na história da construção. Tendo elegido o Pavilhão dos Cursos Técnicos de Construção Civil como sítio simultâneo de estudo e homenagem, dadas suas características originais ainda preservadas (1942 a 1944 – época da construção), abordam-se o contexto socioeconômico, técnico e cultural da época. Esta revisão bibliográfica serve de fundo para o entendimento das características observadas da edificação (seu estilo arquitetônico, suas dimensões e disposição de elementos construtivos). Além disto, subsidia a prospecção feita em parede preservada, através de uma janela de inspeção, o entendimento das técnicas construtivas empregadas, dos materiais de construção, das práticas e da transformação do conhecimento técnico-científico através do tempo. Conclui-se que os elementos vistoriados,

passados cerca de 75 anos, ainda fornecem a devida solidez à construção e longevidade à Instituição.

PALAVRAS - CHAVE: Construção civil, História das construções, Material de Construção, Ensino profissionalizante, Anatomia construtiva.

LOCUS SAECULARIS: MATERIALS THAT BUILT A TRADITION

ABSTRACT: Inspired by the celebrations of the 100th anniversary (1917-2017) of CEFET/RJ, this research sought to make, in this rich source of history and tradition, a dive into the history of construction. Having elected the Pavilion of Technical Courses of Civil Construction as a simultaneous site of study and tribute, given its still preserved original characteristics (1942 to 1944 – time of construction), the socioeconomic, technical and cultural context of the time is approached. This bibliographic review serves as a background for the understanding of the observed characteristics of the building (its architectural style, its dimensions and the arrangement of building elements). In addition, it subsidizes the prospecting made in preserved wall, through an inspection window, the understanding of the construction techniques employed, the construction materials, practices and the transformation of technical-scientific knowledge through time. It is concluded that the elements surveyed, after about 75 years, still provide the due strength to the construction and longevity to the Institution.

KEYWORDS: Civil construction, History of constructions, Building Material, Vocational

1 | INTRODUÇÃO

1.1 Contexto histórico da Instituição

Segundo o artigo publicado no site oficial do governo brasileiro, as escolas técnicas foram implantadas no Brasil em 23 de setembro de 1909 pelo então presidente Nilo Peçanha. Elas eram chamadas de Escolas de Aprendizes Artífices e tinham como objetivo integrar pessoas desafortunadas na sociedade, proporcionando o acesso ao ensino profissionalizante, e originando mão de obra qualificada.

A Escola Normal de Artes e Ofícios Wenceslau Brás foi a primeira instituição de ensino que ocupou o local onde hoje se situa o CEFET/RJ – Maracanã. Instalada no antigo Palacete Leopoldina, à rua General Canabarro, nº 338 (Figura 1.1), criada em 11 de agosto de 1917, tendo iniciado suas atividades letivas em março de 1920. A instituição tinha o objetivo de formar professores para lecionar em escolas e institutos profissionais.

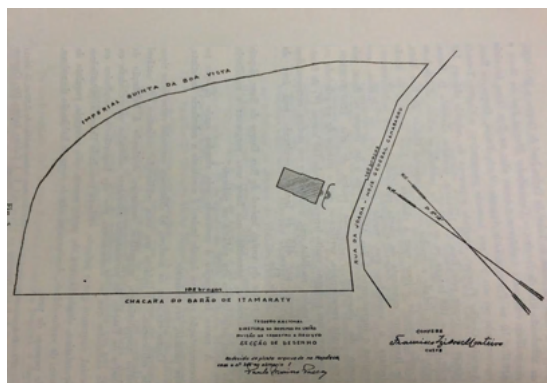


Figura 1.1 – Planta de situação do terreno constante da escritura de compra e venda do terreno para instalação da Escola Normal de Artes e Ofícios Wenceslau Brás (onde hoje situa-se o CEFET/RJ – Unidade Maracanã).

Fonte: DIAS (1980).

Após a promulgação da Constituição de 1937, pelo então presidente Getúlio Vargas, o ensino técnico foi encarado como estratégia para o desenvolvimento econômico e para a integração dos mais abastados na sociedade. Com esta nova política de governo, no mesmo ano de 1937, a escola foi fechada, pois seu objetivo era “formar homens que pudessem fazer de seus alunos verdadeiros artífices para a indústria nacional”, mas a maior parte dos alunos matriculados eram mulheres que assistiam às aulas de Datilografia, Cortes, Bordados, Contabilidade e Estenografia. Em sequência, o palacete que servia à escola foi demolido para dar lugar às novas instalações da futura Escola Técnica Nacional (ETN)

(Figuras 1.2 e 1.3). Em 1944 ela foi inaugurada oficialmente, contando com a presença de Getúlio Vargas na cerimônia (figura 1.4).



Figura 1.2 – Etapa da construção da então Escola Técnica Nacional (ETN).

Fonte: CEFET/RJ (2018).



Figura 1.3 – Escola Técnica Nacional (ETN) concluída (vista da rua General Canabarro)

Fonte: CEFET/RJ (2018).



Figura 1.4 – Inauguração oficial da ETN, em 1944, com a presença do Presidente Getúlio Vargas, Ministro da Educação Gustavo Capanema e do Diretor Celso Suckow (de branco).

Fonte: PASTORE et al., (2017).

O “boom” da industrialização no país ocorreu na Era Vargas (1930-1945), fazendo com que a indústria brasileira, no ramo da Construção Civil, começasse a se expandir e se consolidar. Isso ocorreu porque o objetivo de Vargas na época era consolidar a indústria no país, não possibilitando que o Brasil fosse dependente do mercado internacional. Um fato que ajudou o Brasil na consolidação internacional foi que a Europa se encontrava arrasada por conta das sequelas geradas pela Segunda Guerra Mundial, tendo que importar produtos de diversos países como o Brasil. Entretanto, a modernização foi levada apenas para os centros urbanos, causando uma maior desigualdade social e econômica entre os centros urbanos e o interior.

Em 1965 a instituição passa a chamar-se Escola Técnica Federal devido à mudança da capital do Brasil para a cidade de Brasília. Logo em seguida, no ano de 1967, a escola muda o seu nome para Escola Técnica Federal Celso Suckow da Fonseca, em homenagem ao falecido diretor na época. Onze anos depois, em 1978, finalmente a instituição se transforma no Centro Federal de Educação Tecnológica Celso Suckow da Fonseca, nome que lhe é dada até hoje.

1.2 Estilo arquitetônico

O estilo arquitetônico predominante no Brasil na época era o Modernismo, que tinha como os seus maiores nomes no cenário internacional: Le Corbusier, Mies Van der Rose e Frank Lloyd Wright. Na época em que o Modernismo estava chegando no Brasil, ele já era amplamente utilizado em todo o mundo.

O Modernismo tem como principal característica focar na utilidade da construção, tirando o foco dos adornos e da decoração, que antes eram partes essenciais do conjunto da obra. O fator mais importante se tornava a funcionalidade da construção, e não a estética. Esse estilo reflete a ampla difusão da industrialização que se encontrava em processo de grande difusão na época. Os principais adeptos do Modernismo que tornaram tal estilo aceito no Brasil foram os arquitetos Lúcio Costa e Oscar Niemeyer.

1.3 Tecnologia das construções

Existem diversos métodos construtivos que podem ser aplicados em prática, os quais podem ser realizados com diferentes materiais de construção. Se tratando de alvenaria, a mais difundida é a de tijolos, tanto por oferecer uma maior rapidez na conclusão da obra, pois seu transporte e manuseio são facilitados a partir de suas dimensões e peso, quanto por proporcionar uma maior aderência da argamassa em sua face por conta da aspereza de sua superfície e do seu poder absorvente. Outro aspecto positivo sobre a utilização de tijolos é a regularidade e uniformidade na forma dos blocos, proporcionando uma excelente amarração.

A Alvenaria pode ser aplicada para duas finalidades: vedação ou estrutural. A alvenaria de vedação tem como objetivo apenas separar as dependências de uma edificação e formar suas fachadas, enquanto a alvenaria estrutural possui uma função de sustentação

na estrutura da edificação, além de também atender às funções de vedação. Se tratando de uma alvenaria de vedação, o material utilizado mais usualmente é o tijolo cerâmico, e em um caso de alvenaria estrutural, o bloco de concreto é amplamente utilizado. A maior diferença entre estas duas técnicas é que na alvenaria estrutural pode ser necessária a utilização de armações de aço dentro dos blocos de concreto.

Uma técnica que foi responsável por uma grande revolução na indústria da Construção Civil foi o uso do concreto armado. Com a Revolução Industrial, que trouxe à luz o cimento Portland e o aço laminado, esta técnica surge em meados do século XIX. Ele se caracteriza pelo uso do concreto simples, formado pela junção do cimento, agregados miúdo e graúdo (areia e brita, respectivamente), e água, juntamente com uma armação de aço. A baixa resistência à tração que o concreto simples apresenta é contornada pela armação de aço, que possui um bom desempenho em relação à tração. O concreto armado é utilizado globalmente como a matéria-prima dos elementos estruturais de uma edificação, sendo eles as vigas e os pilares.

A pesquisa em pauta tem como objetivo fazer uma imersão no contexto histórico do CEFET/RJ, procurando identificar técnicas e materiais de construção utilizados na construção desta tradicional Instituição de Ensino Profissionalizante. Para tal, elegeu-se o Pavilhão de Construção Civil, que abriga os cursos técnicos de Edificações e Estradas, pois é um dos mais conservados em relação à planta original.

2 | METODOLOGIA

A presente pesquisa foi realizada inicialmente com uma revisão bibliográfica sucedida de um levantamento da iconografia, documentos e artigos disponíveis no Arquivo Geral do CEFET/RJ e publicações externas com o intuito de contextualizar os materiais de construção à época em que o Pavilhão de Construção Civil foi construído. Planejou-se e realizou-se uma prospecção (abertura de uma janela de inspeção) em uma das paredes originais do referido pavilhão, procedendo-se a uma viagem no tempo com análise e coleta dos materiais encontrados. A solidez dos materiais encontrados foi surpreendente e ajuda a explicar a longevidade das instalações até os dias atuais.

3 | RESULTADOS

O primeiro aspecto a ser elucidado pelo presente estudo é o porquê do CEFET/RJ, Unidade Maracanã, possuir este estilo arquitetônico. Ele é fruto do estilo em voga à época: o modernista. São exemplos de características modernistas identificadas no design do CEFET:

- Uso de Pilotis;
- Formas geométricas definidas;

- Integração da arquitetura com o paisagismo (Bosque);
- Uso de venezianas nas janelas como elemento da fachada (Bloco E);
- Cortina de vidro (Bloco E).

O segundo aspecto a ser respondido é o formato do pavilhão. O Campus Maracanã possui 6 pavilhões ao todo, sendo eles: Mecânica (2 pavilhões); Metrologia; Construção Civil; Informática e Segurança do Trabalho.

No presente trabalho objetivou-se focar no Pavilhão da Construção Civil pois é um dos mais preservados desde a época de sua inauguração. Este pavilhão serve de área de trabalho e estudos, onde se desenvolvem atividades de ensino, pesquisa e extensão para alunos e professores do curso de Edificações e Estradas.

Ocupando uma área de aproximadamente 1270 m², com aproximadamente 95 m de comprimento, 13,5 m de largura e 9,1 m de pé direito, ele conta com um total de oito laboratórios para aulas práticas de ambos os cursos que a Coordenação de Construção Civil engloba. Além disso, ele também conta com dois laboratórios de informática, quatro salas de aula, quatro banheiros (dois para alunos, dois para professores) e um sobrado (Primeiro pavimento: Coordenação, Segundo pavimento: Sala dos Professores).

A estrutura do pavilhão é semelhante à dos demais, sendo as diferenças entre eles basicamente as suas organizações interiores e suas funcionalidades.

Uma característica do pavilhão que reflete a época na qual a instituição foi construída é o telhado tipo *shed*, que na língua inglesa significa *galpão*. Este tipo de telhado remete às fábricas construídas na época em decorrência da expansão industrial no Brasil na Era Vargas (figuras 3.1 a 3.3). É composto de um telhado em forma serrilhada, com a parte vertical da estrutura parcialmente vedada por blocos cerâmicos perfurados, e a parte diagonal totalmente vedada por telhas cerâmicas. Os blocos perfurados permitem a passagem da iluminação natural, assim como da ventilação, conseqüentemente gerando menos gastos em energia elétrica. O emprego do concreto armado em toda a construção também é uma característica forte da época. O pavilhão de Construção Civil possui vigas em formato de pórtico, que, ao que tudo indica, já foram utilizadas com pontes rolantes. Tais características citadas acima apenas reforçam o estilo modernista e fabril incumbido na estrutura da instituição.



Figura 3.1 – Fotografia do interior de um dos pavilhões do CEFET/RJ – Maracanã, durante seu período de construção.

Fonte: CEFET/RJ (2018).



Figura 3.2 - Fotografia do interior de um dos pavilhões do CEFET/RJ – Maracanã, após a conclusão de sua construção.

Fonte: CEFET/RJ (2018).



Figura 3.3 – Fotografia do interior do pavilhão de Construção Civil, onde podemos observar nitidamente o detalhamento do telhado tipo *shed*.

Fonte: Foto dos autores (2018).

Os laboratórios do pavilhão são demarcados por uma mureta de 1,10 m de altura, que é revestida por pastilhas em tonalidades ocres, e acima da mesma estão afixadas esquadrias de 1,00 m de altura, feitas de madeira e com uma placa de vidro em seu interior, possibilitando a visualização dos interiores dos laboratórios, a partir do corredor principal do pavilhão. As divisões internas dos laboratórios são feitas a partir de paredes de alvenaria. Embora haja divisões, os laboratórios não constam nenhum tipo de isolamento acústico ou térmico. A iluminação é feita a partir de luminárias distribuídas igualmente sobre o pavilhão, além da iluminação natural proporcionada pelo telhado tipo *shed*. A ventilação do local é feita através de ventiladores distribuídos sobre o pavilhão, e através também do telhado tipo *shed*. As demais paredes do pavilhão são pintadas com uma tinta amarela clara, e possui um revestimento de ladrilhos quadrulares cerâmicos a uma altura de 1,00 m do chão, nas cores azul e branco, as quais representam a instituição.

No dia 28 de agosto de 2018 foi realizada uma prospecção em uma das paredes do pavilhão de Construção Civil, mais precisamente na parede interna do Laboratório de Ligantes Asfálticos, o qual se encontra desativado há mais de duas décadas. Tal procedimento tinha como principal objetivo coletar dados e corpos de provas dos materiais utilizados na época da construção do CEFET/RJ - Maracanã, e deduzir quais foram os métodos construtivos utilizados, validando a presente pesquisa.

Todo o processo foi realizado manualmente por um funcionário da instituição (figura 3.4), o qual foi disponibilizado pela Prefeitura do CEFET/RJ - Maracanã. Com o auxílio de uma marreta e de uma talhadeira foi aberto uma janela de 0,50m X 0,50m apenas até que se chegasse à face do tijolo, sem que fosse ultrapassada a parede.



Figura 3.4 – Processo de abertura da janela de inspeção

Fonte: Fotos dos autores, 2018.

Após finalizada a prospecção, pôde-se observar e analisar os materiais utilizados na época para a realização da construção. Basicamente os métodos utilizados na época foram semelhantes aos utilizados atualmente. Para se construir uma parede, primeiramente é levantada uma primeira fiada de tijolos, a qual é nivelada corretamente com o auxílio de um prumo, uma linha e um prego. Após realizado isto, deve-se dispor os tijolos de uma maneira que haja uma amarração entre eles, formando um “T”. Para unir os tijolos deve-se aplicar argamassa, com uma espessura de 0,1 cm. Após levantada a parede deve-se chapiscá-la e logo emboçar. Caso seja necessária a realização da pintura da parede, deve-se aplicar massa corrida na mesma, e depois aplicar a tinta escolhida.

Na parede do Pavilhão de Construção Civil foram identificados sete materiais de construção (alguns visualizados na Figura 3.5), dispostos em seis camadas que foram possíveis serem identificadas a olho nu. São elas: Tijolo (com argamassa em suas junções), chapisco, emboço, massa fina, massa corrida e tinta.

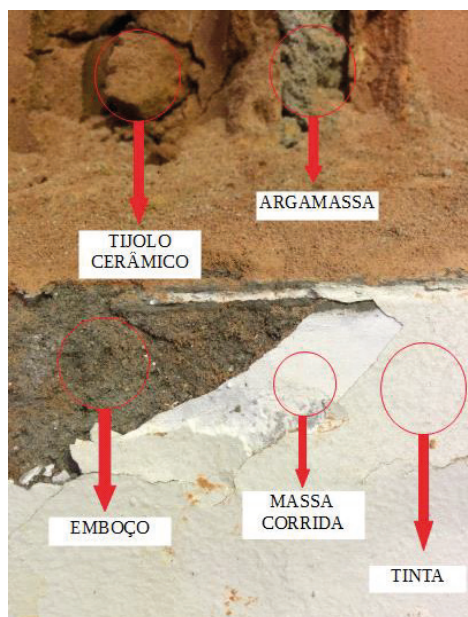


Figura 3.5 – Prospecção na parede originalmente construída em 1942 no pavilhão de Construção Civil, na qual podem-se identificar as camadas de revestimento constituíntes.

Fonte: Foto dos autores (2018).

Constatou-se a utilização de tijolo dificilmente empregado na atual tecnologia das construções. Além disso, sua disposição (figura 3.6) revelou uma fiada de tijolos deitados com a fiada seguinte de tijolos em pé, tecnologia que provavelmente conferiria uma maior resistência à alvenaria.

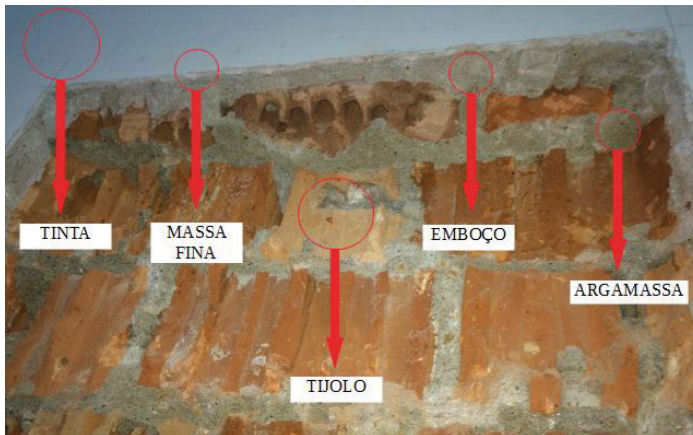


Figura 3.6 – Identificação dos diversos materiais na parede prospectada.

Fonte: Foto dos autores (2018).

Como não foi possível realizar a coleta de um tijolo por inteiro, a identificação do seu formato se deu por exame visual. Concluiu-se que o bloco cerâmico tem um formato semelhante ao da figura 3.7.

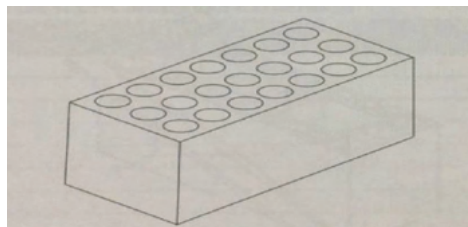


Figura 3.7 – Bloco cerâmico utilizado na construção do pavilhão de Construção Civil..

Fonte: PINI (2008).

4 | DISCUSSÃO

Os resultados obtidos explicitaram as diferenças contrastantes que são geradas com o passar do tempo. Observando a iconografia obtida em colaboração com o Arquivo Geral do CEFET/RJ, foi possível identificar as diferenças visualmente, comparando as fotografias com a edificação no seu estado atual. A partir da realização da prospecção em uma das paredes do pavilhão foi possível identificar os materiais utilizados na construção da edificação, coletá-los e analisá-los visualmente. Também a partir da prospecção tornou-se possível identificar diferenças significativas nos métodos construtivos da época, em comparação com os métodos comumente utilizados atualmente.

51 CONCLUSÃO

A pesquisa realizada obteve seu êxito ao conseguir efetuar todos os procedimentos e coletar os dados e resultados esperados. Com este presente artigo, o autor espera que seu trabalho possa ajudar na conservação do pavilhão de Construção Civil, mantendo o seu passado e sua história vivos na memória dos alunos, professores, funcionários e servidores da instituição.

AGRADECIMENTOS

Ao Arquivo Geral do CEFET/RJ pelo apoio no levantamento de iconografia e documentos históricos utilizados como dados nesta pesquisa.

À Prefeitura do CEFET/RJ pelo suporte necessário oferecido para a realização da prospecção na parede do pavilhão de Construção Civil.

À Coordenadoria de Construção Civil do CEFET/RJ pela autorização necessária para a realização da prospecção na parede do pavilhão de Construção Civil.

Ao CNPq pelo apoio e incentivo no desenvolvimento desta pesquisa.

À Rosangela Maria Montozo Botelho pela colaboração na revisão ortográfica.

REFERÊNCIAS

AMBROZEWICZ, P. H. L. **Materiais de construção: normas, especificações, aplicação e ensaio de laboratório**. São Paulo: Ed. Pini, 2012.

BRASIL. Ministério da Educação. **Surgimento das Escolas Técnicas**. Disponível em: <http://www.brasil.gov.br/educacao/2011/10/surgimento-das-escolas-tecnicas>. Acesso em 15/10/2017.

CEFET/RJ. Arquivo Geral. **Acervo iconográfico do CEFET-RJ**. Acessos ao longo de 2018.

_____. Centro de Memória. CEFET-RJ. **Seu tempo e sua história: 90 anos de formação profissional**. Rio de Janeiro: CEFET-RJ, 2007.

_____. **Histórico**. Disponível em: <http://www.cefet-rj.br/index.php/2015-06-02-16-38-34>. Acesso em 15/10/2017.

DIAS, D. de O. **Estudo documentário e histórico sobre a Escola Técnica Federal “Celso Suckow da Fonseca**. Rio de Janeiro: Setor de Artes Gráficas do CEFET/RJ, 1980.

FLORES, T. D.; TORRESCASANA, C. E. N.; COSTELLA, M. F. e MIGOTT, A. F. **Iluminação natural por zenitais do tipo shed: Estudo em modelos reduzidos**. XVI Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. São Paulo, 2016.

FUSCO, P. B.; **Tecnologia do concreto estrutural: tópicos aplicados**. 2 ed. reimpr. São Paulo: Pini, 2014.

PASTORE, D. H.; DEVONISH, I. M. S. e CARDOSO, T. F. L (org). **Registros de uma Instituição Centenária: CEFET-RJ**. Ministério da Educação. Centro Federal de Educação Tecnológica Celso Suckow da Fonseca. 1ª Ed. Rio de Janeiro: CEFET-RJ, 2017.

PINI. **Alternativas Tecnológicas Para Edificações. Volume 1**. São Paulo, Ed. PINI, 2008.

MODELAGEM NUMÉRICA DE PAREDE DIAFRAGMA ATIRANTADA EM ÁREA URBANA

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 28/08/2021

Isabela Grossi da Silva

Universidade Federal do Paraná, Departamento
de Construção Civil
Curitiba - Paraná
<http://lattes.cnpq.br/4528242094549105>

Renathielly Fernanda da Silva Brunetta

Universidade Federal do Paraná, Departamento
de Construção Civil
Curitiba - Paraná
<http://lattes.cnpq.br/7806001111513392>

Leandro Canezin Guideli

Universidade Federal do Paraná, Departamento
de Construção Civil
Curitiba - Paraná
<http://lattes.cnpq.br/0990136426184216>

Vitor Pereira Faro

Universidade Federal do Paraná, Departamento
de Construção Civil
Curitiba - Paraná
<http://lattes.cnpq.br/4930854532345524>

RESUMO: As contenções, tanto as passivas quanto as ativas, são utilizadas para conter determinada massa de solo com o objetivo de promover a mínima perturbação possível no local inserido, de maneira a fornecer segurança. As contenções ativas têm grande uso em áreas urbanas devido à menor deformação resultante na estrutura quando comparado com

as demais. Dentro deste contexto, o trabalho apresenta estudo de uma contenção do tipo parede diafragma atirantada em área urbana. A estrutura possui restrições de deformação devido à existência de tubulação, edificação com fundação direta e rodovia em suas proximidades. O trabalho contempla a modelagem do sistema em um *software* de elementos finitos e no *software* de pórticos planos *Ftool*, considerando a especificidade da metodologia de cálculo de cada um. Foram realizadas comparações com os resultados obtidos por meio desses *softwares*. Como resultado verificou-se que houve semelhante ordem de grandeza nos valores de deslocamento.

PALAVRAS - CHAVE: Contenção urbana, *Ftool*, tensão-deformação.

NUMERICAL MODELING OF ANCHORED DIAPHRAGM WALL IN URBAN AREA

ABSTRACT: Retaining walls, both passive and active, are used to contain a certain mass of soil in order to promote the least possible disturbance in the inserted site, in order to provide security. Active containments have great use in urban areas due to the resulting lesser deformation in the structure when compared to others. Within this context, this work presents a study of a retaining type diaphragm wall in an urban area. The structure has deformation restrictions due to the existence of piping, building with direct foundation and highway in its vicinity. The paper contemplates the modeling of the system in a finite element software and in the *Ftool* plane frame modeling software, considering the specificity of

the calculation methodology of each one. Comparisons were made with the results obtained by each software. As a result, it was found that there was a similar order of magnitude in displacement values.

KEYWORDS: urban retaining walls, Ftool, stress-deformation.

1 | INTRODUÇÃO

Mesmo três séculos após a sistematização do estudo da mecânica dos solos, a interação solo-estrutura ainda não é bem compreendida no meio geotécnico. Quando se trata de obras de contenção em áreas urbanas, esse problema é ainda mais acentuado, pois os deslocamentos considerados satisfatórios para boas práticas de engenharia são consideravelmente reduzidos afim de não interferir nas obras existentes.

Diante da necessidade de estimar os deslocamentos de uma parede diafragma atirantada, este trabalho utiliza duas ferramentas computacionais: um *software* de pórticos planos e um programa de simulação de comportamento tensão *versus* deformação que utiliza o método dos elementos finitos. Busca-se ainda realizar uma análise crítica da legitimidade dos dados de entrada em ferramentas computacionais.

2 | CORTINA ATIRANTADA

Cortinas atirantadas são estruturas flexíveis projetadas com um paramento vertical para conter os empuxos de solo, com o intuito de manter a massa de solo estável. O paramento pode ser de diversos materiais, como placas de concreto armado ou pré-moldado, parede diafragma, estacas-pranchas, perfis metálicos, entre outros. Os tirantes são adicionados estrutura quando se torna necessário maior resistência ao conjunto.

A ocorrência de deslocamentos, principalmente por flexão, é necessária para o ideal desempenho de estruturas flexíveis. Essa deformação influencia a distribuição dos empuxos de terra, afetando os momentos fletores e esforços cortante da estrutura. O processo de obtenção das deformações se torna difícil devido à complexidade dos parâmetros relacionados à análise (FUERTES, 2016), bem como dados relacionados ao solo e a concepção de um modelo numérico ou estrutural.

Denomina-se tirante o componente formado por um ou mais elementos resistentes à tração (os mais comuns são os elementos de aço como monobarras, cordoalhas ou fios) que são introduzidos no terreno por meio de uma perfuração prévia. Após isso, realiza-se a injeção de calda de cimento na parte inferior deste elemento, originando o bulbo de ancoragem (SOLOTRAT, 2018).

O tirante é composto pelo comprimento livre, no qual a barra de aço é envolta pela bainha que pode ser individual ou coletiva, uma fina camada de calda de cimento que tem contato com o solo; o comprimento ancorado que é onde se encontra o bulbo de ancoragem, onde o aglutinante é pressurizado e depois é tensionado e por isso, resiste

as tensões de tração e; a cabeça na qual a força de protensão é aplicada e transmite esses esforços para a estrutura. Por serem pré-tensionados os tirantes são considerados elementos ativos.

O uso da parede diafragma em contenções flexíveis permite atingir profundidades abaixo do nível do lençol freático por possibilitar a interceptação da água e se obtém considerável agilidade construtiva com esta opção.

Os empuxos de terra atuam como pressões laterais sobre as estruturas que estão em contato com o solo. E a determinação de sua magnitude é fundamental em obras como muros de arrimo, cortinas em estacas pranchas, cortinas atirantadas, paredes diafragmas, construções em subsolo, encontro de pontes, entre outras. Existem várias formas de se obter essas pressões exercidas pelo solo sobre uma estrutura enterrada, a teoria de Rankine é uma delas. Essa teoria considera as hipóteses de que o solo a montante é uma areia pura seca homogênea em toda a profundidade considerada e a superfície superior é horizontal. Além disso, considera-se que o tardo da contenção é vertical, que não há atrito entre este paramento e o solo e que sobre o solo não há sobrecarga. Entretanto, com modificações nas equações do método, pode-se chegar a condições em que seja possível considerar a sobrecarga, presença de lençol freático, bem como a parcela de resistência ao cisalhamento correspondente à coesão do solo.

3 I FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS

Segundo Veloso e Lopes (2012) há duas formas principais de representação do solo em análises de interação solo-estrutura: o modelo de molas que é desenvolvido por meio de uma análise estrutural e o meio contínuo, que pode ser elástico ou elastoplástico, o qual requer solução numérica.

3.1 Análise estrutural bidimensional

Segundo Mota, Bernandes e Dell'Avanzi (2016) a modelagem de uma contenção utilizando vigas com apoio elástico consiste em discretizar o solo em um sistema de molas.

Neste modelo assume-se que a relação entre a pressão de contato (P) e o deslocamento (δ) resultante desta pressão é linear e dado por um coeficiente de rigidez (k) conforme mostra a Equação 1. Sendo k dado em kN/m, P em kN e δ em metros.

$$k = \frac{P}{\delta} \quad (1)$$

Aplicando a teoria da elasticidade ao solo e considerando que este é um material que pode ser regido pela Lei de Hooke pode-se calcular o coeficiente de rigidez pela Equação 2.

$$k = \frac{E \cdot A}{L} \quad (2)$$

Em que E é o módulo de Young (kPa); A é a área entre o elemento de solo e a parede (m^2) e; L (m) é o comprimento do solo definido pela distância entre a contenção o plano de ruptura passiva de Rankine, $\theta=45^\circ-\phi/2$.

Existem *softwares* gratuitos que possibilitam cálculos estruturais de elementos, como as vigas com diferentes tipos de apoio e com a presença de vários destes. Um *software* deste tipo é o *Ftool*®, no qual o usuário tem como saída gráficos que possibilitam a retirada das cargas presentes nos elementos, os valores do esforço cortante e do momento fletor (TEIXEIRA, 2015).

3.2 Método dos Elementos Finitos

Muitos problemas de engenharia possuem análises complexas devido à geometria e/ou variáveis consideradas. De acordo com Hetland (2015) o Método dos Elementos Finitos (MEF) possibilita dividir uma estrutura complexa em segmentos menores e mais simples, denominados elementos finitos e a solução é resulta do uso das equações algébricas. O MEF também possibilita realizar a modelagem do sistema com a interação solo e analisar a sequência construtiva (MILITITSKY, 2016).

Ressalta-se que com a evolução dos recursos computacionais, o processo de cálculo não se torna um empecilho na resolução do problema. No entanto, a determinação dos coeficientes de reação horizontal, para o caso dos programas de pórticos planos, e das propriedades de deformabilidade do solo, para o programa de elementos finitos, torna-se a dificuldade enfrentada pelos projetistas (VARGAS, 2016).

Fuertes (2016) estudou o dimensionamento de uma contenção flexível de um caso prático com presença de diferentes solos com vários níveis de apoio de diferentes tipos. Assim, utilizou os métodos analíticos, teorias clássicas e métodos numéricos para comparar os resultados obtidos sob diferentes formas de análise. Os resultados obtidos pelo autor apontaram que o cálculo analítico do *Ftool* foi útil como um referencial onde puderam ser aplicadas as teorias clássicas. Além disso, os modelos obtidos pelo autor apresentaram uma razoável aproximação de deslocamentos.

4 | MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 Contenção em estudo

A contenção em estudo, com altura de 12 m e extensão de 30 m, possui uma rodovia a cinco metros a montante de sua estrutura com largura de 8 m e logo após se encontra uma edificação de 4 andares em fundação superficial do tipo sapata. Além disso, a 2 m de profundidade do passeio da rodovia passa um duto de abastecimento de água. Com as informações expostas, conclui-se que trata de um problema cotidiano de construções em áreas urbanizadas com grande presença de elementos nos quais devem ser evitados ruídos, vibrações e deslocamento da estrutura e, por isso, adotou-se uma estrutura do tipo

parede diafragma atirantada.

Sondagens à percussão do tipo SPT (*Standard Penetration Test*) foram realizadas no local de implantação da contenção, pelas quais verificou-se o nível freático a 3 m da superfície do terreno. A estratigrafia encontrada foi variada em profundidade com presença de três camadas dominante: um aterro com material variado, uma camada de argila com presença de material granular e uma camada de silte profunda. Os valores médios do N_{SPT} das camadas foram, respectivamente, de 6, 9 e 16. Os parâmetros necessários para a realização do estudo foram calculados conforme exposto por Joppert (2007) utilizando os valores de N_{SPT} supracitados.

O perfil estratigráfico do solo, bem como a localização da contenção e dos elementos à montante são expostos na Figura 1.

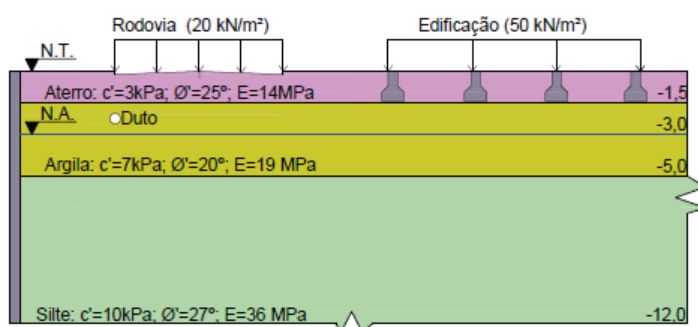


Figura 1. Configuração da área à montante da contenção.

4.2 Empuxo do Solo

Para a realização da modelagem em *software* de pórticos planos, é necessário realizar a estimativa das solicitações sofridas pela estrutura de contenção. Estas solicitações a serem inseridas compreendem a ação do solo sobre a estrutura, assim como carregamentos externos e ação da água. Para o cálculo dos empuxos de solo e carregamentos externos (isto é, rodovia e edificação), utilizou-se a teoria de Rankine. Os coeficientes de empuxo ativo foram calculados para cada camada de solo e obtidos por meio das Equações 3 e 4.

$$k_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} \quad (3)$$

$$k_a = \frac{1 - \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} - \frac{2c'}{\sigma'_v} \left(\frac{\cos\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \right) \quad (4)$$

Para o carregamento externo causado pela rodovia, devido à proximidade desta com a estrutura de contenção, sua sobrecarga foi distribuída em toda extensão da cortina

atirantada. Já para o caso do carregamento proveniente da edificação, a distância até a contenção é mais elevada. Portanto, para obter de maneira mais realista um carregamento que pode influenciar o comportamento da estrutura, foi utilizada uma estimativa por meio de espraiamento de tensões, cujo procedimento de segue a Equação 5.

$$\sigma_v = \frac{2L}{2L + 2z \operatorname{tg}\alpha} \sigma_0 \quad (5)$$

Em que σ_v (kPa) indica a tensão recebida por um ponto a uma profundidade z (m) pelo efeito de uma sobrecarga σ_0 (kPa) distribuída numa largura L (m) na superfície do terreno. O ângulo α é o ângulo de espraiamento, cujo valor depende do solo em questão. Para a estimativa deste trabalho, utilizou-se $\alpha = 55^\circ$.

Esta estimativa permitiu determinar que a magnitude de carregamento atuante na cortina é de 17 kN/m². Similarmente, obteve-se o valor de 10 m como a profundidade a partir da qual a estrutura de contenção começaria a receber carregamento do edifício.

Desta maneira, aplicou-se no modelo estrutural o empuxo proveniente da sobrecarga do edifício com base nestes resultados.

4.3 Concepção do modelo numérico de elementos finitos

O modelo numérico foi concebido em um *software* que permite simular as etapas construtivas. O modelo constitutivo adotado foi o de Mohr-Coulomb. A malha utilizada no programa é descrita como de média densidade, sendo refinada manualmente na região de ancoragem e próximo a tubulação. Os carregamentos externos inseridos foram do tipo distribuído e estático.

Os tirantes foram simulados pela união de duas partes, o comprimento ancorado e o comprimento livre. O bulbo foi modelado como um corpo envolto em calda de cimento informando a rigidez axial e o comportamento do tipo do material como elástico. No caso do comprimento livre há a entrada dos mesmos parâmetros e, adicionalmente, o valor do espaçamento horizontal entre tirantes. Hipóteses de simulação similares foram utilizadas por Conceição (2015) e Reffatti (2002) mostrando-se satisfatórias.

Em relação a geometria do modelo, a parede diafragma tem espessura de 0,50 m e, para atender aos empuxos existentes foram adicionadas quatro linhas de tirantes, todas com o comprimento livre de 12 m e de ancoragem de 6 m, compostos por barras de 32 mm. A primeira linha de tirantes dista 1,50 m da superfície e os tirantes são espaçados verticalmente entre si com 2,50 m e horizontalmente de 1,50 m como apresentado na Figura 2.

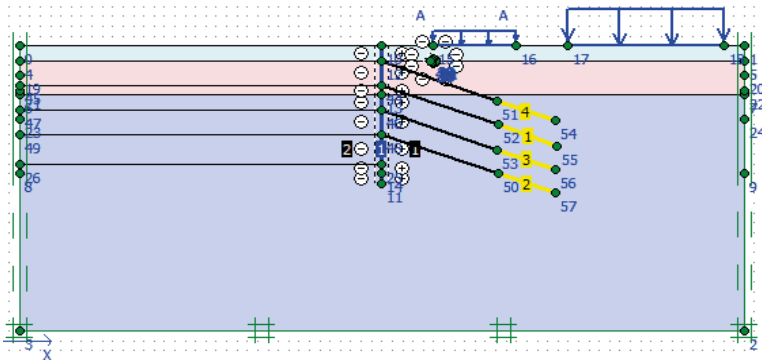


Figura 2. Configuração do modelo numérico.

4.4 Concepção do modelo estrutural

Para criação do modelo estrutural bidimensional, foi utilizado o *software* de análise de pórticos planos *Ftool*, versão 4.00 (FTOOL, 2016). O modelo criado seguiu a mesma geometria da contenção apresentada para o modelo de elementos finitos. Nesta modelagem, a qual se baseou no trabalho de Mota, Bernardes e Dell’Avanzi (2016), tanto os tirantes como o paramento de concreto são considerados como sendo elementos de corpo rígido. As propriedades atribuídas a estes elementos estão apresentadas na Tabela 1.

Elemento	Paramento	Tirante
Material	Concreto	Aço
Módulo de elasticidade (MPa)	31.680	210.000
Seção	0,50 m x 1,50 m	32 mm

Tabela 1. Propriedades dos materiais atribuídas aos elementos da contenção modelada no Ftool

A seção de concreto foi definida como 0,50 m x 1,50 m para representar, respectivamente, a espessura da parede e o espaçamento adotado entre as linhas de tirantes.

No caso dos tirantes, foi ainda atribuído em sua extremidade ancorada a condição de apoio de 2º grau, isto é, apoio que restringe tanto deslocamentos horizontais quanto verticais. Além do mais, o comprimento adotado para os tirantes é equivalente apenas a sua região livre, não incluindo o comprimento ancorado.

Já para o caso da extremidade inferior da ficha, adotou-se como estando apoiada sobre um apoio de 1º grau, permitindo a ocorrência de deslocamentos horizontais, uma vez que uma cortina atirantada é classificada como uma contenção flexível.

A Figura 3 ilustra esquematicamente a contenção construída no *Ftool*. O carregamento distribuído, esquematizado por meio de setas horizontais mostrado na Figura 3, foi aplicado e obtido por meio do cálculo de empuxos, cuja descrição foi realizada anteriormente.

Por fim, o empuxo passivo é representado na Figura 3 através de um conjunto de molas, as quais são igualmente espaçadas e possuem rigidez definida. Para obtenção desta rigidez, utilizou-se a Equação 2, adotando-se molas espaçadas em 0,50 m, com a adoção dos valores de cálculo expressos na Tabela 2.

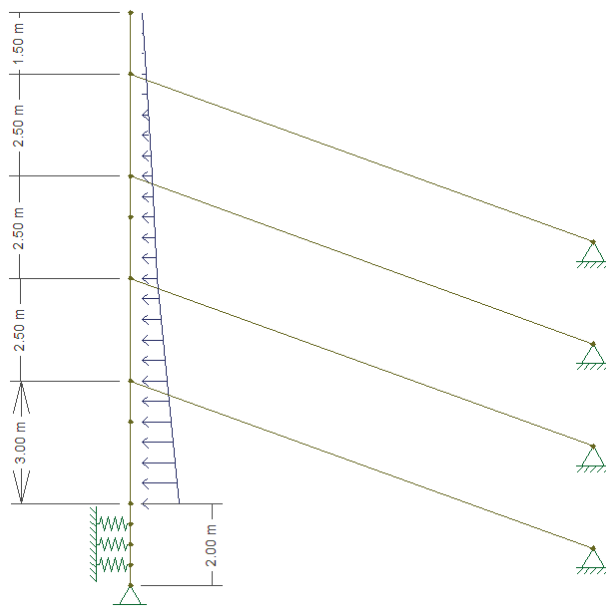


Figura 3. Estrutura modelada no *software* Ftool.

Mola	L (m)	A (m)	k (kN/m)
1	2,40		664
2	1,60	60	1.350
3	0,80		2.700

Tabela 2 – Cálculo do coeficiente de mola para simulação do empuxo passivo

5 | RESULTADOS

5.1 Deslocamentos horizontais e momentos fletores da parede

Através da Figura 4 observa-se que o deslocamento obtido com o programa *Ftool* seguiu uma linearidade dos valores, partindo de próximo de 0 mm na superfície do terreno natural e chegando a 35 mm no pé da ficha da parede diafragma, onde obteve

seu valor máximo. Já os deslocamentos resultantes da análise com elementos finitos não acompanhou uma tendência, partindo de aproximadamente 32 mm na superfície do terreno natural e chegando a 20 mm no final da contenção. Neste caso, o máximo deslocamento foi também de 35 mm, porém atingiu-se na profundidade de 1,50 m que corresponde a distância média da altura entre o último tirante e o nível do terreno cortado.

A existência de deslocamentos desde o topo da contenção no *software* de elementos finitos pode ser explicado pelo fato de ser possível a região ancorada sofrer deformações, o que não ocorre no *Ftool*, em que a ancoragem é modelada como apoio de segundo gênero (o qual restringe deslocamentos verticais e horizontais).

Verifica-se que o ponto no qual há igualdade de valores de deformação corresponde a profundidade de 0 m, isto é, início da ficha. Este ponto apresentou deslocamento de 30 mm em relação a sua posição indeformada.

Em relação à análise dos momentos fletores resultantes na parede, encontrou-se uma incompatibilidade entre valores fornecidos pelos *software* utilizados. Ao passo que o *Ftool* apresentou valores elevados quando comparado com os valores do *software* de elementos finitos. Fuertes (2016) obteve esse mesmo comportamento em seu estudo, justificando que o *Ftool* não possui um comportamento realista ao não considerar o efeito da ancoragem.

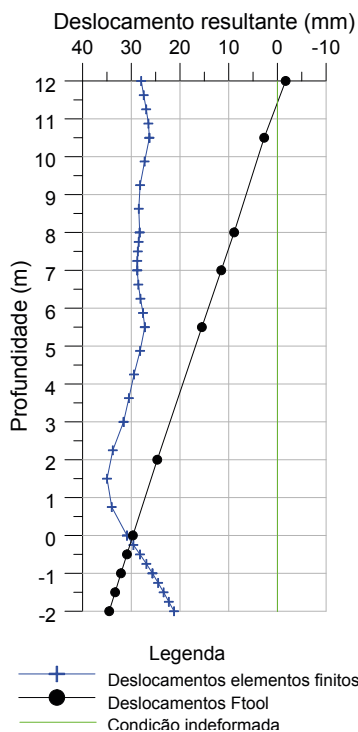


Figura 4. Comparação entre os deslocamentos obtidos pelo Ftool e pelo programa de elementos finitos.

5.2 Análise sobre o uso de *softwares* de elementos finitos

O *software* de elementos finitos, por considerar as fases de construção e a análise tensão *versus* deformação do solo, apresenta algumas vantagens em relação ao outro programa utilizado.

A Figura 5 traz uma representação comparativa dos deslocamentos horizontais ocorridos no modelo após a finalização de todas as etapas construtivas. Através da intensidade da cor tem-se noção do deslocamento horizontal e, quanto mais próximo da tonalidade vermelha estiver esta representação, maior foi o deslocamento sofrido nesta região em relação aos demais pontos analisados. O deslocamento horizontal máximo apresentado na Figura 5 foi de 34,97 mm. Este deslocamento horizontal máximo encontra-se entre o nível do terreno a jusante da contenção e o último tirante inserido no terreno, mesmo lugar de máximo deslocamento da parede apresentado na Figura 4. Percebe-se que as duas linhas de tirantes superiores tiveram maior deslocamento quando comparado com as demais linhas, sendo possível um novo arranjo geométrico para diminuir os deslocamentos nesta região. As possibilidades seriam de aumentar o comprimento ancorado ou incrementar a tensão de protensão, o que pode ser menos viável para este caso. A região próxima ao duto de água apresentou um deslocamento horizontal na ordem de 30,36 mm.

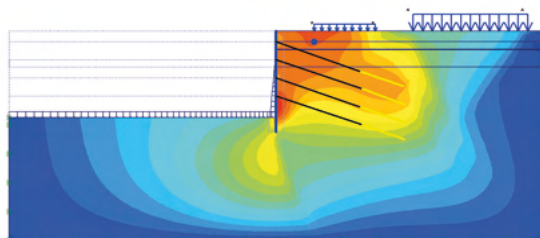


Figura 5. Representação comparativa dos deslocamentos horizontais ocorridos no modelo numérico.

O *software* de elementos finitos se destaca por possibilitar a análise de deformações nas proximidades das obras de engenharia. Por exemplo, como relatado anteriormente, a fundação da rodovia, por estar próxima à parede e à tubulação de água, mostra-se um lugar com grande deslocamento horizontal.

Com o uso do modelo numérico ainda se obtêm possíveis pontos de plastificação do solo, como mostrado na Figura 6. Estes locais são expressos através de pontos vermelhos e quanto maior sua presença, maior a possibilidade de ocorrer plastificação do solo nesta região. A plastificação do solo ocorre após o “*yield*”, ponto a partir do qual o material deixa de ter comportamento elástico. Ao analisar a Figura 6 percebe-se que há uma concentração desses pontos na região dos maiores deslocamentos. Além disso,

verifica-se que as regiões da fundação da rodovia e da edificação também podem sofrer plastificação, bem como próximo a região de ancoramento.

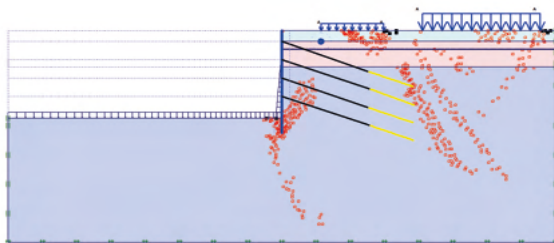


Figura 6. Representação dos possíveis pontos de plastificação existentes no modelo numérico.

A Figura 7 traz a representação do deslocamento vertical na área a montante da contenção. Por esta imagem, verifica-se que o maior recalque foi obtido na região da fundação da edificação, a qual sofreria um recalque máximo de 45 mm, esta região é representada pela cor vermelha. A tonalidade verde apresentada na Figura 7 refere-se a um recalque da ordem de 22 mm, na qual se encontra a parede diafragma. E, a tubulação de água, localizada na cor azul claro, tenderia a sofrer um recalque de 18 mm. Ao prever tais deformações e em caso de incompatibilidade dos deslocamentos aceitáveis pelas construções, o projeto tende a ser modificado para que haja conformidade entre eles.

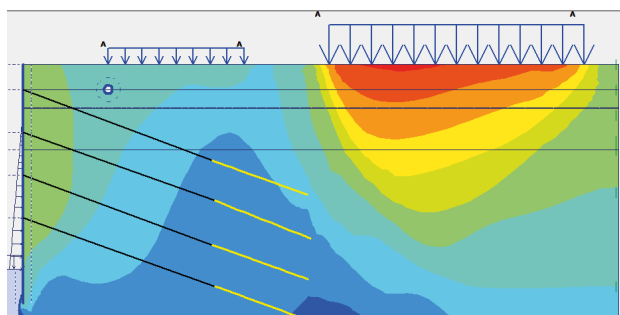


Figura 7. Detalhe da intensidade de deslocamento vertical na região das fundações da rodovia, da edificação e da tubulação.

5.3 Comparação entre os *softwares*

Como apresentado anteriormente, foram obtidos comportamentos com certas incompatibilidades. Isso se deu devido a alguns fatores. Primeiramente, em relação aos parâmetros de entrada utilizados pelos *softwares*. Enquanto o programa de elementos finitos emprega a análise de tensão-deformação que necessita dos parâmetros elásticos

do solo, como o módulo de elasticidade, o *Ftool* não os utiliza.

Importante ressaltar que a teoria de Rankine, utilizada para a obtenção dos empuxos, pressupõe que o atrito entre o solo e a parede é nulo. O programa de elementos finitos, por sua vez, possui uma variável referente a interação entre esses materiais. Outro fator que deve ser levado em conta está na forma de representação do solo a jusante da contenção, no *software* de pórticos planos este material é representado por um conjunto de molas com determinada rigidez. Por outro lado, no *software* de elementos finitos este solo é modelado através dos parâmetros de resistência e de elasticidade.

6 | CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou uma análise comparativa de uma estrutura de contenção por meio de dois métodos de modelagem distintos: elementos finitos e pórticos planos. Por meio destas duas metodologias, as quais foram simuladas por uso de *softwares* computacionais, foi possível a estimativa de deslocamentos ocorridos na parede de contenção. Para estes deslocamentos, verificou-se que houve razoável semelhança na ordem de grandeza obtida, apesar de haver uma distribuição discrepante ao longo da altura da cortina. O motivo desta diferença é consequência dos pressupostos adotados por cada um dos métodos: elástico linear, no caso de pórticos planos, e Mohr Coulomb, para elementos finitos.

Além disso, o resultado fornecido pelo método de elementos finitos permite uma maior aproximação com a real situação. Entretanto, o método de pórticos planos, por sua facilidade de implementação e boa aproximação de resultados, pode ser uma ferramenta muito útil, principalmente para a fase de pré-dimensionamento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil da Universidade Federal do Paraná (PPGECC-UFPR), à Coordenação de Aperfeiçoamento Pessoal de Nível Superior (Capes) e à Fundação Araucária por possibilitar tal estudo.

REFERÊNCIAS

CONCEIÇÃO, C. M. A. **Análise dos métodos para dimensionamento do bulbo de ancoragem de tirantes metálicos em solos**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal Fluminense, Niterói/RJ, Brasil, 145 p., 2015.

FUERTES, A.K. **Dimensionamento de uma estrutura de contenção de terras flexível com vários níveis de apoio**. Dissertação de Mestrado, Curso de Engenharia da Construção, Escola Superior de Tecnologia e Gestão Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, 131 p., 2016.

HETLAND, J. **Numerical Modelling of a Pile Model Test with Focus on Small-strain Stiffness**. Dissertação de Mestrado, Curso de Civil And Environmental Engineering, Department Of Civil And Transport Engineering, Norwegian University Of Science And Technology, Trondheim, 143 p., 2015.

JOPPERT, I. **Fundações e Contencões de Edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. 1.ed. São Paulo, Pini, 2007.

MARTHA, L. F., **Ftool** – Version 4.00.04. Disponível em: <https://www.ftool.com.br>. 2018.

MILITITSKY, J. **Grandes escavações em perímetro urbano**. São Paulo: Oficina de textos, 2016, 144 p.

MOTA, G.M., BERNANDES, G.P. E DELL'AVANZI, E. **Modelling Teid-Back Walls By The Software Ftool**, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 21, p. 1117-1124, 2016.

REFFATTI, M. E. **Análise numérica de uma escavação de grande porte em Porto Alegre/ RS; Caso de obra**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, Brasil, 124 p., 2002.

SOLOTRAT. **Manual de Serviços Geotécnicos Solotrat**. 6ª ed. São Paulo: 2018. 120 p., 2018.

TEIXEIRA, M. S. **Cálculo estático em fachadas curtain wall**. Dissertação de Mestrado, Curso de Engenharia Mecânica – Produção industrial, Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria, Leiria, 88 p., 2015.

VARGAS, J.W.S. **Estudo da interação solo-estrutura em cortinas flexíveis com um nível de ancoragem**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Coppe, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 140 p., 2016.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo e fundações superficiais**. 2. ed. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2011. xiii, 225 p. ISBN 9788579750144.

Data de aceite: 01/10/2021

Ilo Borba

Departamento de Engenharia Civil
Conprel, Construções Projetos e
Representações Ltda.
Diretor técnico

RESUMO: Neste trabalho, procura-se fornecer as informações básicas sobre novas tecnologias que poderão ser utilizadas nos projetos e nas construções de torres eólicas de concreto armado. Atualmente, são utilizados projetos estruturais compostos de aduelas pré-moldadas, lançadas com guindastes, uma sobre a outra, solidarizadas verticalmente através de cabos de protensão. As citadas aduelas possuem peso da ordem de 50,00 t, sendo lançadas através de guindastes de grande capacidade de carga (200,00 t) e custos de alugueis bastante elevados. Este sistema, muito utilizado nos países desenvolvidos (mão de obra cara e equipamentos baratos), encarece de forma significativa os custos de construção de torres eólicas em nosso País. Além do fato de se tornar necessário a implantação de uma fábrica de pré-moldados para as aduelas, e ainda, ser necessário à utilização de uma logística adequada para proceder aos transportes das mesmas. A nova tecnologia proposta elimina a construção da fábrica de aduelas, a logística para o transporte das mesmas, a utilização dos guindastes de elevados custos, e ainda, a solidarização vertical das aduelas pré-moldadas

através de cabos de protensão. No novo sistema, a torre eólica é projetada em concreto armado, utilizando o processo de forma trepante. Neste trabalho, apresentamos uma comparação de custos do método atualmente utilizado, com a nova tecnologia proposta.

PALAVRAS - CHAVE: Torre Eólica, Concreto Armado, Forma Trepante.

1 | INTRODUÇÃO

Para efeito da comparação dos custos da nova tecnologia proposta com a atualmente utilizada, foi analisado o projeto estrutural de 60 torres eólicas, com geometria tronco-cônica, em concreto armado, com altura total de 120,00 m, executada pelo sistema de forma trepante, com as seguintes dimensões básicas:

- a) Diâmetro da base = 7,00 m;
- Diâmetro do topo = 3,00 m;
- Espessura da parede = 0,20 m

2 | CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

- a) Concreto estrutural do corpo da torre
 $F_{ck} = 40$ MPa.
- b) Concreto magro $F_{ck} = 15$ MPa.
- c) Armação de Aço CA-50
- d) Armação da ligação corpo da torre / fundação = PSB 1080/1230 ($\phi = 40$ mm).
- e) As paredes da torre deverão ser

executadas com forma trepante.

- f) Turbina da torre tipo Suzlon (S 95 – 2,50 MW).
- g) Diâmetro da hélice da turbina = 90,00 m.
- h) Peso da turbina = 100,00 t.
- i) Força horizontal da turbina = 10,00 t.
- j) Frequencia do motor da turbina = 0,36 Hz.

3 I CRITÉRIOS PARA A UTILIZAÇÃO DA FORMA TREPANTE

Uma das alternativas de construção que viabiliza a execução de uma torre eólica de concreto armado, é a utilização do sistema de forma trepante.

Para viabilizar esta análise, contamos com a valiosa colaboração da equipe técnica da Empresa Peri Brasil, Formas e Escoramentos Ltda, a qual externamos os nossos sinceros agradecimentos.

A utilização deste sistema de construção é composta da utilização de formas apropriadas para a execução das paredes, complementadas com a utilização de plataformas trepantes de trabalho adequadas, com o objetivo principal de reduzir bastante o tempo de execução da torre.

O sistema de forma previsto para ser utilizado na execução das paredes da torre eólica é o VARIO GT 24, pelo fato do mesmo possibilitar qualquer tipo de montagem, e ainda, suportar uma pressão máxima do concreto fresco de 100 KN/m².

Os sistemas trepantes (plataformas) poderão ser do tipo CB 240 (para forma externa) e CB 160 (para forma interna), sendo formados pela ligação de perfis verticais basculhantes situados entre as formas e as plataformas, transportado verticalmente através de guindaste com capacidade de carga de 5,00 t.

Por serem de simples manuseio, os sistemas trepantes permitem rápidos ciclos de concretagem e ajustes que atendem as configurações mais diversas.

Entre as diferentes simulações estudadas para o melhor aproveitamento das formas, aquela que apresentou melhores resultados será utilizada nesta análise.

Consideramos a construção de 60 torres, utilizando compensado Rusply (60 utilizações, 25% de perda).

A quantidade de jogos de forma necessária para construção das torres é de 31 unidades, assim distribuídas:

- a) Etapas de concretagem 1 a 30 (H = 3,90 m)
- b) Etapa de concretagem 31 (H = 2,10 m) (última forma externa)

O ciclo de execução do trabalho é de 4 dias corridos, tendo sido obtido da seguinte forma:

Ciclo = 1 dia (armação) + 1 dia (plataforma) + 1 dia (forma) + 1 dia (concretagem)
= 4 dias (total)

A cada 4 dias corridos, cada jogo de forma será deslocado horizontalmente.

Portanto, cada etapa de concretagem será executada pelo mesmo jogo de forma.

4 | CRONOGRAMAS DE EXECUÇÃO DA FORMA TREPANTE

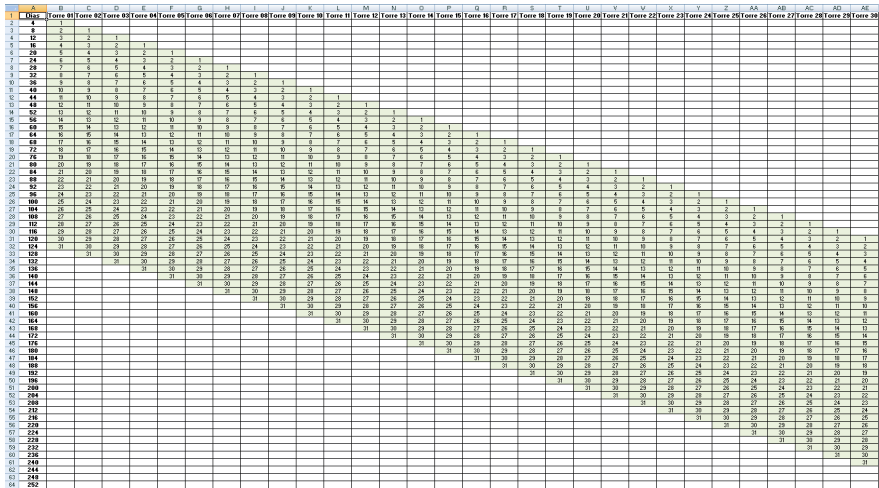


Figura 1 – Cronograma de Execução (Torres 1 a 30)

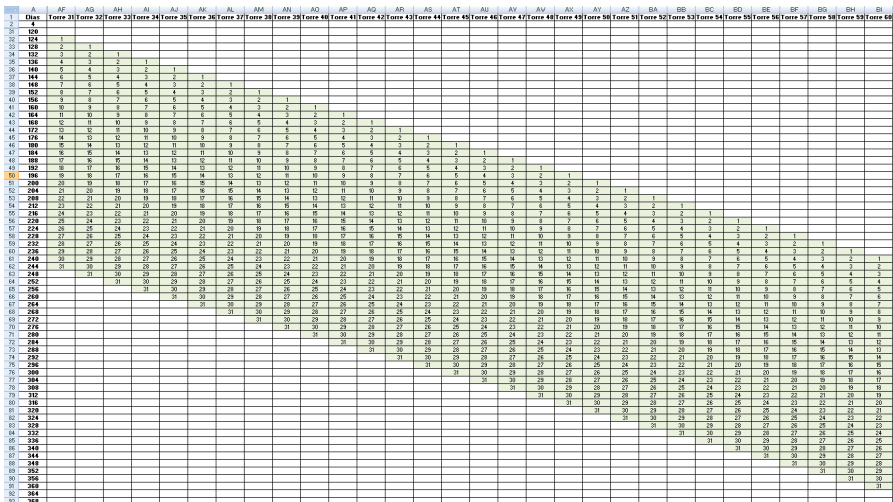


Figura 2 – Cronograma de Execução (Torres 31 a 60)

5 | ANÁLISE DE CUSTO PARA A UTILIZAÇÃO DA FORMA TREPANTE

Os custos referentes ao fornecimento das formas trepantes para 1 torre, são obtidos da seguinte forma:

5.1 Forma trepante

Locação = R\$ 19.180,12

Venda de serviço de montagem = R\$ 13.855,28

Venda consumíveis da forma = R\$ 927,61

Venda de Cambotas 3D = R\$ 8.262,27

Venda de Compensado = R\$ 10.331,43

Valor total = R\$ 52.556,71

5.2 Plataforma trepante

Aluguel = R\$ 39.110,12

Venda plataforma de trabalho = R\$ 6.548,99

Venda de cones perdidos nas concretagens = R\$ 27.137,64

Valor total = R\$ 72.796,75

5.3 Escoramento da ultima laje

Aluguel = R\$ 2.717,37

O prazo de execução das 60 torres é de:

1ª torre = 120 dias = 4 meses

2ª a 60ª torre = 4 x 60 = 240 dias = 8 meses

Prazo total = 120 + 240 = 360 dias.

O custo total para a construção das 60 torres, é de:

Forma = 60 x R\$ 52.556,71 = R\$ 3.153.402,60

Plataforma de Trabalho = 60 x R\$ 72.796,75 = R\$ 4.367.805,00

Escoramento = 60 x R\$ 2.717,37 = R\$ 163.042,20

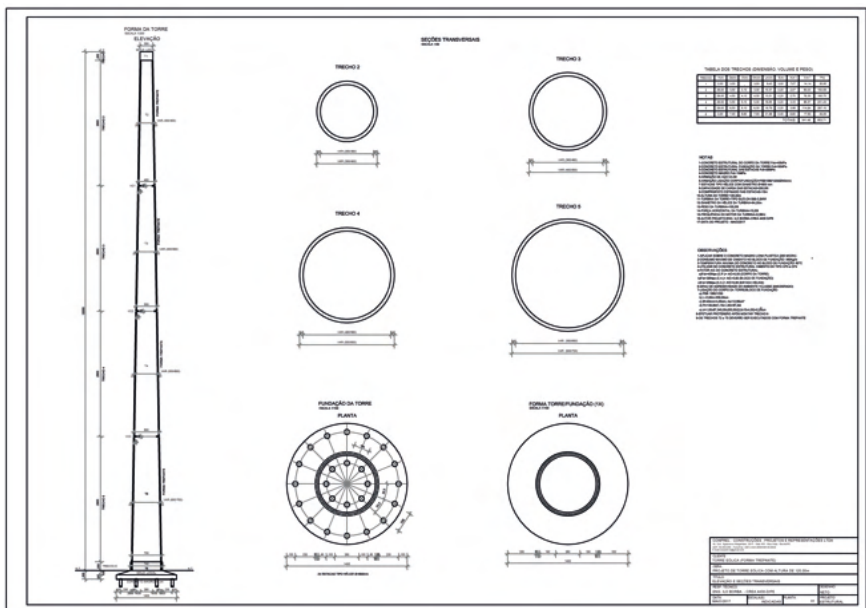
Valor total = 3.153.402,60 + 4.367.805,00 + 163.042,20 = R\$ 7.684.249,80

Portanto, como 1 torre possui uma área total de forma de 3.620,00 m², o custo/m²,

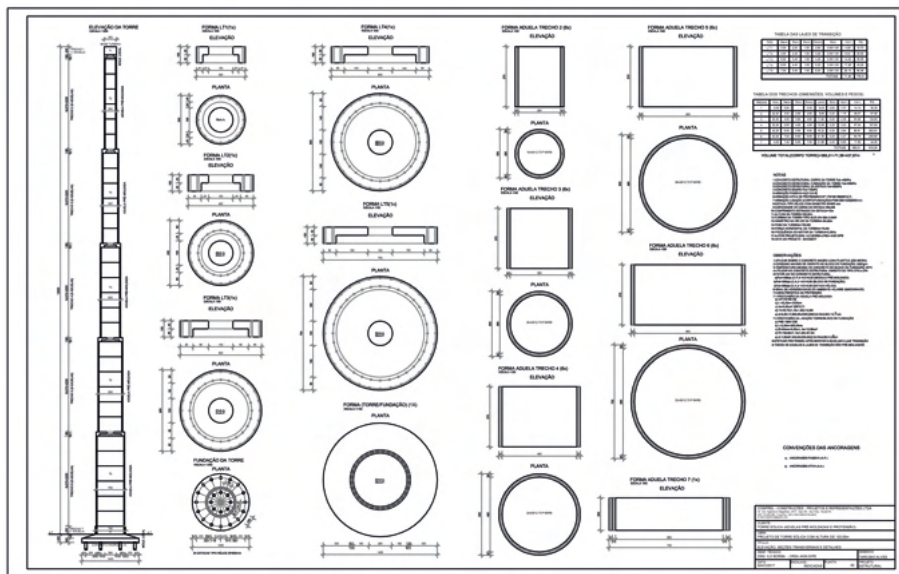
é de:

$C = R\$ 7.684.249,80 / (60 \times 3.620,00) = R\$ 35,38/m^2 = R\$ 36,00/m^2$

6 I TORRE EÓLICA (FORMA TREPANTE)



7 I TORRE EÓLICA (ADUELAS PRÉ-MOLDADAS E PROTENSÃO VERTICAL)



8 | COMPARAÇÃO DE CUSTOS PARA A CONSTRUÇÃO DE TORRES EÓLICAS

8.1 Custo para a construção, utilizando a nova tecnologia (forma trepante).

Custo de construção de 1 torre tronco-cônica de concreto armado, utilizando o processo de forma trepante.

ITEM	DESCRIÇÃO	QUANT.	UNID.	P.UNIT. (R\$)	P.TOTAL (R\$)
1.0	CORPO DA TORRE EÓLICA				
1.1	Concreto estrutural (Fck = 40 MPa)	342,00	M³	800,00	273.600,00
1.2	Forma trepante	3.620,00	M²	36,00	130.320,00
1.3	Forma convencional (17 mm)	34,00	M²	60,00	2.040,00
1.4	Armação Aço CA-50	51.300,00	Kg	10,00	513.000,00
1.5	Escoramento metálico das vigas	3.000,00	Kg	20,00	60.000,00
				TOTAL =	R\$ 978.960,00

Observações complementares:

No orçamento acima apresentado, não foram considerados os seguintes itens:

- Mão de obra para a montagem da forma trepante (R\$ 30,00/m²)
- Frete para transporte da forma trepante para o local da obra (R\$ 10.000,00/torre).
- Locação de guindastes (2,00 t) para a montagem das formas trepantes (R\$ 70.000,00/torre).

Custo para a construção, utilizando o processo convencional (aduelas pré-moldadas e protensão).

Custo de construção de 1 torre com aduelas pré-moldadas, lançadas através de guindaste (200,00 t), solidarizadas através de cabos de protensão.

ITEM	DESCRIÇÃO	QUANT.	UNID.	P.UNIT. (R\$)	P.TOTAL (R\$)
1.0	CORPO DA TORRE EÓLICA				
1.1	Concreto estrutural (Fck = 40 MPa)	438,00	M³	800,00	350.400,00
1.2	Forma convencional aduelas (17 mm)	3.470,00	M²	60,00	208.200,00
1.3	Forma convencional lajes transição (17 mm)	160,00	M²	60,00	9.600,00
1.4	Armação Aço CA-50	65.700,00	Kg	10,00	657.000,00
1.5	Armação ativa aço (6 Ø 12,7 CP 190 RB)	17.520,00	Kg	15,00	262.800,00

1.6	Protensão ativa (6 Ø 12.7 CP 190 RB)	120,00	Ud	1.500,00	180.000,00
1.7	Protensão passiva (6 Ø 12.7 CP 190 RB)	120,00	Ud	1.000,00	120.000,00
1.8	Lançamento aduela pré-moldada (P = 24/52) t	30,00	Ud	20.000,00	600.000,00
1.9	Lançamento laje transição (P = 11/53) t	5,00	Ud	20.000,00	100.000,00
				Sub-total 1 =	R\$ 2.488.000,00

Observações complementares:

No orçamento acima apresentado, não foram considerados os seguintes itens:

- a) Cota referente a implantação de fábrica de aduelas (R\$ 20.000,00/torre).
- b) Frete para transporte das aduelas (R\$ 90.000,00/torre).

9 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme se pode observar através dos orçamentos acima apresentados, o valor obtido para a construção de 1 das torres de um parque eólico que possui 60 torres, é de R\$ 978.620,00, desde que seja obedecida a metodologia de execução apresentada neste trabalho.

O valor acima é bastante inferior ao valor atualmente praticado pelo mercado (R\$ 2.488.000,00), para executar um produto com características semelhantes.

É claro que, se aumentarmos o número de torres a executar, e ainda, se for adotada a mesma metodologia que foi apresentada neste trabalho, poderá se obter um custo de construção ainda mais reduzido.

REFERÊNCIAS

Joseph E. Bowles, Foundation Analysis and Design, Associate Professor of Civil Engineering, Bradley University, 1968.

Gregory P. Tschebotarioff, Foundations, Retaining and Earth Structures, The Art of Design and Construction and Its Scientific Basis in Soil Mechanics, 1973.

Walter Pfeil, Concreto Armado: Dimensionamento, Livros Técnicos e Científicos, Editora da Universidade de São Paulo/SP, 1975.

Jayme Mason, Concreto Armado e Protendido, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, 1976.

Walter Pfeil, Michèle Pfeil, Estruturas de Aço, Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008, LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., 2009.

Roberto Buchaim, Concreto Protendido, Tração Axial, Flexão Simples e Força Cortante, Editora da Universidade Estadual de Londrina, 2007.

O CORREDOR BIOCEÂNICO: REESTRUTURAÇÃO TERRITORIAL DE NOVAS HINTERLÂNDIAS

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 06/07/2021

Carlos Andrés Hernández Arriagada

Faculdade de Arquitetura e Urbanismo,
Universidade Presbiteriana Mackenzie.

Laboratório de Estratégias Projetuais

São Paulo – SP, Brasil

<http://lattes.cnpq.br/8524575047516193>

<https://orcid.org/0000-0002-7740-4455>

Teo Felipe Bruder Gouveia

Universidade Presbiteriana Mackenzie –
Faculdade de Arquitetura e Urbanismo

São Paulo – SP

<http://lattes.cnpq.br/8970483275729511>

<https://orcid.org/0000-0003-0125-4371>

RESUMO: A presente investigação versa sobre o processo de desenvolvimento e implantação territorial do denominado corredor bioceânico ao longo da América Latina, interconectando as zonas portuárias da costa do pacífico e a costa do atlântico por meio de uma infraestrutura ferroviária fomentando o território que compreende as zonas do Chile e do Brasil por meio da valorização de novos aspectos territoriais. Tais elementos levaram a compreender a atual estrutura geográfica e os agentes atuantes no processo de implantação de uma infraestrutura promotora de economia de desenvolvimento, induzindo a ampliação da capacidade logística de transferências de mercadorias, insumos e tecnologias entre ambas

as zonas produtivas litorâneas. Cabe apontar a importância da atuação neste processo do Porto de Santos na costa brasileira e o porto de Iquique na costa chilena devido a suas capacidades de absorção de insumos, no âmbito da importação e exportação nacional dos referidos países. Este processo permitiu estabelecer e indicar macroestratégias de desenvolvimento territorial para o fomento de zonas produtivas que venham a formar “Motores de Desenvolvimento Territorial” para a ampliação da capacidade produtiva e do surgimento de novas urbanidades.

PALAVRAS - CHAVE: Corredor Bioceânico, Infraestrutura Ferroviária, Ferrovia, Estratégias Projetuais

THE BIOCEANIC CORRIDOR: LIMITATIONS AND OPPORTUNITIES FOR THE SITES ALONG THE PROJECT

ABSTRACT: This research approaches the developing and territorial implementation processes from the bioceanic corridor along Latin America, interconnecting port zones from the coast of Pacific Ocean and the coast of Atlantic Ocean through a railway infrastructure that foment the territory comprehending Chile and Brazil's Zones by valuing new territorial aspects. These elements lead to a comprehension of the current geographical structure and the agents working on the process of implementing an infrastructure that promotes and develops the economy, inducing the expansion of market exchanges, inputs, and technologies between both productive coastal zones. Worth pointing to the importance of this process on Santos Port on the Brazilian Coast and the Iquique Port

in the Chilean Coast due its capabilities of input absorption in the context of importation and exportation of both countries. This process allowed establishing and indicating macro strategies of territorial development aiming the promotion of those productive areas that acted as “Territorial Development Engines” for the expansion of the productive capacity and the emergence of new urbanities.

KEYWORDS: Bi Oceanic Corridor, Railway Infrastructure, Railroads, Project Strategies

1 | INTRODUÇÃO

Esta investigação tem por objetivo abordar o projeto de conexão entre as zonas produtivas portuárias do oceano Pacífico e atlântico através da estruturação do denominado corredor bioceânico e entender as relações deste com os seus território imediatos, fomentando zonas de desenvolvimento por meio de uma Hinterlândia expandida.

A infraestrutura consiste no desenvolvimento de um projeto de ligação por vias ferroviárias e/ou rodoviárias cujas conexões entre os oceanos se dá por meio de zonas portuárias na América Latina visando estimular e integrar comercialmente os países e regiões ao longo do seu caminho e fomentando o desenvolvimento (RADDATZ E BUSS, 2014).

Este ocasionando o surgimento de suporte para estas áreas portuárias por meio de uma zona potencial territorial para a geração de cargas que é implementada pelo nível de desenvolvimento de uma região no qual o porto está inserido levando em consideração a infraestrutura de transporte, os custos e o serviço de alimentação, isto denominado de Hinterlândia¹.

A este tipo de projeto, se convencionou denominar Corredor Bioceânico, que a UNASUR (2017) define como um caráter de projeto onde territórios que até então só exportavam para um determinado porto de sua costa mais próxima passariam a ter acesso a costa oposta.

O seguinte quadro produzido pela COSIPLAN (2017) em seu Relatório de Ferrovias Sul-Americanas, elenca as rotas possíveis conforme Quadro 1:

Corredor	Terminologia	Países que os envolvem diretamente
Bioceânico Central	CFBC	Brasil-Bolívia-Chile
Bioceânico Paranaguá-Antofagasta	CFBPA	Brasil-Paraguai-Argentina-Chile
Paraguai-Argentina-Uruguai	IFPAU	Paraguai-Argentina-Uruguai
Brasil-Uruguai-Argentina	IFBUA	Brasil-Uruguai-Argentina

¹ HINTERLÂNDIA (*hinterland*), conjunto das terras situadas no interior. Obs.: p. opos. a litoral. (HOUAISS, Antônio. *Dicionário da Língua Portuguesa*).

Brasil-Peru	CFBBP	Brasil-Peru
Transandino Central	CFTC	Argentina-Chile
Bolívia-Argentina	CFBA	Bolívia-Argentina

Quadro 1: Corredores para a integração ferroviária

Fonte: COSIPLAN, 2017, tradução nossa.

A rota analisada neste trabalho será a CFBC que tem por início o porto de Mejillones (Chile) ou Matarani (Peru), passando por São Paulo e terminando no Porto de Santos. A tabela a seguir (tabela 1) da COSIPLAN (2017) traz importantes dados socioeconômicos para análise dos territórios do corredor.

País	Superfície		População		PIB	
	km ²	Total País	Hab.	Total País	Millones SD	Total País
Brasil	605.334	7,1	47.432.085	22,82	756.497	34,24
Bolívia	732.043	66,64	8.463.147	84,13	26.587	86,72
Chile	142.849	18,89	888.079	4,83	22.447	9,32
Total	1.480.226 km ²		56.783.311 habitantes		805.243 milhões de dólares	

Tabela 1: CFBC, dados socioeconômicos por unidades políticas.

Fonte: COSIPLAN, 2017, tradução nossa.

É possível observar como no caso da Bolívia o corredor passa pelas áreas mais populosas e de maior contribuição para o PIB do país. No Brasil, essa contribuição é significativa majoritariamente pela presença do estado de São Paulo, enquanto no Chile ela é reduzida.

Guida, Ratti e Rabinovitch (2008) pontuam como um projeto dessa complexidade deve englobar um grande número de atores como as sociedades locais para que haja maior integração entre essas partes, permitindo assim a complementação deste projeto macroeconômico com os corredores transversais a ele e a escala econômica local, Isso permite, por exemplo, que países como a Argentina, Brasil e Paraguai tenham acesso facilitado aos mercados asiáticos com conectividades pelos portos do pacífico:

As cidades-porto do litoral chileno e peruano são as portas naturais que se abrem no Oceano Pacífico - o caminho mais curto até a Austrália, China e Índia, para citar apenas três gigantes - para a Bolívia e o Brasil, mas também para o Paraguai e a Argentina, pela posição física no mapa, e deverão associar-se em um “complexo portuário” que facilite uma estratégia exportadora adequada. (Guida, Ratti e Rabinovitch, 2008. p. 1)

Raddatz e Buss (2014) analisam a rota central e a definem como pouco eficiente

devido ao grande número de roubos de carga que ocorrem na Bolívia, instabilidades climáticas e cobranças de pedágio nas cidades que a rota cruza. (fig. 1)



Figura 1: Mapa do Corredor Bioceânico Central.

Fonte: Editado pelos autores.

Esta análise de Raddatz e Buss (2014) permite de início compreender algumas limitações existentes quanto aos modais rodoviários para melhor eficiência deste sistema. Desta maneira, o projeto será abordado os impactos que grandes corredores comerciais podem gerar em seu entorno, e abrir caminhos de estudos destas relações entre território e viário transcontinental.

Estes setores podem ser definidos como super-hinterlândias, conforme definido por Rodwin (1967), possibilitando ampliação de tráfego de serviços, criação de oportunidades de investimento, explorar a terra com maior intensidade, equilíbrio e estabelecendo novos “pontos de crescimento”, como suporte de solução para as grandes cidades.

Tais características passam por análises no âmbito da recuperação da produção industrial, mão de obra e produtividade local que induzem como atrativos a necessidade de investimentos em setores como agricultura, indústria, transporte e educação.

2 | OBJETIVOS E METODOLOGIA

A pesquisa tem como objetivo compreender o desenvolvimento do corredor bioceânico como projeto econômico de caráter continental e seus possíveis impactos ao longo do seu trajeto, pensando nas consequências que o projeto traz com suas relações territoriais.

Respondendo a uma pergunta norteadora, a investigação se debruça:

“Quais as estratégias de suporte necessárias para implementação dos corredores bioceânicos que possam criar zonas de interesse para o surgimento de novas urbanidades.”

Para o desenvolvimento deste trabalho, a metodologia se constitui estruturalmente em uma etapa:

1. Revisão bibliográfica do problema apresentado quanto a instalação da infraestrutura ferroviária que constitui o corredor bioceânico, analisando mapas geográficos e abordagem histórica do desenvolvimento do projeto.

Tem-se como finalidade estabelecer as relações espaciais que são propostas pelo corredor bioceânico e entender os possíveis impactos ou as possibilidades que o projeto gera por meio da conexão entre a zona extrema do pacífico seguindo rumo ao Atlântico.

3 | PANORAMA DO PROJETO - POSSIBILIDADES E LIMITAÇÕES

Ferrovias eficientes são vitais para o desenvolvimentos dos países, sendo um vetor de transformação econômica. Com esta tecnologia se torna possível diminuir custos por redução do tempo de deslocamento e aumentar a confiabilidade de transporte. O mercado local passa a ter acesso a bens com preços menores assim como há um aumento da produção local expandindo sua produção (SANTANA JUNIOR, 2013).

Desta forma, surge a ideia da criação de rotas brasileiras até portos do Chile e do Peru visando diminuir o frete e o prazo de entrega de mercadorias que tem como origem e destino a China. A rota estabelecida pelas ferrovias já existentes, que após uma requalificação orçada em 55 milhões de dólares acarretaria numa redução de 30% do frete e 7,5 mil quilômetros de deslocamento, entre os países (MONTILHA; DARONCHO, 2007).

Este corredor permitiria também que os países que já possuem o acesso ao pacífico, também se beneficiassem de maneira mútua se interconectando com o Atlântico. Possibilitando conexões com regiões isoladas, gerando intercâmbio comercial com custos reduzidos, aproximação entre os países e desenvolvimento de toda a infraestrutura envolvida. Além da infraestrutura, o projeto deve seguir um arcabouço de protocolos por

meio de normativas técnicas e administrativas que atuam como reguladoras deste eixo de transporte. (LIMA, 1996)

Um obstáculo existente seria a compatibilidade de bitolas, a distância entre os trilhos, usada em cada país. O Relatório da COSIPLAN (2017) mostra que o Chile utiliza as Bitolas Métrica (1.000mm) e Indiana (1.676mm). Já a Bolívia utiliza apenas a Métrica. O Brasil utiliza a Métrica e a Irlandesa (1.600mm).

Os fatores geográficos e climáticos também se postam como outro desafio para a conexão ferroviária. Conforme Raddatz e Buss (2014), apontam a rota que passa pela Região Centro-Oeste Brasileiro e adentra a Bolívia, possui alguns entraves, como a oscilação climática que chega a -10°C em algumas épocas do ano na cordilheira, com mais de 200 km de extensão percorrida. A própria cordilheira, extensa e íngreme, é por si só um desincentivo à construção do modal ferroviário conforme apontado no Relatório da COSIPLAN (2017). No caso das rodovias, existem ainda problemas quanto aos pedágios cobrados em cada cidade e a insegurança decorrente de roubos de carga que diminuem a confiabilidade do trajeto caso ele seja feito por caminhões.

Os trajetos se iniciam nos setores portuários do pacífico, no Chile, nos portos de Mejillones (fig.2) e Iquique (fig.3), ao norte do país devido a sua importância logística, serem caracterizados de alta capacidade. Ambas são cidades portuárias com extensas praias, de rica vida marinha e com diversidade gastronômica pautada principalmente no consumo de frutos do mar. O projeto se caracteriza pela sua conectividade econômicas e culturais, definidos:

O mapeamento dos caminhos Corredor Bioceânico, por um prisma histórico patrimonial e cultural, assinala a junção de países fronteiriços com um olhar que vai além de simples contemplação, pois requer uma análise de pertencimento por ser espaço que já mantém redes culturais conectoras. (Ferreira; Castilho e Oliveira, 2018. p. 70)

Asato et al (2019) abordam uma outra rota em desenvolvimento que passa pela cidade de Porto Murtinho (MS) no Brasil, atravessando o Paraguai, norte da Argentina até chegar ao Porto de Mejillones, Antofagasta (fig. 4) e Iquique no norte do Chile, sendo fundamentalmente rodoviário. Este projeto desconsiderou a passagem pela Bolívia devido a precariedade de sua infraestrutura viária, esta rota permitirá uma economia de 12% no frete em exportações. Após os Portos Chilenos, a rodovia passaria por Calam e San Pedro do Atacama, acessando a Argentina, pasando por Jujuy, Pozo Hondo, chegando ao Paraguai passando em Assunção, Loma Plata, Carmelo Peralta finalmente chegando ao Brasil em Porto Murtinho e Campo Grande.



Figura 2 e Figura 3: Porto de Iquique (Chile) e Porto de Mejillones (Chile)

Fonte: <<https://www.maritimoportuario.cl/mp/comunicado-del-puerto-de-iquique-en-relacion-al-manejo-de-cargas-peligrosas/>> Acesso em: 12/09/2020.

Fonte: <<https://www.maritimoportuario.cl/mp/parten-estudios-para-construir-segunda-etapa-del-megapuerto-en-mejillones/>>. Acesso em: 12/09/2020



Figura 4: Porto de Antofagasta, Chile.

Fonte: <<http://www.sela.org/es/prensa/servicio-informativo/20190828/si/44739/ptoantofagasta>>. Acesso em 12/09/2020.

Conforme Silva, Moreira e Arruda (2019) o trajeto é dotado de grande potencial turístico, sendo outra possibilidade econômica nos territórios do projeto e que se relaciona diretamente com o entorno e as cidades por onde ele se interconecta.

Este território fronteiriço entre Brasil e Paraguai possui características que demandam cuidados especiais com a sociedade local com relação a construção e manutenção de uma ponte que ligará ambos os países. Entre esses cuidados estão problemas relacionados à prostituição e contenção do turismo sexual, vinda de mão de obra estrangeira, conscientização na preservação de patrimônio ambiental e construído bem como capacitação para trabalho no setor turístico (ASATO et al., 2019).

O porto de destino da interconexão ferroviária na zona do pacífico no Brasil através do Porto de Santos, sendo o 2º Maior porto da América Latina, esta conexão se dá pelos modais ferroviários e rodoviários. Conforme Marchetti e Pastori (2006) o Porto de Santos teve um ganho de produtividade com a aprovação da Lei 8.630 ou Lei de Portos de 1993.

Antes destas leis existiam entraves, tais como a obsolescência dos equipamentos, elevado tempo de espera das embarcações, déficits de investimentos e monopólios na exploração e escalação da mão de obra, sendo até os dias de hoje realizada por estivadores.

Desde então, a produtividade portuária aumentou com uma operação quase que majoritariamente privada, havendo redução nos custos de movimentação, aumento da competição de cargas e gerando uma diversificação das mercadorias transportadas.

A expansão das atividades Portuárias, inclusive aquelas referentes ao Corredor Bioceânico, segundo Marchetti e Pastore (2006), depende de uma série de fatores. É necessária uma área disponível para os processos de expedição e armazenamento de cargas, equipamentos que funcionem de maneira produtiva, a capacidade de calado e atracação dos navios bem como os acessos terrestres. Quando as características físicas não mais podem ser expandidas, é necessário ampliar a produtividade aplicando novas tecnologias no processo.

4 | ESTRATÉGIAS ECONÔMICAS CONTINENTAIS: ESTRUTURAÇÃO DA SUPER-HINTERLÂNDIA

A geração de inovação é crucial para a competitividade econômica e para as mudanças de uma região, conforme Protaslo, Rodrigues e Almeida (2004). A infraestrutura e o indivíduo capacitado são alguns dos mais importantes elementos que geram a inovação.

Sendo assim, a implantação de um corredor logístico como uma infraestrutura conectora de regiões produtivas traz um dos pilares de transformação econômica para uma região, devendo ser traçadas estratégias de capacitação territorial e social para complementar o processo de inovação nos territórios.

A implantação desta infraestrutura, como esta constitui a denominada “ZIS”, ou Zona Internacional de Serviços. A “ZIS” também é denominada de “Rede para as Redes”, pois se caracteriza como uma estratégia aplicada em um território, visando primeiramente constituir processos de agregação de conhecimento e recursos, que se interconectam em redes de escala cada vez maior, indo do local ao internacional. (PROTASLO, RODRIGUES e ALMEIDA, 2004) O quadro a seguir mostra os princípios dessa zona:

Princípios da ZIS	
Descentralização	Descentralização de iniciativas de forma que a riqueza e a geração de conhecimento se multipliquem
Expansibilidade	Modularidade do processo de forma que este possa ser replicado em outros lugares
Conectividade	Agregar valor por meio do compartilhamento de informações determinantes

Interoperabilidade

Caso componentes e produtos do sistema tenham de ser alterados, devem ser trocados por de especificação semelhante

Quadro 2: Princípios da ZIS.

Fonte: Princípios da ZIS. (Protaslo, Rodrigues e Almeida, 2004). Editado pelos autores.

A “ZIS” se objetiva na inclusão de atores e agentes sociais por meio do fomento para a criação de novos negócios e investimentos a partir das Tecnologias de Informação e Comunicação ou TICs. (fig. 5 e 6) Essas tecnologias podem permitir a inclusão social por meio da inclusão digital, embasando os processos da ZIS. Isso é observado conforme o diagrama a seguir:

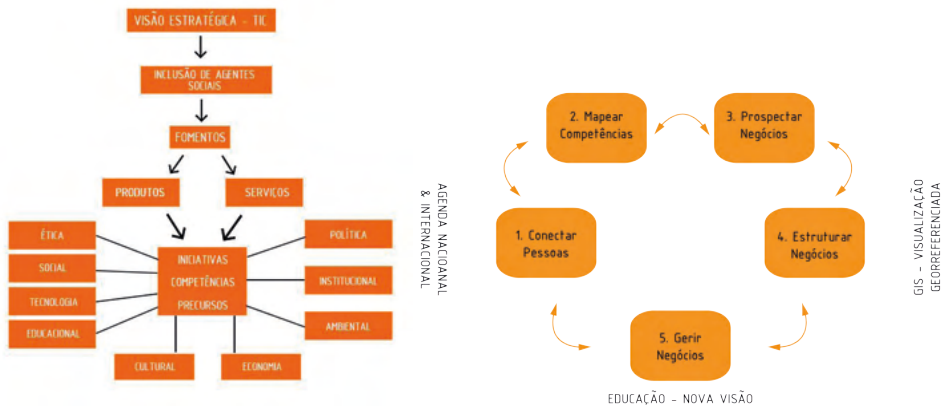


Figura 5 e 6: Elementos da ZIS e principais processos da ZIS

Fonte: (Protaslo, Rodrigues e Almeida, 2004). Editado pelos autores.

A implantação da ZIS se dá em quatro estágios que devem ser desenvolvidos com uma abordagem sistêmica. O ponto de partida da ZIS é a criação de um suporte online para conexão de redes existentes nos países, unindo pessoas, projetos e recursos. Em seguida os nós identificados na primeira fase passam a ser auxiliados por indivíduos com treinamento para capacitar o desenvolvimento destes negócios locais em âmbito global. A terceira etapa é de mineração de conhecimentos através dos personagens e nós já estabelecidos de forma a otimizar as oportunidades de negócios. Em último lugar ocorre a multiplicação das redes, onde redes menores com objetivos determinados serão criadas utilizando a mesma capacidade de ampla articulação da rede principal. (fig.7). Cada rede então passa a agregar valor para si mesma e para a ZIS como um todo. Esta rede dá origem a um círculo virtuoso que deve estar sempre alinhado ao pensamento sistêmico (PROTASLO, RODRIGUES E ALMEIDA, 2008).

Silva, Moreira e Arruda (2018) trazem algumas outras estratégias para a conexão

econômica, desta vez voltadas para o setor cultural e turístico. Entre elas estariam o investimento em infraestruturas para roteiros que envolvam paisagens como o pantanal, os andes e o Atacama e conectar os serviços de recepção turística ao longo do trajeto. Dessa forma o território pode ser desenvolvido não só pelas atividades diretamente ligadas ao turismo como indiretamente ligadas.

5 | RESULTADOS

A funcionalidade e a necessidade de aplicação de estratégias neste âmbito, tem como objetivo estabelecer relações espaciais, políticas públicas aplicadas, desenvolvimento territorial e mitigação ao desenvolvimento social e econômico dos setores que se beneficiarem com as instalações das infraestruturas ferroviárias.

Pode-se afirmar que estes processos estratégicos aplicados, possibilitam a articulação dos novos sistemas, induzindo processos participativos, integrando ações de longo prazo, atuação de agentes locais e conectividades em distintos níveis de funções urbanas em prol do equilíbrio do território.

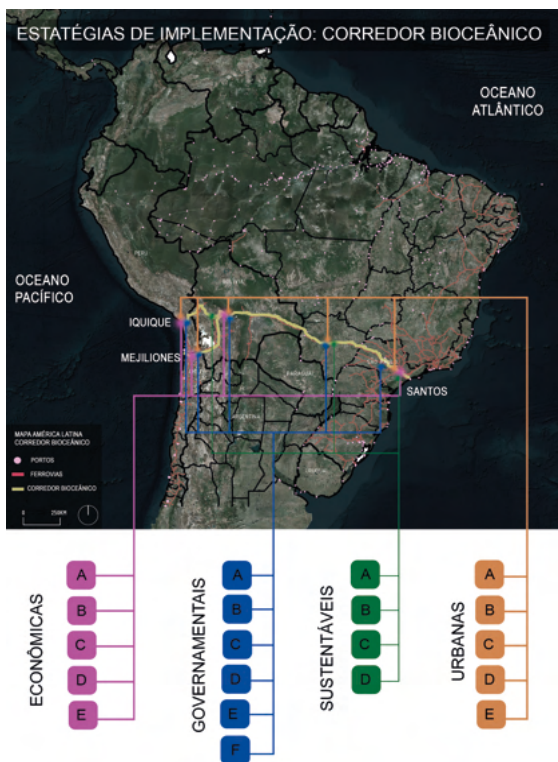


Figura 7: Elementos da ZIS

Fonte: Editado pelos autores.

Entende-se a necessidade de aplicação de macroestratégias como instrumentos de fomento regional para o desenvolvimento territorial das cidades e das zonas pelas quais o corredor ferroviário se interconecta, esta possibilidade é vista como uma hinterlândia ampliada que estabelece relações espaciais com as zonas geográficas e os portos localizados tanto no pacífico quanto no atlântico.

O Corredor e o ele indutor de fomento para microzonas produtivas se comportando como uma rede articulada, cujas características tendem a estabelecer as zonas ocupacionais como “Motores de Desenvolvimento Territorial”, desta maneira a pesquisa se coloca em organizar o fomento e implementação do território a partir de quatro núcleos estratégicos aplicados:

- **Estratégias Econômicas**, sendo consideradas ações que possibilitam gerar a condições de transformações a partir da estruturação econômica, tanto para novas zonas de estocagem, mas para novas redes de suporte de serviço e comércio: sendo: a. Integração Econômica; b. Rede de Inovação; c. Espaços Econômicos Otimizados; d. Gestão de Empregos; e. Valorização Econômica Mútua.
- **Estratégias Governamentais**, estabelecidas a partir da necessidade da administração das áreas dos grandes espaços portuários que definem o setor de intervenção, acolhendo as necessidades de ações locais, sendo: a. Instâncias Cidade e Ferrovia; b. Acordos de Planificação; c. Projetos Geradores; d. Cultura Local; e. Promoção Cidade e Ferrovia; f. Cooperação Regional.
- **Estratégias de Sustentabilidade**, permite potencializar ambiências sustentáveis de indução para a melhoria da qualidade territorial, sendo: a. Redução de Impactos; b. Patrimônio Local; c. Desenvolvimento Econômico Sustentável; d. Recursos Locais.
- **Estratégias de Urbanidade**, a planificação urbana fomentada a partir de uma nova infraestrutura indutora de urbanidade para as zonas de suporte tanto ferroviárias quanto rodoviárias, servindo de interconexão entre as novas zonas oriundas do projeto do corredor bioceânico, sendo: Reconquista Urbana; b. Conexão Otimizado; c. Osmose Cidade e Ferrovia; d. Manifestações; e. Gestão Integrada.

As estratégias estão interconectadas por meio de processos ordenadores no território, e dos diversos sistemas que o compõem para a organização das zonas espaciais beneficiadas pela infra ferroviária, tais aspectos denotam em formulação de políticas locais que se estruturam a partir de novos cenários, definindo novas características entre o território urbano, a ferrovia e as relações humanas. Estas como áreas de circulação de pedestres, veículos leves e transportes de suporte.

Esta zona devendo ser organizada em função das possibilidades de áreas de estocagens, novos sistemas produtivos, indução de novas tecnologias, zonas inteligentes e uma rede articulada entre demandas de serviços, empregos e caracterizando linearmente uma Hinterlândia dinâmica e de abrangência territorial, que conforme Roadwin (1967),

setores com estas características em um território são propícios para conglomerar novas zonas urbanas com populações iniciais de 100 mil pessoas.

Desta maneira, conforme Güell (1997), estes territórios são propícios para a estruturação de novos modelos econômicos com a setorização de zonas cujas estruturas de emprego e diversidade permite a evolução local e oportunidades para desenvolvimento a longo prazo.

6 | CONCLUSÃO

Conforme identificado na pesquisa, há a necessidade de um enfoque sistêmico dos processos envolvidos na implantação de um projeto de infraestrutura de proporções continentais e complexidades de sistemas de suporte, tanto físicos quanto geográficos, por meio de rigoroso mapeamento de agentes envolvidos no processo de implantação e as suas demandas.

Desta forma, a aplicabilidade e o uso de estratégias projetuais como justificativa no desenvolvimento territorial e no zelo para se obter cenários futuros qualificados, possibilitam um controle para o planejamento territorial de um projeto dinâmico e de grande escala, separando as entidades que deverão se envolver em cada etapa e setor da gestão pública, conforme afirmado por Fernández Güell (2006).

Estabeleceu-se a necessidade de aplicação de estratégias econômicas que estão associadas ao conceito da ZIS (Zona Internacional de Serviços) para gerar uma rede ampla de “Motores de Desenvolvimento Territorial” funcionando em escala local, mas conectada por meio das redes de Tecnologias de Informação e Comunicação à outros países, provendo um macro desenvolvimento socioeconômico e visando reverter quadros de vulnerabilidade existentes ao longo da rota.

Somam-se o suporte de ações governamentais para a atuação na escala da cidade para garantir que os processos logísticos que envolvem as zonas produtivas portuárias tenham uma melhor relação com a cidade onde se inserem, qualificando estas áreas de forma que a população se beneficie com novas infraestruturas e fomentos econômicos, gerando novos processos de competitividade e logísticas avançadas.

Esta relação entre o global e o local se estabiliza com as estratégias aplicadas ao meio ambiente, valorizando o patrimônio existente, o uso dos recursos locais, bem como a diminuição de impactos do projeto aos territórios urbano e rural de forma a reduzir externalidades e garantir um resultado positivo nas comunidades existentes nesses locais.

Por fim o transpasse dessa infraestrutura no tecido urbano gera oportunidades de requalificação com as estratégias urbanas, trabalhando a relação território-ferrovia, gerando novos sistemas de organização espacial, elementos de morfologias oriundos dos processos novos de estocagem, serviços e comércios que permitirão o crescimento da empregabilidade e o surgimento de tecnologias de inovação as cidades.

A aplicação conjunta desde arcabouço prático-conceitual responde a pergunta norteadora inicialmente proposta:

“Quais as estratégias de suporte necessárias para implementação dos corredores bioceânicos que possam criar zonas de interesse para o surgimento de novas urbanidades?”

As macroestratégias resultam como elementos de propulsão de melhorias para as diversas mudanças territoriais que influenciam a sociedade civil ao longo do trajeto, transformando pré-existências em novas urbanidades com a finalidade de ampliação da capacidade econômica local e equidade entre os territórios, colocando desta maneira a pesquisa como um norteador possível para o desenvolvimento de políticas públicas locais que permitam estabelecer novos protocolos para as regiões latino americanas.

REFERÊNCIAS

ASATO, Thiago Andrade; MARQUES, Heitor Romero; BUZARQUIS, Rodrigo Mussi; BORGES, Pedro Pereira. **Perspectivas da economia criativa e do Desenvolvimento local na Rota Bioceânica.** Interações (Campo Grande), [S.L.], p. 193-210, 30 jul. 2019. Universidade Católica Dom Bosco. Disponível em: <10.20435/inter.v20iespecial.2559>. Acesso em: 12 set. 2020.

COSIPLAN (Buenos Aires). Unasul. **Insumos para elaborar una estrategia que facilite la integración ferroviaria de Suramérica.** Buenos Aires: [S.N.], 2017. 209 p. Disponível em: <http://www.iirsa.org/admin_iirsa_web/Uploads/Documents/Int_Feroviaria_digital.pdf>. Acesso em: 12 set. 2020.

FERNÁNDEZ GÜEL, JOSÉ MIGUEL. **Planificación Estratégica de Ciudades: nuevos instrumentos y procesos.** Editora Reverté. Barcelona, 2006.

LIMA, Dilermando Ribeiro. **CORREDORES BIOCEÂNICOS DE SUDAMÉRICA: La Influencia Brasileña.** Revista de Marina, Viña del Mar, v. 113, n. 834, p. 4-17, set. 1996. Bimestral. Disponível em: <<https://revistamarina.cl/revistas/1996/5/ribeiro.pdf>>. Acesso em: 11 set. 2020.

GUIDA, Fernando; RATTI, Alejandro; RABINOVITCH, Jonas. **VENTOS DE CAPRICÓRNIO: A Integração Bioceânica.** 2008. Disponível em: <<https://blogdoguida.wordpress.com/2013/10/26/ventos-de-capricornio-a-integracao-bioceanica/amp/>>. Acesso em: 11 set. 2020.

PROTASLO, Paulo Manoel Lenz Cesar; RODRIGUEZ, Martius Vicente Rodriguez y; ALMEIDA, Renilda Ouro de. **Rede para Redes: Integrando a América Latina.** São Paulo: Edições Aduaneiras Ltda., 2004. 160 p.

MARCHETTI, Dalmo dos Santos; PASTORI, Antonio. **Porto de Santos: situação atual e diretrizes para atender a demanda futura.** Informe Setorial Bndes: Área de Infra-Estrutura e Energia, Santos, v. 2, p. 1-4, ago. 2006. Disponível em: <https://www.bndes.gov.br/SiteBNDES/export/sites/default/bndes_pt/Galerias/Arquivos/conhecimento/setorial/Informe-02AIE.pdf>. Acesso em: 12 set. 2020.

MONTILHA, Adriana Chia; DARONCHO, Prof. Msc. Célio. **ESTUDO DE NOVAS ROTAS PARA EXPORTAÇÃO PELO PACÍFICO (CORREDORES BIOCEÂNICOS).** Boletim Técnico da Faculdade de Tecnologia de São Paulo, São Paulo, v. 23, n. 58, p. 58-58, jul. 2007. Disponível em: <<http://bt.fatecsp.br/system/articles/684/original/003.pdf>>. Acesso em: 11 set. 2020.

RADDATZ, Lizandro; BUSS, Ricardo Niehues. **ROTA BIOCEÂNICA NORTE COMO ALTERNATIVA DE ESCOAMENTO DA PRODUÇÃO DA SOJA PELO OCEANO PACÍFICO**. Revista Científica do Itpac, Araguaína, v. 7, n. 4, p. 16-26, out. 2014. Disponível em: < <https://assets.unitpac.com.br/arquivos/Revista/74/artigo3.pdf>>. Acesso em: 11 set. 2020.

RODWIN, Lloyd. **Planejamento urbano em países em desenvolvimento**. Rio de Janeiro: Bloch, 1967. 100 p.

SANTANA JUNIOR, Humberto. **Transporte Ferroviário no Desenvolvimento do Brasil: os corredores ferroviários bioceânicos**. 2013. 23 f. Monografia (Especialização) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Relações Internacionais, Universidade de Brasília, Brasília. Disponível em: <https://www.bdm.unb.br/bitstream/10483/8198/1/2013_HumbertoSantanaJunior.pdf>. Acesso em: 19 set. 2020.

SILVA, Maurílio Barbosa de Oliveira da; MOREIRA, Maria Clara de Souza; ARRUDA, Dyego de Oliveira; MARIANI, Milton Augusto Pasquotto. **Como os turistas provenientes de países do Corredor Bioceânico “enxergam” os atrativos turísticos de Bonito, MS: uma análise calcada em princípios da netnografia**. Interações (Campo Grande), [S.L.], p. 91-106, 30 jul. 2019. Universidade Católica Dom Bosco. Disponível em: DOI: <<http://dx.doi.org/10.20435/inter.v20iespecial.2211>>. Acesso em: 12 set. 2020.

CAPÍTULO 25

O MAPA DE DANOS COMO FERRAMENTA DE MANUTENÇÃO E RESTAURO DE EDIFICAÇÕES: UMA REVISÃO LITERÁRIA

Data de aceite: 01/10/2021

Lucas Rodrigues Cavalcanti

Universidade de Pernambuco
Recife – Pernambuco

<http://lattes.cnpq.br/1220142820022318>

Eliana Cristina Barreto Monteiro

Universidade de Pernambuco / Universidade
Católica de Pernambuco
Recife – Pernambuco

<http://lattes.cnpq.br/3808888967301263>

Carlos Fernando Gomes do Nascimento

Universidade Federal de Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/8084586098803603>

Catharina Silveira Rodrigues

Universidade de Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/7661337974964057>

Fabício Fernando de Souza Lima

Universidade de Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/0473267639673537>

Amanda de Moraes Alves Figueira

Universidade de Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/2056313174357416>

José Maria de Moura Júnior

Universidade de Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/2472984204763077>

Sabrina Santiago Oliveira

Universidade de Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/4849536415090804>

Roberto Revoredo de Almeida Filho

Universidade de Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/7183711361079239>

Flávio Matheus de Moraes Cavalcante

Universidade de Pernambuco
<http://lattes.cnpq.br/8293276073291186>

RESUMO: Mapas de dano consistem de documentos gráficos capazes de sintetizar informações a respeito do estado de conservação de uma construção, ilustrando e discriminando as manifestações patológicas, sendo possível o registro da evolução de problemas relacionados ao estado de conservação. Nesse sentido, o artigo objetiva buscar trabalhos que utilizaram a técnica de mapa de danos para a verificação e avaliação de manifestações patológicas em quaisquer elementos de empreendimentos, especialmente as fachadas, a fim de analisar sua usabilidade junto a outras técnicas, apontando seus aspectos positivos e negativos. A metodologia seguiu as orientações dos itens de Relatório Preferidos para Revisões Sistemáticas e Meta-Análises (PRISMA) utilizando algumas palavras-chave em concordância com o descritor booleano “AND”, como: “damage map”, “map of damage”, “mapping damage”, “facade”, “building facade”, “pathologies”, “defects” e “construction”. Foi verificado que 93% das pesquisas tinham as fachadas como seu objeto de estudo e 46% eram edificações históricas, consideradas como patrimônios. Destaca-se a combinação de técnicas utilizadas pelas pesquisas, além dos mapas de dano, que visavam garantir uma proposta mais confiável para o tratamento das anomalias. Ainda, há uma necessidade da existência de uma padronização legal para a elaboração dos mapas, objetivando garantir

a qualidade e compreensão de danos e de projetos para uma melhor execução e serviço de reparos e restauros. Conclui-se que a técnica é indispensável para a tomada de ações, no que diz respeito a intervenções de manutenção e reabilitação em edifícios. Ressalta-se a importância de que outros profissionais e pesquisadores da área compartilhem suas experiências vivenciadas, com o intuito de compor o acervo para que se consigam diretrizes norteadoras para a utilização desse instrumento.

PALAVRAS-CHAVE: Mapa de danos, manifestações patológicas, construção.

THE DAMAGE MAP AS A TOOL FOR MAINTENANCE AND RESTORATION OF BUILDINGS: A LITERATURE REVIEW

ABSTRACT: Damage maps are graphic documents capable of synthesizing information about the state of conservation of a building, illustrating and discriminating the pathological manifestations, being possible to register the evolution of problems related to the state of conservation. In this sense, the article aims to search for works that used the damage map technique for the verification and evaluation of pathological manifestations in any elements of buildings, especially the facades, in order to analyze its usability along with other techniques, pointing out its positive and negative aspects. The methodology followed the guidelines of the Preferred Reporting Items for Systematic Reviews and Meta-Analyses (PRISMA) using some keywords in agreement with the Boolean descriptor “AND”, such as: “damage map”, “map of damage”, “mapping damage”, “facade”, “building facade”, “pathologies”, “defects” and “construction”. It was found that 93% of the researches had the facades as their object of study and 46% were historic buildings, considered as heritage. The combination of techniques used by the researches, in addition to the damage maps, aimed to guarantee a more reliable proposal for the treatment of the anomalies. Still, there is a need for a legal standardization for the elaboration of the maps, aiming to guarantee the quality and understanding of the damage and projects for a better execution and service of repairs and restorations. It is concluded that the technique is indispensable for taking action, regarding maintenance and rehabilitation interventions in buildings. It is important that other professionals and researchers in the area share their experiences, in order to compose a collection of guidelines for the use of this instrument.

KEYWORDS: Damage map, pathological manifestations, construction.

1 | INTRODUÇÃO

Dentre os diversos elementos que compõem uma edificação destacam-se as fachadas, que segundo Santos *et al.* (2018), além de apresentarem características culturais e socioeconômicas, é o primeiro contato visual de um empreendimento. Pode-se dizer que as fachadas possuem papel importante na proteção contra circunstâncias prejudiciais e agentes agressivos que o ambiente possa oferecer à construção, como chuvas, ventos e o sol. Ainda, as fachadas configuram um sistema complexo para a sua projeção, construção e mantimento, tendo em vista que possuem função essencial no desempenho de edificações e, portanto, devem apresentar uma vida útil mínima (SILVA *et al.*, 2016; MADUREIRA *et*

al., 2017).

Entende-se por vida útil, segundo a Norma ABNT NBR 15.575 (2015), como o intervalo de duração que um empreendimento, seus sistemas, elementos e componentes, se dispõem às atividades para qual foram projetadas e construídas. Desta forma, pode-se inferir que os agentes presentes no ambiente podem acarretar na diminuição da vida útil de empreendimentos, frente à probabilidade do aparecimento de manifestações patológicas que podem prejudicar seu desempenho, sendo tais manifestações os sintomas que uma edificação apresenta, ou seja, resultantes de um mecanismo de degradação.

Sabe-se que as manifestações patológicas derivam de falhas ocorridas das fases que se sucedem na construção civil, sejam resultantes de fases de projeto ou execução. De forma geral, as manifestações patológicas apresentam-se numa escala evolutiva, o que permite a distinção de diferentes causas do problema, entretanto, quanto mais cedo for identificada a falha, mais fácil se torna o tratamento do problema. Rocha *et al.* (2018) completam que após identificadas, o diagnóstico das falhas deve ser corretamente fundamentado em análises críticas e investigativas sobre a origem do problema, almejando o tratamento mais eficaz. É importante salientar que tais circunstâncias podem apresentar-se interna e externamente, como é o caso das fachadas. Ainda, de acordo com alguns autores, as principais manifestações patológicas que podem surgir durante a vida útil de um empreendimento são fissurações, ataques químicos e físicos à estrutura, corrosão de armaduras e defeitos devido à construção, concepção e detalhamento de projeto (BERTOLINI, 2010; AZEVEDO, 2011; MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Nesse sentido, visando estender a vida útil de edificações, a ferramenta de mapa de danos surge como um instrumento que auxilia em obras de manutenções e restauro. Os mapas de danos consistem de documentos gráficos capazes de sintetizar informações a respeito do estado de conservação de uma construção, sendo ilustradas e discriminadas as manifestações patológicas (TIRELLO; CORREA, 2012). Além disso, a partir do uso do mapa de danos, é possível registrar a evolução de problemas relacionados ao estado de conservação, facilitando futuros exames, ações preventivas e intervenções de manutenção em edificações. É importante destacar que tal ferramenta ainda não possui normatização e, portanto, não há um padrão a ser seguido para as representações gráficas, e sua aplicabilidade se dá em edificações de diversos tipos.

Diante do exposto, o presente trabalho objetiva investigar pesquisas que utilizaram a técnica de mapa de danos para a verificação e avaliação de manifestações patológicas em quaisquer elementos de empreendimentos, especialmente as fachadas, a fim de analisar sua usabilidade junto a outras técnicas, apontando seus aspectos positivos e negativos, para intervenções de manutenção em empreendimentos.

2 | MAPA DE DANOS E PATRIMÔNIO HISTÓRICO

Como já mencionado, os mapas de dano sintetizam informações sobre o estado de conservação de uma construção, ilustrando as manifestações patológicas presentes. Entretanto, Barthel, Lins e Pestana (2009), afirmam que tal técnica é pouco utilizada e não é explorada em todo seu potencial. Os autores mostram que seu papel não está relacionado apenas a ser uma representação gráfica do estado patológico, mas sim um registro da evolução dos problemas relacionados ao estado de conservação. Ainda, a utilização da técnica serve como agente facilitador de futuros exames a edificação, bem como ações preventivas e intervenções de manutenção. Pode-se dizer, portanto, que uma vez utilizado o mapa de danos em um determinado empreendimento, a depender da tardia das intervenções, a técnica deverá ser refeita, tendo em vista que o diagnóstico será alterado, frente ao desenvolvimento e ação dos agentes patológicos.

É sabido que os mapas de danos podem ser utilizados em diversos tipos de edificações e seus elementos, porém a técnica é utilizada, na maioria das vezes, para a representação de danos a fachadas de empreendimentos históricos, considerados como patrimônios históricos. O patrimônio histórico constitui de objetos investidos de significados simbólicos, trazendo representações de um tempo passado para o presente. Ainda, apresentam valores inestimáveis à humanidade, sendo arqueológicos, etnográficos, bibliográficos ou artísticos.

Martins *et al.* (2020), completam que o patrimônio histórico de um local também inclui a paisagem urbana, espaços públicos, memoriais, obras de arte e edificações de uma cidade. Nesse sentido, edificações históricas que são consideradas como patrimônios, assim como quaisquer registros históricos, são importantes expressões de identidade e experiência cultural. As edificações fornecem uma conexão tangível com o passado e contribuem com a identidade e solidez de uma comunidade. Também, os edifícios históricos transmitem informações históricas e culturais às gerações futuras, aprendendo como o passado pode ter influenciado e moldado de alguma forma a comunidade.

No Brasil, por exemplo, o Decreto nº 25 de 30 de novembro de 1937 determina que o patrimônio histórico e artístico nacional é o conjunto dos bens móveis e imóveis existentes no país e cuja conservação seja de interesse público, vinculados a fatos memoráveis da história do país (BRASIL, 1937). Após o decreto, outras normativas legais surgiram ao longo dos anos para atualizar os procedimentos e intenções do Estado nacional quanto ao patrimônio.

3 | METODOLOGIA

A revisão sistemática se vê importante pela sua capacidade de detalhamento da literatura sobre a temática a ser pesquisada pois, consistem no reconhecimento e detalhamento dos trabalhos encontrados, na avaliação sistemática dos meta dados

conforme o seu protocolo e na coleta sucinta das informações coerentes do universo pesquisado (LIBERATI et al., 2009). Para Munzlinger, Narcizo e De Queiroz (2012), a revisão sistemática é uma atividade de execução sequencial que possui um objetivo final, tendo suas etapas apresentadas na Figura 1.

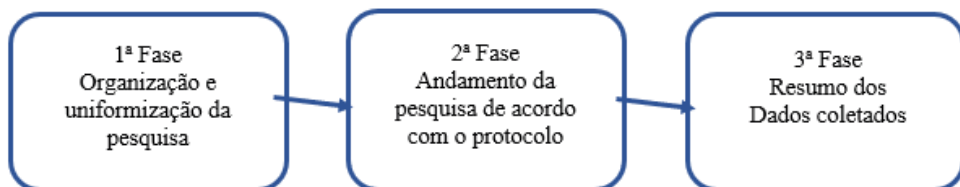


Figura 1 – Fases de uma revisão sistemática

Fonte: Adaptado de Munzlinger, Narcizo e De Queiroz, (2012).

O protocolo da presente pesquisa consistiu na definição do objetivo, cujo intuito foi reunir pesquisas que verificaram e avaliaram manifestações patológicas através do mapa de danos; os resultados almejados da pesquisa, que visou obter informações sobre a usabilidade dos mapas de dano junto a outras técnicas, seus aspectos positivos e negativos; e as questões da pesquisa a serem respondidas, elencando quais as dificuldades e limitações do emprego da técnica de mapa de danos e Como a técnica pode contribuir em obras de manutenção e restauro.

Para elaborar a revisão acerca da temática, foram seguidas as diretrizes do método PRISMA, Itens de Relatório Preferidos para Revisões Sistemáticas e Meta-Análises (LIBERATI et al., 2009). A pesquisa fez o uso da base de dados SCOPUS, CAPES, Web of Science, e Google Scholar para a busca de artigos. Além disso, foi realizada uma análise das referências dos artigos encontrados para a inclusão de outras publicações relevantes ao estudo. Algumas palavras-chave foram empregadas na busca, em inglês, por motivos de abrangência, sendo elas: “damage map”, “map of damage”, “mapping damage”, “facade”, “building facade”, “pathologies”, “defects” e “construction”.

Como critérios de inclusão, a seleção incluiu artigos em inglês e português, que abordassem a utilização do Mapa de Danos para avaliar manifestações patológicas em qualquer elemento de um empreendimento, na área de engenharia civil.

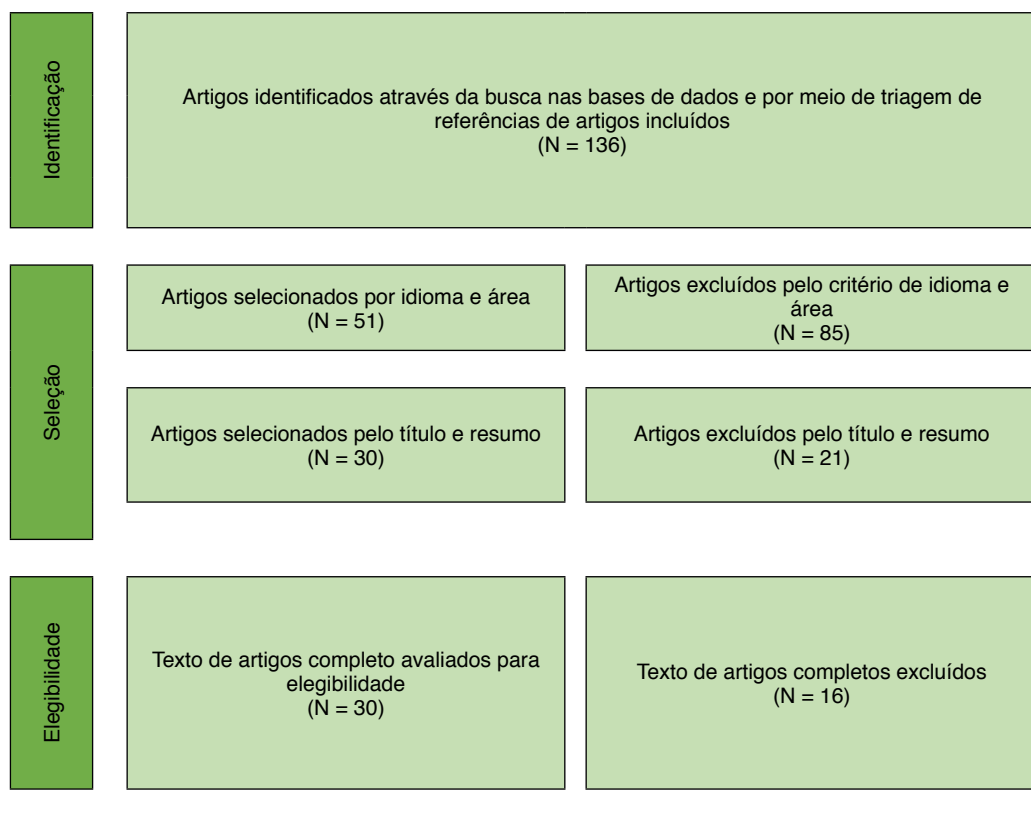
Como critérios de exclusão, foram excluídas as publicações que abordavam o Mapa de Danos como resultados de imagens termográficas, e aquelas voltadas à área de geologia, cujo objetivo estava relacionado a identificar danos generalizados de áreas amplas, ocorridos a partir de fenômenos naturais.

Para ilustrar o processo da pesquisa, um fluxograma foi elaborado e, posteriormente, os artigos inclusos na revisão foram analisados qualitativamente, onde foram examinados os métodos e técnicas utilizadas, as patologias encontradas, os tipos de avaliação realizados

e o objeto de cada estudo.

4 | RESULTADOS

A partir das buscas, apenas 136 artigos foram encontrados distribuídos nas bases de dados e nas referências dos artigos selecionados para análise, evidenciando-se a escassez sobre o tema e, por isso, filtragens por ano de publicação não foram utilizadas para que as buscas não fossem limitadas. Entretanto, dando continuidade ao processo de seleção, foram inseridos os critérios de idioma (português e inglês) e área (engenharia civil), tendo o número de artigos reduzidos para 51. Em seguida, a seleção de escolha foi realizada a partir da leitura de títulos e resumos (excluídos 21), e posteriormente, por leitura completa para inclusão dos estudos (excluídos 16). Por fim, com os critérios adotados, 14 artigos foram incluídos para a análise desta revisão. O processo de seleção pode ser visualizado no fluxograma da Figura 2.



Número de artigos incluídos na síntese qualitativa desta revisão
(N = 14)

Figura 2 – Fluxograma da pesquisa

Fonte: Autores (2021)

4.1 Análise qualitativa

Na análise qualitativa, foi elaborada uma nuvem de palavras-chave, representando a frequência de utilização das palavras encontradas nos 14 artigos incluídos (Figura 3), geradas pelo World Cloud Generator.



Figura 3 – Nuvem de palavras ligadas ao processo de seleção de artigos

Fonte: World Cloud Generator (2021)

As palavras mostradas na nuvem são as escolhidas pelos autores das pesquisas utilizadas para esta revisão. Vale salientar que o tamanho das palavras reflete em uma maior frequência de utilização nos trabalhos. Nesse sentido, as palavras “mapping”, “facades”, “damage”, “degradation” e “buildings” se sobressaem em relação as outras, convergindo com o tema do presente trabalho, uma vez que buscou-se identificar os danos e degradações em elementos de uma estrutura, principalmente as fachadas, através de mapas de danos. A nuvem também tem o intuito de auxiliar pesquisadores a respeito de quais palavras-chave devem ser utilizadas para a busca de artigos nesse assunto.

Posteriormente, a análise qualitativa das pesquisas incluídas para a revisão é caracterizada na Tabela 1. A classificação dos 14 artigos estudados abordou o objeto de estudo (fachadas de edifícios abandonados, residenciais, históricos, públicos e treliças de telhado), o tipo de avaliação (quantitativo, qualitativo ou ambos), os procedimentos metodológicos e as principais manifestações patológicas detectadas.

Nº	Autor (ano)	Objeto de Estudo	Tipo de Avaliação	Procedimentos Metodológicos	Principais Manifestações detectadas
1	BAUER <i>et al.</i> (2014)	Fachada de Edifício Residencial	Quantitativa e Qualitativa	Inspeções visuais, mapa de danos, cálculo para avaliar o nível de degradação de fachada (ODL)	Descolamento, falha de graute, rachaduras, eflorescências, falhas de vedação
2	LERMA, CABRELLES e PORTALÉS (2011)	Fachada frontal de Edificação Histórica	Qualitativa	Inspeções visuais, Termografia, processamento de imagens térmicas e mapa de danos para umidade	Umidade
3	SOUZA <i>et al.</i> (2016)	Fachada de Edifício Residencial	Quantitativa e Qualitativa	Inspeções visuais, Medição de degradação (DMM), Mapa de danos	Descolamento cerâmico, falha de rejuntamento, trinca, eflorescência e falha de vedação
4	PACHECO <i>et al.</i> (2018)	Fachadas de Edificação Histórica	Qualitativa	Inspeção visual, Mapa de danos	Destacamento de tinta, umidade ascendente, vegetação, fungos, fissuras, biodeterioração, descascamento de gesso
5	SOUZA, BRANCO e SILVA (2017)	Fachadas de um Armazém de madeira	Qualitativa	Inspeções visuais, teor de umidade, teste de penetração de impacto e Mapa de danos	Manchas de umidade, rachaduras, deterioração da superfície por fungos, colonização biológica, elementos quebrados, deformações de colunas
6	PUY-ALQUIZA <i>et al.</i> (2019)	Fachadas de Edificação Histórica	Quantitativa e Qualitativa	Levantamento e caracterização do tipo de material, quantificação de intemperismo e grau de dano através de Mapa de Danos e processamento de imagem	Perda de material, descoloração, blocos quebrados, eflorescência, fissuras, colonização biológica
7	BERSCH <i>et al.</i> (2020)	Fachadas de Edificação Histórica	Quantitativa e Qualitativa	Investigação documental, levantamento visual, testes de percussão e termografia, mapa de danos, caracterização dos revestimentos.	Fissuras, destacamentos, superfícies desintegradas, vesículas, biodeterioração, manchas de sujeira, manchas de umidade, manifestações na pintura

8	SAARI (2008)	Fachadas de Edifício Residencial	Qualitativa	Investigação documental, desenvolvimento e teste de procedimento de reforma, inspeção visual, mapa de danos	Rachaduras, destacamento de reboco, ausência de aderência entre reboco e alvenaria
9	ROCHA <i>et al.</i> (2018)	Fachadas de Edificação Histórica	Qualitativa	Inspeção visual, inspeção documental, ficha e identificação de danos, mapa de danos	Deslocamento de reboco, manchas de umidade, biodegradação, sujidades, eflorescências, fissuras, perda de seção, degradação da madeira, desagregação granular, pitting
10	MELO JÚNIOR <i>et al.</i> (2018)	Fachada de Edificação pública	Quantitativa e Qualitativa	Vants, técnica DSM, fotogrametria, programa Tyche, mapa de danos	Manchas escuras na fachada
11	BAUER <i>et al.</i> (2011)	Fachadas de Edifícios Residenciais	Quantitativa e Qualitativa	Inspeção visual, mapa de danos, testes de aderência a tração, testes de características de material, índice de defeitos.	Perda de adesão cerâmica e descolamento, problemas com argamassa, fissuras, eflorescências, falha de vedação.
12	CAVALAGLI <i>et al.</i> (2019)	Fachada leste de Edificação Histórica	Quantitativa e Qualitativa	Investigação documental, inspeção visual, levantamento e classificação de danos, tabela de avaliação de risco, monitoramento do clima, teste de vibração do ambiente	Crosta negra, escamação incrustação, colonização biológica, manchas de corrosão, descoloração residual, fissuras, umidade
13	CHOI <i>et al.</i> (2018)	Fachada de Edifício Abandonado	Quantitativa e Qualitativa	Vants para inspeção visual de fachada, para produzir ortofotos que servem como mapa de danos das regiões de interesse	O uso da técnica permite detectar fissuras, rachaduras, esquadrias quebradas entre outros
14	BRANCO, SOUSA e TSAKANIKI (2017)	Treliças do telhado de uma edificação antiga	Quantitativa e Qualitativa	Inspeção visual, teste de resistência a perfuração, teste de ultrassom, teste de penetração de pinos	Fendilhamento, fissuras, rotação e deslocamento da madeira

Tabela 1 - Caracterização das pesquisas incluídas para a análise qualitativa

Fonte: Autores (2021)

A partir dos artigos analisados, verificou-se que 93% das pesquisas foram concentradas em fachadas de edificações, sendo elas de edifícios históricos, públicos ou

residenciais. Foi observado também que 36% dos estudos realizaram análise qualitativa e 64% das pesquisas utilizaram ambas as análises. Análises de caráter apenas quantitativo não foram abordadas em nenhum artigo da revisão.

Se tratando dos procedimentos metodológicos das pesquisas, destaca-se, além da utilização de mapas de danos, o uso de inspeções visuais em comparação as outras técnicas, tendo em vista que possibilitam a detecção de danos a estruturas de maneira simples. Sabe-se que, quando as inspeções visuais são combinadas com os mapas de danos, ensaios não destrutivos e outras técnicas, há uma melhor eficiência no diagnóstico de patologias encontradas nas estruturas.

Dentre as manifestações patológicas abordadas, pode-se dizer que as mais frequentes nas pesquisas estavam relacionadas principalmente a fissuras, eflorescências, biodeteriorações, sujidades e manchas de umidade. Por outro lado, a relevância dos estudos foi determinada a partir de aspectos referentes a aplicabilidade dos mapas de dano e algumas outras técnicas para a identificação, avaliação e possíveis estratégias de conservação dos empreendimentos.

5 | DISCUSSÃO

Quando bem empregada, o uso da técnica de mapa de danos tem sua devida importância, visto que, tem capacidade de fornecer dados para prover corretos diagnósticos de patologias encontradas. Em outras palavras, a técnica serve também para registrar a evolução de problemas relacionados ao estado de conservação, além de servir como agente facilitador para exames a edificação, ações preventivas e intervenções de manutenção.

A pesquisa mostrou que os mapas de dano podem ser aplicados a variados elementos de uma construção. No entanto, a aplicação dos mapas se deu majoritariamente a fachadas de empreendimentos, responsável por 93% os artigos. Tal fato pode estar relacionado a uma maior necessidade de preservar a beleza arquitetônica dos edifícios, uma vez que 46% dos objetos de estudo eram edificações históricas, podendo ser consideradas patrimônios culturais (LERMA; CABRELLES; PORTALÉS, 2011; PACHECO *et al.*, 2018; ROCHA *et al.*, 2018; CAVALAGLI *et al.*, 2019; PUY-ALQUIZA *et al.*, 2019; BERSCH *et al.*, 2020).

Percebeu-se com a pesquisa, um aumento no número de obras nesse assunto ao longo dos anos, que pode estar ligado ao aumento das discussões sobre a preservação de bens no mundo. Estudos mostram que a primeira utilização do mapa de danos surgiu na Itália, na década de 1960, e posteriormente no Brasil, na década de 1970 (BARTHEL; LINS; PESTANA, 2009). Porém, mesmo com o crescente número de artigos e a senioridade da técnica, a utilização dos mapas de dano ainda é pouco abordada no cenário atual.

Com relação aos procedimentos metodológicos, 86% das pesquisas citam a utilização de inspeções visuais além do uso dos mapas. A participação do profissional/pesquisador como agente observador promove análises sintomatológicas para um tratamento confiável

e correto das anomalias. Também, 14% dos trabalhos realizaram inspeções através de VANTs (veículos aéreos não tripulados), em que foram gerados mapas de danos de regiões de interesse através de fotogrametria e tratamento posterior em *softwares* computacionais (CHOI *et al.*, 2018; MELO JÚNIOR *et al.*, 2018). Contudo, há certa limitação na detecção de manifestações patológicas por meio dos VANTs, tendo em vista que foram constatadas e representadas nos mapas apenas manchas escuras em fachadas, embora seja possível também a percepção de fissuras, rachaduras e esquadrias quebradas. Por outro lado, a inspeção por meio da técnica mencionada tem notável aplicabilidade em grandes alturas.

Além das inspeções visuais, as inspeções documentais são citadas em 29% dos artigos. A pesquisa documental promoveu a análise de registros históricos, além de informações que permitiram a identificação de características de concepção e diferentes usos do edifício. As documentações também abrangeram projetos arquitetônicos (incluindo fachadas) e outros projetos referentes a modificações nos empreendimentos e manutenções realizadas. Em suma, a investigação documental permitiu identificar as intervenções realizadas após a construção dos edifícios, visando auxiliar ações futuras de manutenção, permitindo também a confecção dos mapas de dano a partir dos projetos (SAARI, 2008; ROCHA *et al.*, 2018; CAVALAGLI *et al.*, 2019; BERSCH *et al.*, 2020).

Ainda sobre os procedimentos metodológicos, 14% das pesquisas abordaram cálculos de índices de degradação a partir de mapas de danos, onde malhas são sobrepostas nos mapas e a área degradada é obtida pela contagem de unidades da malha, expressas em m². Os autores afirmam que a medição de degradação é uma etapa básica para avaliar a vida útil do edifício e de seus elementos, sendo possível também definir os comportamentos das anomalias quanto à previsão da vida útil através de monitoramentos (BAUER *et al.*, 2014; SOUZA *et al.*, 2016). Desta forma, pode-se dizer que os mapas de dano facilitam a visualização para a realização de cálculos do nível e degradação. A partir disso, relações entre manifestações patológicas e as condições arquitetônica ou ambientais podem ser estabelecidas, permitindo, conseqüentemente, realizar observações sobre a vida útil da edificação, seus componentes e sua durabilidade.

Por outro lado, alguns pontos negativos podem ser elencados a respeito dos mapas de dano. Apesar de ser um instrumento de fácil compreensão, a técnica possui limitações, tendo em vista que 100% das pesquisas utilizaram outros métodos e técnicas adicionais para alcançarem seus objetivos.

Em 43% dos trabalhos, os autores reiteram que o uso das técnicas combinadas pode dar melhor suporte a inspeções e monitoramento de manifestações patológicas, além de, em alguns casos, permitirem quantificar a extensão e grau dos danos, facilitando a interpretação de tais manifestações. Também, a partir de ensaios não destrutivos, causas e conseqüências dos danos podem ser melhor compreendidos, uma vez que são identificadas e caracterizadas as seções críticas na estrutura, para serem representadas nos mapas (BRANCO; SOUSA; TSAKANIKI, 2017; SOUSA; BRANCO; SILVA, 2017; MELO JÚNIOR

et al., 2018; ROCHA *et al.*, 2018; PUY-ALQUIZA *et al.*, 2019; BERSCH *et al.*, 2020).

Por fim, outro ponto negativo em relação aos mapas de dano está relacionado a não existência de uma normatização para a representação do instrumento. Portanto, não há um padrão a ser seguido para a elaboração de tal, podendo ser feito de várias maneiras. Filho e Achiamé (2018) destacam a necessidade da existência de uma padronização legal para a elaboração dos mapas, objetivando garantir a qualidade e compreensão de danos e de projetos. Com isso, ter-se-ia uma melhor execução e serviço de reparo e restauro, sendo provável a compreensão do real estado de conservação das edificações estudadas.

6 | CONCLUSÕES

A utilização da técnica de mapas de dano para a identificação e avaliação de manifestações patológicas é indispensável para a tomada de ações, no que diz respeito a intervenções de manutenção e reabilitação em edifícios.

A partir da revisão elaborada, foi observado que os mapas de dano são geralmente elaborados como complemento a outros métodos, sendo muitas vezes dispensado pelo fato da existência de ensaios não destrutivos e da técnica de inspeção visual serem capazes de detectar os danos em empreendimentos. Por outro lado, foi visto que os mapas de dano permitem o monitoramento de condições de preservação e questões de durabilidade, ressaltando-se também a combinação de métodos, que facilitam a análise da sintomatologia e do correto diagnóstico das patologias, garantindo uma proposta mais confiável para o tratamento das anomalias.

O não uso frequente da técnica pode estar associado ao desconhecimento da mesma por parte dos profissionais/pesquisadores, tendo em vista a escassez de artigos que abordam a técnica de mapas de dano, bem como a não existência de uma padronização na sua representação gráfica. Desta forma, ressalta-se a importância de que outros profissionais e pesquisadores da área compartilhem suas experiências vivenciadas, com o intuito de compor o acervo para que se consigam diretrizes norteadoras para a utilização desse instrumento, levando em consideração que a primeira utilização do mapa de danos foi há muito tempo.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi realizado com o apoio da UPE, entidade do Governo do Estado de Pernambuco voltada para o fomento ao Ensino, Pesquisa e a Extensão.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15575**: Desempenho de edificações habitacionais. Rio de Janeiro, 2015.

AZEVEDO, M. T. Patologia das estruturas de concreto. In: ISAIA, G. C. (Org). **Concreto**: Ciência e Tecnologia. São Paulo: IBRACON, 2011. v. 2, p. 1095-1128.

BARTHEL, C.; LINS, M.; PESTANA, F. 2009. O papel do mapa de danos na conservação do patrimônio arquitetônico. In: 1º CONGRESSO IBEROAMERICANO Y VIII JORNADA TÉCNICAS DE RESTAURACIÓN Y CONSERVACIÓN DO PATRIMONIO, 2009, La Plata, Argentina. **Anais...** La Plata: CIC DIGITAL, 2009. p. 1-19.

BAUER, E; CASTRO, E. K.; ANTUNES, G. R.; LEAL, F. E. Identification and Quantification of Failure Modes of New Buildings Façades in Brasília. **XII DBMC - International Conference on Durability of Building Materials and Components**, 2011. n. February, p. 1–7.

BAUER, E.; CASTRO, E.K.; SILVA, M.N.B.; ZANONI, V.A.G. Evaluation of damage of building facades in Brasília. In: **XIII DBMC - International Conference on Durability of Materials and Components**, 2014. n. 1, p. 535-542.

BERSCH, J. D. *et al.* Diagnosis of Pathological Manifestations and Characterization of the Mortar Coating from the Facades of Historical Buildings in Porto Alegre — Brazil: A Case Study of Château and Observatório Astronômico. **International Journal of Architectural Heritage**, 2020. v. 00, n. 00, p. 1–25.

BRANCO, J. M.; SOUSA, H. S.; TSAKANIKI, E. Non-destructive assessment, full-scale load-carrying tests and local interventions on two historic timber collar roof trusses. **Engineering Structures**, 2017. v. 140, p. 209–224.

BRASIL. Decreto-lei nº 25, de 30 de novembro de 1937. Organiza a proteção do patrimônio histórico e artístico nacional. **IPHAN**, Brasília, 1943. Disponível em: http://portal.iphan.gov.br/uploads/legislacao/Decreto_no_25_de_30_de_novembro_de_1937.pdf.

BERTOLINI, L. **Materiais de construção**: patologia, reabilitação, prevenção. São Paulo: Oficina de textos, 2010. 408 p.

CAVALAGLI, N; KITA, A.; CASTALDO, V. L.; PISELLO, A. L.; UBERTINI, F. Hierarchical environmental risk mapping of material degradation in historic masonry buildings: An integrated approach considering climate change and structural damage. **Construction and Building Materials**, 2019. v. 215, p. 998–1014.

CHOI, J.; YEUM, C. M.; DYKE, S. J.; JAHANSHAHI, M. R. Computer-aided approach for rapid post-event visual evaluation of a building Façade. **Sensors (Switzerland)**, 2018. v. 18, n. 9.

FILHO, G. C. H.; ACHIAMÉ, G. G. Diretrizes para Representação Gráfica de Mapa de Danos. In: 6ª CONFERÊNCIA SOBRE PATOLOGIA E REABILITAÇÃO DE EDIFÍCIOS, 2018, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: PATORREB, 2018. p. 1-10.

LERMA, J. L.; CABRELLES, M.; PORTALÉS, C. Multitemporal thermal analysis to detect moisture on a building faade. **Construction and Building Materials**, 2011. v. 25, n. 5, p. 2190–2197.

LIBERATI A.; ALTMAN D.G.; TETZLAFF J.; MULROW C.; GÖTZSCHE P.C.; IOANNIDIS J.P.; CLARKE M.; DEVEREAUX P.J.; KLEIJNEN J.; MOHER D. The PRISMA statement for reporting systematic reviews and metaanalyses of studies that evaluate health care interventions :explanation and elaboration. **BMJ**, 2009.

MADUREIRA, S.; FLORES-COLEN, I.; BRITO, J.; PEREIRA, C. Maintenance planning of facades in current buildings. **Construction and Building Materials**. Lisboa, Portugal, v. 147, p. 790-802, 2017.

MARTINS, A. N.; PEREIRA, A. A.; FORBES, C.; LIMA, J. L. M. P.; MATOSE, D. Risk to cultural heritage in Baixa Pombalina (Lisbon Downtown) - a transdisciplinary approach to exposure and drivers of vulnerability. **International Journal of Architectural Heritage**. V. 15, n. 7. p. 1058-1080. 2020.

MEHTA, P. K; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto**: microestrutura, propriedade e materiais. 2 ed. São Paulo: IBRACON, 2014. 751 p.

MELO JÚNIOR, C. M; EVANGELISTA JUNIOR, F.; SILVA, L. S.; NEPOMUCENO, A. A. Geração de mapas de danos de fachadas de edifícios por processamento digital de imagens capturadas por Vant e uso de fotogrametria digital. **Ambiente Construído**, 2018. v. 18, n. 3, p. 211–226.

MUNZLINGER, E.; NARCIZO, F.B.; DE QUEIROZ, J.E.R. Sistematização de Revisões Bibliográficas em Pesquisas da Área de IHC. **Brazilian Computer Society**, [S.1.], v. 5138, p. 51-54, 2012.

PACHECO, L. S.; ROSADA, M.; LENS, L. N; ANDRADE, B. F.; STORCK, C.; PERES, L. S.; WOLLMANN, L.; JORIS, N. D.; DOMINGUES, Q. R.; PORTO, R. M. Time marks: An assessment of the conservation status of Tafona Farm main house from damage maps. **Procedia Structural Integrity**, 2018. v. 11, p. 68–75.

PUY-ALQUIZA, M. J.; ZUBIA, V. Y. O; AVILES, R. M.; SALAZAR-HERNÁNDEZ, M. D. C. Damage detection historical building using mapping method in music school of the University of Guanajuato, Mexico. **Mechanics of Advanced Materials and Structures**, 2019. v. 0, n. 0, p. 1–12.

ROCHA, E. A.; MACEDO, J. V. S; CORREIA, P.; MONTEIRO, E. C. B. Adaptação de mapa de danos para edifícios históricos com problemas patológicos: Estudo da Caso da Igreja do Carmo em Olinda PE., **Revista ALCONPAT**. Brasil, v. 8, n. 1, p. 51-63, 2018.

SAARI, A. Precision refurbishment of buildings: A façade refurbishment case study. **Structural Survey**, 2008. v. 26, n. 2, p. 108–119.

SANTOS, D.G.; MACEDO, M.; SOUZA, J.; BAUER, E. Mensuração e distribuição de patologias na degradação em argamassa. **Gestão & Gerenciamento**. Brasil, v. 8, p. 13-17, 2018.

SILVA, L.; FLORES-COLEN, I.; VIEIRA, N.; TIMMONS, A. B.; SEQUEIRA, P. Durability of ETICS and Premixed One-Coat Renders in Natural Exposure Conditions. In: DELGADO, J. **New Approaches to Building Pathology and Durability**. Singapore: Springer, 2016. v. 6, p. 131-154.

SOUSA, H. S.; BRANCO, J. M.; SILVA, C. V. Visual assessment and diagnosis of a timber railway station warehouse in Foz do Tua. **International Wood Products Journal**, 2017. v. 8, p. 29–33.

SOUZA, J. S.; BAUER, E.; NASCIMENTO, M. L. M.; CAPUZZO, V. M. S.; ZANONI, V. A. G. Study of damage distribution and intensity in regions of the facade. **Journal of Building Pathology and Rehabilitation**, 2016. v. 1, n. 1, p. 1–9.

TIRELLO, R. A.; CORREA, R. H., 2012. Sistema normativo para mapa de danos de edifícios históricos aplicado à Lidgerwood Manufacturing Company de Campinas. In: VI Colóquio Latinoamericano sobre Recuperação e Preservação do Patrimônio Industrial, São Paulo. **Anais...** São Paulo: IPHAN, 2012. p. 1-20.

I REINAMENTO DE REDES NEURAIS ARTIFICIAIS PARA O DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 24/06/2021

João Victor Fernandes Masalkas

Graduando, Centro Universitário Estácio de
Ribeirão Preto
Ribeirão Preto – São Paulo
<http://lattes.cnpq.br/0880499229095573>

Emerson Felipe Felix

Professor, Centro Universitário Estácio de
Ribeirão Preto
Ribeirão Preto – São Paulo
<http://lattes.cnpq.br/8352527462118419>

RESUMO: Nos últimos anos as redes neurais artificiais vêm sendo empregadas em diversas linhas da área de estruturas, a exemplo do projeto e análise de componentes estruturais, estudo de otimização estrutural, análise dinâmica de estruturas, impacto de terremotos e, no monitoramento de riscos e danos. Assim, devido à crescente utilização de redes neurais artificiais, o presente trabalho tem o intuito de avaliar a aplicabilidade dessa ferramenta numérica, no desenvolvimento de modelos automatizados de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Como estudo de caso, neste trabalho é apresentado o treinamento de redes neurais artificiais do tipo Multi-Layer Perceptron para determinar a taxa de armadura longitudinal de vigas de concreto armado, de seção retangular, submetidas à flexão simples. Os resultados encontrados demonstraram a potencialidade

das redes em determinar a taxa de armadura das vigas, e que o emprego das redes apresenta uma ferramenta viável e eficiente para dimensionamento de estruturas de concreto armado.

PALAVRA - CHAVE: Estruturas de concreto armado, dimensionamento à flexão, Inteligência Artificial, Redes neurais artificiais.

ARTIFICIAL NEURAL NETWORKS TRAINING TO DESIGN REINFORCED CONCRETE BEAMS SUBJECT TO BENDING MOMENT

ABSTRACT: In recent years, artificial neural networks have been used in several lines in structures areas, such as the design and analysis of structural components, study of structural optimization, dynamic analysis of structures, earthquake impact and, in the monitoring of risks and damages. Thus, due to the growing use of artificial neural networks, this work aims to evaluate the applicability of this numerical tool to develop automated design models of reinforced concrete structures. As a case study, this work presents the training of MLP artificial neural networks to determine the longitudinal reinforcement ratio of reinforced concrete beams, considering beams with rectangular section, submitted to simple bending moment. The results point out the potential of the artificial neural networks to determine the reinforcement ratio, and the use of the networks to presents a viable and efficient tool for the design of reinforced concrete structures.

KEYWORDS: Reinforced concrete structures, bending moment design, Artificial Intelligence,

1 | INTRODUÇÃO

No Brasil as estruturas são em grande parte, produzidas de concreto armado. De acordo com Forde (1993), o concreto é o material mais utilizado no mundo, na produção de estruturas e outras obras de infraestrutura.

O dimensionamento eficiente e seguro de uma estrutura de concreto armado, deve ser feita empregando os códigos prescritivos de normas nacionais e/ou internacionais. No Brasil a norma que regulamenta e fornece recomendações para o dimensionamento de estruturas de concreto armado é a NBR 6118 (ABNT, 2014).

As normas apresentam formulações analíticas que indicam os processos de cálculo e verificação no dimensionamento dos diferentes elementos estruturais. No entanto, os processos de cálculo em modo manual, demandam grande tempo, a depender da dimensão do projeto. De modo a otimizar o processo de cálculo e projeto de estruturas, atualmente existem softwares que possibilitam o dimensionamento de forma automatizada, mas que mantêm as recomendações dos códigos normativos, a fim de garantir a segurança necessária ao projeto.

Com o advento da computação, e do grande poder de processamento dos computadores, atualmente a utilização de ferramentas computacionais, como o aprendizado de máquina, e em especial, das redes neurais artificiais, apresentam-se como uma alternativa viável e eficaz para contornar as dificuldades impostas no processo de cálculo e dimensionamento das estruturas, 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 (FELIX et al., 2021).

Uma das razões pela qual as RNA são atualmente conhecidas e empregadas remete-se a utilização do algoritmo de treinamento backpropagation (RUMELHART et al., 1986), que pode ser facilmente implementado baseando-se na técnica de otimização via gradiente descendente. Devido a simplicidade da técnica, a maior parte dos trabalhos desenvolvidos e publicados na área da engenharia civil, que fazem o uso de RNA, utilizam o algoritmo backpropagation no treinamento das redes (ADELI, 2001; LAZAREVSKA et al., 2014; SHAFABAKHSH et al., 2015; FELIX et al., 2019; ABAMBRES; LANTSOGHT, 2019).

A primeira publicação que trata da aplicação da técnica de aprendizado de máquinas na engenharia civil, foi feita por Adeli e Yeh (1989). Os autores apresentaram a aplicação de redes neurais artificiais do tipo Perceptron (redes sem camadas ocultas) para criar um modelo de projeto de vigas de aço. A partir deste marco, muitos trabalhos vêm sendo desenvolvidos e publicados em toda parte do mundo, sendo a maioria destes, centrados no reconhecimento de padrões e mapeamento de funções.

As áreas de estruturas e materiais, são as que mais apresentam aplicações das redes neurais artificiais dentro da engenharia civil. A utilização da técnica de aprendizado de máquinas é vista desde a publicação de Adeli e Yeh (1989).

Na área de estruturas, as redes vêm sendo empregadas para o projeto e análise de componentes estruturais (KANG; YOON, 1994; KUSHIDA et al., 1997; GU et al., 2010), no estudo de otimização estrutural (HAJELA; BERKE, 1991; ROGERS, 1994, JENKINS, 1999; BABIKER, 2012), análise dinâmica de estruturas e impacto de terremotos (ADELI, 1994; CHEN et al., 1995; STAVROULAKIS; ANTES 1998; VAFAEI et al., 2013; AL-SUHAILI et al., 2014) e, no monitoramento de riscos e danos (WU et al., 1992; ABBAS; KHAN, 2016).

Assim, devido à crescente utilização de RNA, o presente trabalho tem o intuito de avaliar a aplicabilidade de redes neurais artificiais, no desenvolvimento de modelos automatizados de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Como estudo de caso, neste trabalho é apresentado o treinamento de redes neurais artificiais do tipo Multi-Layer Perceptron para determinar a taxa de armadura longitudinal de vigas de concreto armado, de seção retangular, submetidas à flexão simples.

2 I DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

A capacidade portante de uma viga retangular de concreto armado depende de muitos fatores, a exemplo da altura (h), seção transversal (b_w) do elemento, resistência característica do concreto (F_{ck}), tipo de aço utilizado, taxas de armadura longitudinal e transversal e da geometria.

Para realizar o dimensionamento a flexão de vigas de concreto armado, no Brasil, segue-se as recomendações prescritas na norma NBR 6118 (ABNT, 2014), que indica por exemplo, os valores mínimos da relação água/cimento do concreto, da resistência à compressão do concreto e do cobrimento nominal. Estes valores são associados às classes de agressividade do ambiente circundante ao qual a estrutura será executada, e visa garantir vida útil adequada aos elementos estruturais.

Ao iniciar o processo de cálculo e dimensionamento de uma viga de concreto armado, utilizando a NBR 6118 (2014), faz-se necessário levantar todas as ações permanentes e ações variáveis ao qual a estrutura estará sujeita ao longo de sua vida, e para isso deve-se recorrer aos preceitos da NBR 6120 (ABNT, 2019).

Quanto as características geométricas da viga, não existe uma forma direta para se encontrar suas dimensões. Segundo NBR 6118 (ABNT, 2014), a seção transversal de uma viga (b_w) não deve ser inferior a 12 cm e, em caso excepcionais, não deve ser inferior a 10 cm. No geral, a largura da viga é definida no projeto arquitetônico. Já a altura do elemento (h) pode ser estimada através da Equação 1.

$$h = \frac{L}{10} \quad \text{(Equação 1)}$$

em que h é a altura da seção (em m), e L é o vão livre (em m).

A princípio não se sabe qual a taxa de armadura que se faz necessário para a estrutura, assim, deve-se inicialmente indicar um diâmetro para a armadura, e ao final, caso seja necessário, deve-se alterar esse diâmetro e atualizar os cálculos. De posse do diâmetro escolhido, deve-se calcular as dimensões características da seção transversal (Figura 1), como a altura útil, utilizando a Equação 2.

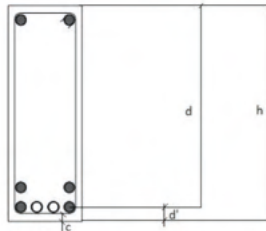


Figura 1 – Seção transversal de uma viga retangular.

$$d = h - d' \quad \text{(Equação 2)}$$

$$d' = c + \phi t + 0,5 * \phi l \quad \text{(Equação 3)}$$

em que d é a altura útil da seção (m), h é a altura da viga (m), d' distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal comprimida e a face mais próxima do elemento estrutural (m), c é o cobrimento (m), ϕt é o diâmetro da armadura transversal (m) e ϕl é o diâmetro da armadura longitudinal.

Para o dimensionamento à flexão, faz-se necessário determinar os momentos resistente e solicitante. O momento solicitante é obtido ao avaliar as cargas que irão incidir sobre a estrutura e seu valor deve ser majorado em função da segurança, de acordo como recomenda a NBR 6118 (ABNT,2014). Para a determinação do momento resistente, utiliza-se a Equação 3, que indica o momento de dimensionamento, e considera as forças que geram esforços internos no material.

$$M_d = (0,85 * f_{cd} * b_x * 0,8 * x) * (d - 0,4 * x) \quad \text{(Equação 4)}$$

em que em que f_{cd} é a resistência de cálculo a compressão do concreto (kN/m^2), b_w é a largura da seção transversal da viga (m), d é a altura útil e x é a profundidade da linha neutra (m) na seção, que se refere à distância da borda mais comprimida do concreto ao ponto que tem deformação e tensões nulas, ponto esse denominado de linha neutra. A posição da linha neutra é dada pela Equação 5.

$$x = \frac{d \pm \sqrt{\left(d^2 - 2 * \left(\frac{M_d}{b_w * \alpha * c * f_{cd}}\right)\right)}}{\lambda} \quad \text{(Equação 5)}$$

em que x é a profundidade da linha neutra (m), M_d momento de dimensionamento (kN.m), $\alpha c = 0,85$ e $\lambda = 0,8$ para concretos com f_{ck} inferior ou igual a 50 MPa.

Por fim, com o valor da linha neutra torna-se possível encontrar a taxa de armadura (área de aço - A_s) necessária para resistir aos esforços solicitantes de tração, conforme indicado na Equação 6.

$$A_s = \frac{M_d}{z * f_{yd}} \quad \text{(Equação 6)}$$

em que A_s é a área de aço (m²), z é o braço de alavanca (m) e f_{yd} é a resistência do aço (kN/m²).

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).

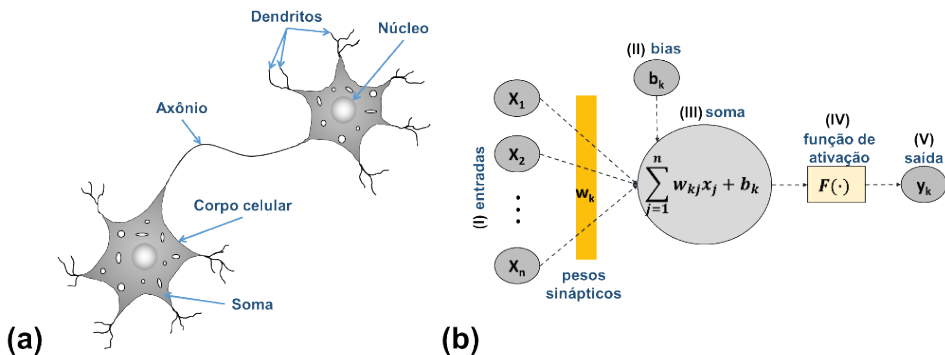


Figura 2 – Representação de (a) uma rede biológica e (b) uma rede artificial. (FELIX et al., 2019).

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 et al. (2021), onde os autores apresentam o procedimento, passo a passo, de treinamento de redes MLP.

4 | MODELAGEM VIA RNA

Com o objetivo de determinar um modelo de dimensionamento à flexão de vigas de concreto armado, adotou-se neste trabalho a metodologia apresentada em na Figura 3.

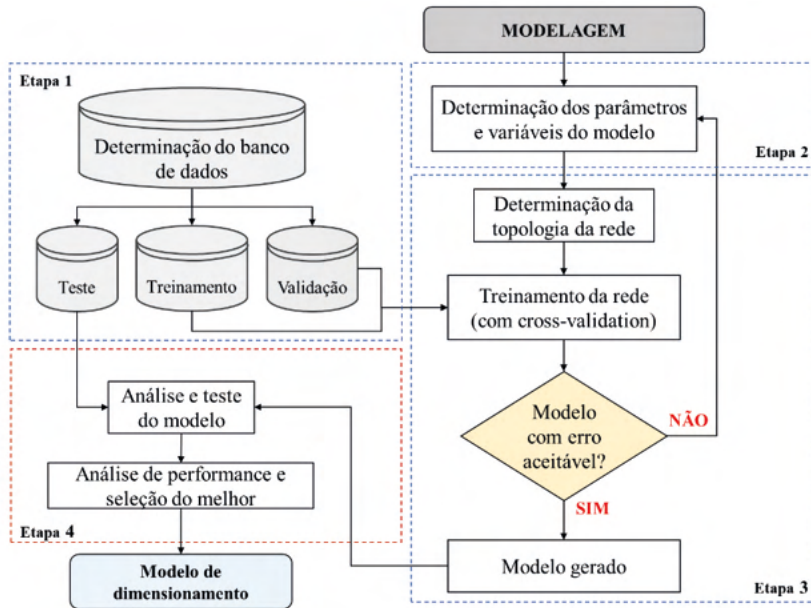


Figura 3 - Metodologia empregada para a determinação dos modelos.

De forma simplificada, a metodologia foi definida por quatro etapas, conforme esquematizado na Figura 3, sendo a primeira etapa, caracterizada pela montagem de um banco de dados, considerando resultados obtidos no dimensionamento de vigas de concreto armado de seção retangular, com diferentes geometrias, níveis de carregamento, resistência à compressão do concreto e cobrimento (associado aos diferentes ambientes de agressividade). Os dimensionamentos foram conduzidos de acordo com as Equações (1-6) e norma NBR 6118 (ABNT,2014). Na segunda etapa, foram especificados os parâmetros empregados na modelagem e, o domínio de aplicabilidade do modelo. Na terceira etapa foram realizados o treinamento e a validação das redes, considerando diferentes topologias. Ainda na terceira etapa, realizou-se algumas análises a fim de selecionar as redes com os melhores desempenhos. Por fim, na quarta etapa, analisou-se a performance dos modelos gerados, determinando o que apresentava os menores erros e melhores coeficientes de determinação.

4.1 Definição do banco de dados e seleção do domínio de aplicabilidade

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 diversos dimensionamentos realizados por meio de uma planilha, na qual emprega as Equações (1-6) e os preceitos da NBR 6118 (ABNT,2014).

No total, foram criados 15.000 casos, considerando diferentes resistências à

compressão (de 20 a 50 MPa), geometrias (com altura variando entre 0,3 e 0,5 m, e largura variando entre 0,2 e 0,3 m), diâmetros de armaduras (entre 10 e 16 mm), vão livre da viga (variando entre 2 e 4 m), cobrimentos (20, 25 e 30 mm) e, diferentes níveis de carregamento distribuído (de 20 a 40 kN/m).

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).

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, e considerando os preceitos da NBR 6118 (ABNT, 2014), para o treinamento das redes foram utilizadas as seguintes variáveis preditoras: diâmetro da armadura (m), altura da seção (m), largura da seção (m), dimensão do vão livre (m), resistência característica do concreto (MPa), altura útil (m) e, o momento solicitante de projeto (kN.m).

4.2 Treinamento das redes

Para modelagem, as redes foram geradas diferenciando-as pela quantidade de neurônios presentes na camada ocultas (camada responsável 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 9 diferentes topologias.

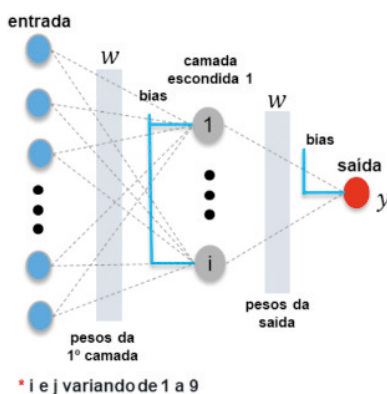


Figura 4 - Topologia das RNA geradas.

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, indica-se a consulta ao trabalho de Felix et al. (2021).

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 7, ou paralização do treinamento quando o número de iterações alcança o valor 10^4 , ou ainda, quando o *RMSE* não apresentava valores menores ao superar 10^3 iterações.

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - t_i)^2} \quad \text{(Equação 7)}$$

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.

4.3 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 desempenho. 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.

5 | RESULTADOS

Com o propósito de avaliar as arquiteturas que geraram os melhores desempenhos, na Figura 5 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.

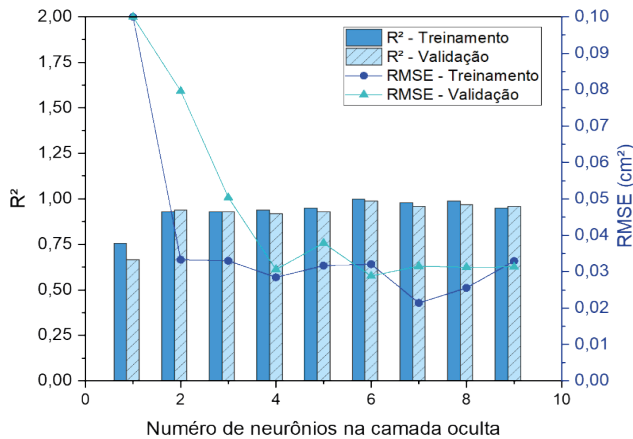


Figura 5 – RMSE e R² de RNA com uma camada oculta.

Inicialmente, pela Figura 5 é possível inferir que as redes apresentaram boa capacidade de mapear o problema estudado, e que, apenas a rede com um neurônio na camada oculta, não apresentou resultado satisfatório, sendo obtido um coeficiente de determinação de 0,75 no treinamento e 0,66 na validação.

Ao analisar o RMSE, a rede com seis neurônios na camada oculta (rede 7-6-1), foi a que gerou os menores erros nas etapas de treinamento e validação, sendo os respectivos valores de 0,032 e 0,028 cm², respectivamente. Os coeficientes de determinação obtidos no treinamento dessa rede foram de 0,99 no treinamento e 0,98 na validação. Estes indicadores demonstram que a rede conseguiu, de modo satisfatório, compreender o problema, indicando um ótimo mapeamento.

Por fim, para avaliar a aplicabilidade do modelo gerado com a rede 7-6-1, na Figura 6 são apresentados os gráficos de correlação entre os valores determinados pela rede e os observados no banco de dados de teste. A Figura 6 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, de sua aplicabilidade.

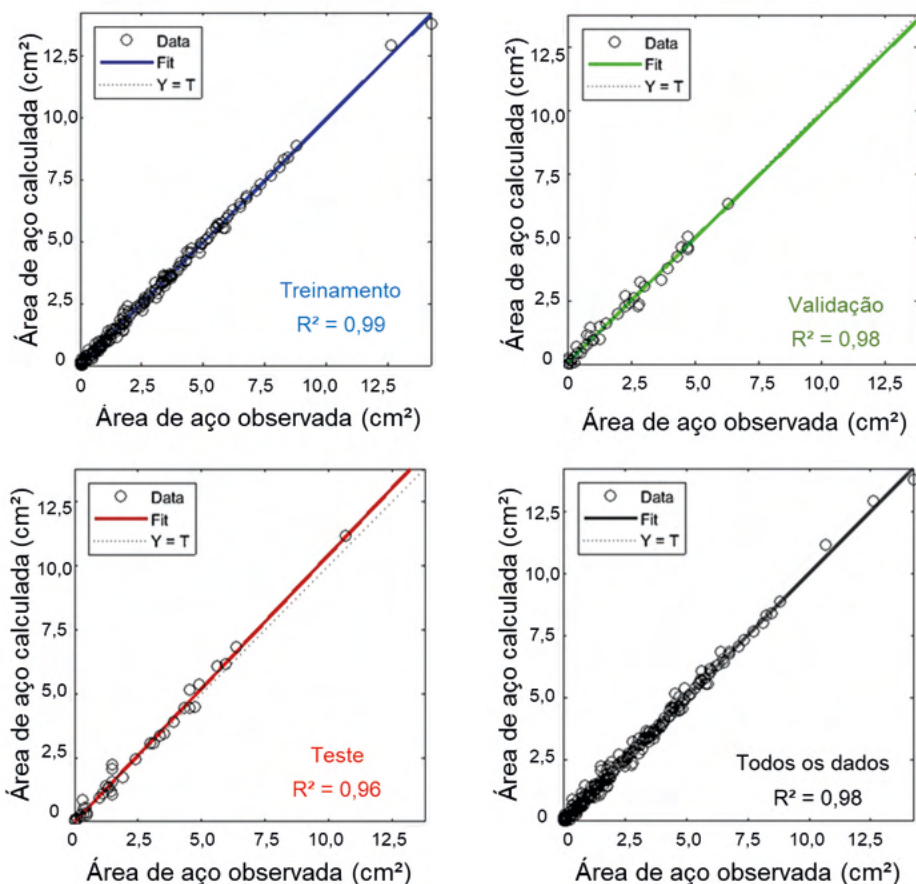


Figura 6 – Coeficientes de determinação do modelo para todos os conjuntos de dados.

Diante dos resultados apresentados na Figura 6 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 5). Quanto os erros obtidos pela aplicação do modelo, observou-se que cerca de 95% dos valores previstos apresentaram erros inferiores ao RMSE de (0,21 cm²) da fase de teste.

Ao avaliar os resultados obtidos, o modelo obtido pela aplicação do treinamento de redes neurais artificiais, demonstra a aplicabilidade desta técnica, para o desenvolvimento de aplicações de dimensionamento de estruturas de concreto armado.

6 I CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentada a aplicação de redes neurais artificiais do tipo MLP, no desenvolvimento de um modelo de dimensionamento à flexão de vigas de concreto

armado de seção retangular.

As redes geraram modelos eficientes para o calcula da taxa de armadura em vigas de concreto armado, considerando como variáveis preditoras o diâmetro da armadura longitudinal, a altura útil, geometria da seção transversal (largura e altura), a resistência à compressão do concreto, a intensidade do carregamento distribuído e o comprimento de vão livre da viga.

Em relação ao modelo proposto, algumas considerações foram levantadas:

- Devido ao alto número de dados definidos no problema, as redes foram capazes de mapear a taxa de armadura, com baixo erros e altos coeficientes de determinação;
- Para o problema estudado, foi observado que é suficiente apenas uma camada de processamento para a definição da topologia das redes;
- O dimensionamento à flexão simples de vigas de concreto armado pode ser representado por redes neurais artificiais utilizando como variáveis preditoras o diâmetro da armadura longitudinal, a altura útil, geometria da seção transversal (largura e altura), a resistência à compressão do concreto, a intensidade do carregamento distribuído e o comprimento de vão livre da viga. E indicam que outras variáveis envolvidas no problema não se fazem necessárias.

Os resultados encontrados na etapa de testes demonstraram a potencialidade das redes em determinar a área de aço necessária para a vigas sujeita à flexão simples, e que o emprego de RNA apresenta uma viável e eficiente ferramenta para dimensionamento de estruturas de concreto. Ademais, os resultados encontrados indicam que as redes podem ser empregadas para a determinação de softwares de dimensionamento automatizado, onde os modelos incorporam em sua formulação os preceitos da norma, e caso existentes, resultados reais e/ou experimentais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao financiamento provido pelo Programa Pesquisa Produtividade do Centro Universitário Estácio de Ribeirão Preto.

REFERÊNCIAS

ABAMBRES, M.; LANTOSOGHT, E. O. L. ANN-Based Fatigue Strength of Concrete Under Compression. **Materials**, v. 12, n. 22, p. 1-21, 2019.

ABBAS, Y. M.; KHAN, M. I. Influence of Fiber Properties on Shear Failure of Steel Fiber Reinforced Beams Without Web Reinforcement: ANN Modeling. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 13, n. 8, p. 1483-1498, 2016.

ADELI, H. **Advances in Design Optimization**, E. & F. N. Spon, London, 1994.

ADELI, H. Neural networks in civil engineering: 1989-2000. **Computer-Aided Civil and Infrastructure**, v. 16, n. 2, p. 126-142, 2001.

ADELI, H.; YEH, C. Perceptron learning in engineering design. **Microcomputers in Civil Engineering**, v. 4, n. 4, p. 247-256, 1989.

AL-SUHAILI, R. H. S.; ALI, A. A. M.; BEHAYA, S. A. K. Artificial Neural Network Modeling for Dynamic Analysis of a Dam Reservoir-Foundation System. **International Journal of Engineering Research and Applications**, v. 4, n. 1, p. 121-143, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120: Cargas para o cálculo de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

BABIKER, A. A.; ADAM, F. M.; MOHAMED, A. E. Design optimization of reinforced concrete beams using artificial neural network. **International Journal of Engineering Inventions**, v. 1, n. 8, p. 7-13, 2012.

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.

CHEN, H. M.; QI, G. Z.; YANG, J. C. S.; AMINI, F. Neural network for structural dynamic model identification. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 121, n. 12, p. 1377–1381, 1995.

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.

FORDE, M. C. **High performance construction materials and systems: an essential program for America and its infrastructure technical report 93–5011**. American Society of Civil Engineers, New York. ISBN 0-87262-938-2, 1993.

GU, X. L.; ZHANG, W. P.; SHANG, D. F. Flexural Behavior of corroded Reinforced Concrete Beams, In: Song, G. B.; Malla, R. B. *Earth and Space, 2010: Engineering, Science, Construction and Operations in Challenging Environments*, p. 3545–3552, 2010.

HAJELA, P.; BERKE, L. Neurobiological computational models in structural analysis and design, **Computers and Structures**, v. 41 n. 4, p. 657–67, 1991.

HAYKIN, S. **Neural networks: a comprehensive foundation**, 2th ed. Tsinghua University Press, 2001.

JENKINS, W. M. A neural network for structural re-analysis. **Computers and Structures**, v. 72, p. 687–98, 1999.

KANG, H. T.; YOON, C. J. Neural network approaches to aid simple truss design problems, **Microcomputers in Civil Engineering**, v. 9, n. 3, 211–18, 1994.

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>>.

KUSHIDA, M.; MIYAMOTO, A.; KINOSHITA, K. Development of concrete bridge rating prototype expert system with machine learning, **Journal of Computing in Civil Engineering (ASCE)**, v. 11, n. 4, p. 238–47, 1997.

LAZAREVSKA, M.; KNEZEVIC, M.; CVETKOVSKA, M. Application of Artificial Neural Network in Civil Engineering. **Journal Tehnicki Vjesnik**, v. 21, n. 6, p. 126-142, 2014.

ROGERS, J. L. Simulating structural analysis with neural network, **Journal of Computing in Civil Engineering (ASCE)**, v. 8, n. 2, p. 252–65, 1994.

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.

SHAFABAKHSH, G.; TALEBSAFA, M.; MOTAMED, M.; BADROODI, S. Analytical evaluation of load movement on flexible pavement and selection of optimum neural network algorithm. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 19, n. 4, p. 709-715, 2012.

STAVROULAKIS, G. E.; ANTES, H. Neural crack identification in steady state elastodynamics. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, v. 165, p. 129–146, 1998.

VAFAEI, M.; ADNAN, A. B.; RAHMAN, A. B. A. Real-time Seismic Damage Detection of Concrete Shear Walls Using Artificial Neural Networks. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 17, n. 1, p. 137-154, 2013.

WU, X.; GHABOUSSI, J.; GARRETT, J. H. Use of neural networks in prediction of structural damage, **Computers and Structures**, v. 42, n. 4, p. 649–59, 1992.

UMA FORMULAÇÃO ANALÍTICA PARA DETECÇÃO DE PONTOS LÍMITES E DE BIFURCAÇÃO

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 08/09/2021

William Taylor Matias Silva

Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia
Brasília - DF

<http://lattes.cnpq.br/3850624538330903>

Sebastião Simão da Silva

Instituto Federal de Ciência
Educação e Tecnologia da Paraíba
Curso de Bacharelado em Engenharia Civil
Cajazeiras – PB

<http://lattes.cnpq.br/6023548428079039>

RESUMO: Neste capítulo descreve-se analiticamente de maneira detalhada a detecção e a classificação de pontos críticos na trajetória primária de equilíbrio de sistemas estruturais. Utiliza-se a Formulação Lagrangiana Total para descrever a cinemática de um elemento de barra biarticulado 2D. Através desta formulação obtém-se o vetor de forças internas e a matriz de rigidez tangente que levam em conta os efeitos da não linearidade geométrica. Assume-se um modelo constitutivo linear elástico para o estado uniaxial de tensão-deformação, usando a deformação de Green-Lagrange e a tensão axial do segundo tensor de Piola-Kirchhoff que são energeticamente conjugados. Como estudo de caso apresenta-se uma treliça plana hiperestática composta com 3 elementos biarticulados 2D e com dois graus de liberdade. Por fim,

determinam-se as condições geométricas e físicas para a coalescência entre os pontos limites e de bifurcação. A principal contribuição deste trabalho é demonstrar a necessidade de compreender melhor os fenômenos não lineares para projetar sistemas estruturais mais seguros.

PALAVRAS - CHAVE: Descrição Lagrangiana Total; Análise não-linear geométrica; Pontos críticos.

AN ANALYTICAL FORMULATION TO DETECT LIMIT AND BIFURCATION POINTS

ABSTRACT: This chapter analytically describes in detail the detection and classification of critical points in the primary equilibrium trajectory of structural systems. The Total Lagrangian Formulation is used to describe the kinematics of a 2D bi-articulated bar element. Through this formulation, the internal force vector and the tangent stiffness matrix are obtained that take into account the effects of geometric nonlinearity. A linear elastic constitutive model for the uniaxial stress-strain state is assumed, using the Green-Lagrange strain and the axial stress of the second Piola-Kirchhoff tensor which are energetically conjugated. As a case study, it is presented a statically indeterminate plane truss composed of 3 biarticulated 2D elements and with two degrees of freedom. Finally, the geometric and physical conditions for coalescence between the limits and bifurcation points are determined. The main contribution of this work is to demonstrate the need to better understand nonlinear phenomena to design safer structural systems.

KEYWORDS: Total Lagrangian Formulation;

1 | INTRODUÇÃO

Tornou-se quase imperativo, para o avanço da ciência, compreender e simular os fenômenos não-lineares em diversas áreas do conhecimento, tais como, biomecânica, mecânica dos fluídos, geotecnia, mecânica dos sólidos, engenharia de tecidos humanos, etc. Por exemplo, nas indústrias aeronáutica, aeroespacial e petrolífera a análise não linear é imprescindível no projeto de diferentes tipologias estruturais aplicadas nesses setores. Nas últimas décadas muitos autores têm publicados livros texto abordando diferentes tópicos da análise não linear na área dos métodos numéricos aplicados a engenharia, por exemplo, recomenda-se a leitura das seguintes referências: Crisfield (1991), Crisfield (1997), Bathe (1996), Belytschko *et al* (2000), Doyle (2001), Wriggers (2002), Borst *et al* (2012), Bonet & Wood (2008), Wriggers (2008), Krenk (2009). Decorre daí a necessidade de difundir os conceitos básicos e fundamentais da análise não-linear através do método dos elementos finitos e, imbuído deste espírito, o trabalho, aqui apresentado, sem maiores pretensões teóricas, tem como objetivo apresentar uma análise teórica e numérica da instabilidade estrutural que consiste na detecção e classificação de pontos singulares na trajetória de equilíbrio primária. Propõe-se utilizar elementos de barra biarticulados por sua simplicidade teórica, o que permite descrever, facilmente, a cinemática do movimento do elemento e obter o vetor de forças internas e a matriz de rigidez tangente analiticamente, que são elementos imprescindíveis para uma análise não-linear em mecânica dos sólidos. Para simular deformações elásticas finitas, assume-se um modelo constitutivo hiperplástico para o estado uniaxial de tensão-deformação, utilizando a tensão axial do segundo tensor de Piola-Kirchhoff e a deformação de Green-Lagrange, que formam um par energeticamente conjugado. Nos itens 2, 3 e 4 descrevem-se a cinemática do elemento biarticulado 2D adotando a Formulação Lagrangiana Total (FLT), a obtenção do vetor de forças internas e a dedução da matriz de rigidez tangente, respectivamente. No item 5 faz-se uma abordagem analítica detalhada da detecção e classificação dos pontos singulares presentes na trajetória primária de equilíbrio de uma treliça plana hiperestática discretizada por três barras biarticuladas 2D. Por último, apresentam-se as conclusões finais e as referências bibliográficas utilizadas neste trabalho.

2 | DESCRIÇÃO CINEMÁTICA

Seja um sistema de coordenadas globais cuja base é ortonormal conforme mostra-se na Figura 1. Para expressar as variáveis cinemáticas na configuração indeformada utilizam-se as coordenadas materiais (X, Y) , enquanto que, na configuração deformada as coordenadas espaciais (x, y) .

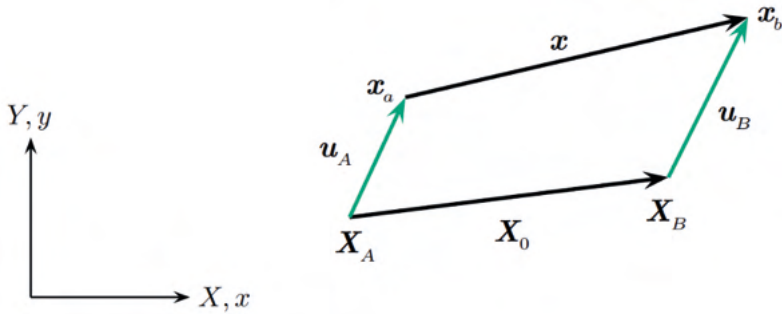


Figura 1: Movimento do elemento biarticulado 2D.

Na configuração indeformada as coordenadas nodais do elemento biarticulado 2D são dadas por $\mathbf{X}_A = (X_A, Y_A)$ e $\mathbf{X}_B = (X_B, Y_B)$, respectivamente. Sua posição e comprimento iniciais são dados pela Equação 1.

$$\begin{aligned} \overline{AB} &= \mathbf{X}_0 = \mathbf{X}_B - \mathbf{X}_A \\ l_0^2 &= \mathbf{X}_0^T \mathbf{X}_0 \end{aligned} \quad (1)$$

Em que \overline{AB} ou \mathbf{X}_0 é o vetor posição na configuração indeformada e l_0 é o comprimento do elemento biarticulado 2D na configuração indeformada. Enquanto que na configuração deformada as coordenadas nodais do elemento biarticulado 2D são dadas por $\mathbf{x}_A = (x_A, y_A)$ e $\mathbf{x}_B = (x_B, y_B)$, respectivamente. Conforme mostra-se na Figura 1 a coordenada atual do nó A é dada por $\mathbf{x}_A = \mathbf{X}_A + \mathbf{u}_A$, enquanto que a coordenada atual do nó B se expressa como $\mathbf{x}_B = \mathbf{X}_B + \mathbf{u}_B$. Sendo que $\mathbf{u}_A = (u_A, v_A)$ é o deslocamento do nó A e $\mathbf{u}_B = (u_B, v_B)$ é o deslocamento do nó B. Portanto, a posição atual do elemento é dada por meio da Equação 2.

$$\begin{aligned} \overline{ab} &= \mathbf{x} = \mathbf{x}_B - \mathbf{x}_A \\ \overline{ab} &= \mathbf{x} = (\mathbf{X}_B + \mathbf{u}_B) - (\mathbf{X}_A + \mathbf{u}_A) \\ \overline{ab} &= \mathbf{x} = (\mathbf{X}_B - \mathbf{X}_A) + (\mathbf{u}_B - \mathbf{u}_A) \\ \overline{ab} &= \mathbf{x} = \mathbf{X}_0 + \mathbf{u}_{BA} \end{aligned} \quad (2)$$

em que \overline{ab} ou \mathbf{x} é o vetor posição na configuração deformada.

As coordenadas do vetor posição atual são dadas por $x_{BA} = X_B - X_A$ e $y_{BA} = Y_B - Y_A$ respectivamente. $\mathbf{u}_{BA} = \mathbf{u}_B - \mathbf{u}_A$ é o vetor de deslocamentos nodais relativos conforme mostra-se na Figura 2. Por outro lado, o comprimento atual se expressa por meio da Equação 3.

$$l^2 = \mathbf{x}^T \mathbf{x} = (\mathbf{X}_0 + \mathbf{u}_{BA})^T (\mathbf{X}_0 + \mathbf{u}_{BA}) \quad (3)$$

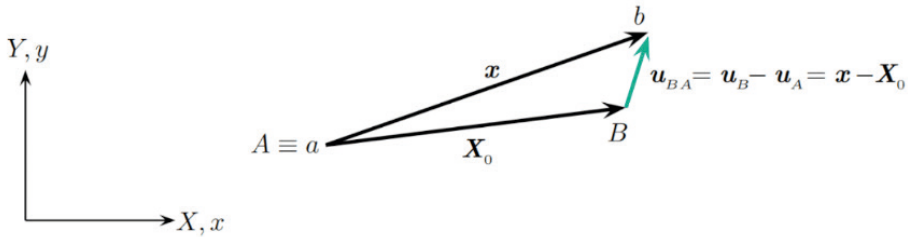


Figura 2: Vetor de deslocamentos nodais relativos.

Neste trabalho adota-se a formulação Lagrangiana Total para descrever o movimento do elemento biarticulado 2D, portanto serão usadas as coordenadas materiais (X, Y) , e a configuração indeformada para definir a medida de deformação do elemento. Dentre algumas famílias de deformação descritas em coordenadas materiais existentes na literatura técnica, adota-se neste trabalho, a medida de deformação de Green-Lagrange que compara os quadrados dos comprimentos atual l e inicial l_0 do elemento e dada por meio da Equação 4.

$$\varepsilon_G = \frac{l^2 - l_0^2}{2l_0^2} = \frac{1}{l_0^2} \left(\mathbf{X}_0^T \mathbf{u}_{BA} + \frac{1}{2} \mathbf{u}_{BA}^T \mathbf{u}_{BA} \right) \quad (4)$$

Note-se que esta medida de deformação possui termos quadráticos em relação aos deslocamentos nodais relativos.

Para obter o vetor de forças internas utiliza-se o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), portanto é necessário aplicar uma variação virtual no campo de deslocamentos na configuração de equilíbrio atual, conforme mostra-se na Figura 3, o que implica em uma variação virtual da deformação de Green-Lagrange que se escreve conforme a Equação 5.

$$\begin{aligned} \delta \varepsilon_G &= \frac{1}{l_0^2} \left(\mathbf{X}_0^T \delta \mathbf{u}_{BA} + \frac{1}{2} \delta \mathbf{u}_{BA}^T \mathbf{u}_{BA} + \frac{1}{2} \mathbf{u}_{BA}^T \delta \mathbf{u}_{BA} \right) \\ \delta \varepsilon_G &= \frac{1}{l_0^2} \left(\mathbf{X}_0^T \delta \mathbf{u}_{BA} + \mathbf{u}_{BA}^T \delta \mathbf{u}_{BA} \right) \end{aligned} \quad (5)$$

$$\delta \varepsilon_G = \frac{1}{l_0^2} (\mathbf{X}_0 + \mathbf{u}_{BA})^T \delta \mathbf{u}_{BA} = \frac{1}{l_0^2} \mathbf{x}^T \delta \mathbf{u}_{BA}$$

em que $\delta \mathbf{u}_{BA} = \delta \mathbf{u}_B - \delta \mathbf{u}_A$ é a variação virtual do vetor de deslocamentos relativos. Note-se que a variação virtual da deformação de Green-Lagrange consiste na projeção da variação virtual do vetor dos deslocamentos relativos sobre a posição atual do elemento definida pelo vetor \mathbf{x} e escalado por l_0^2 .

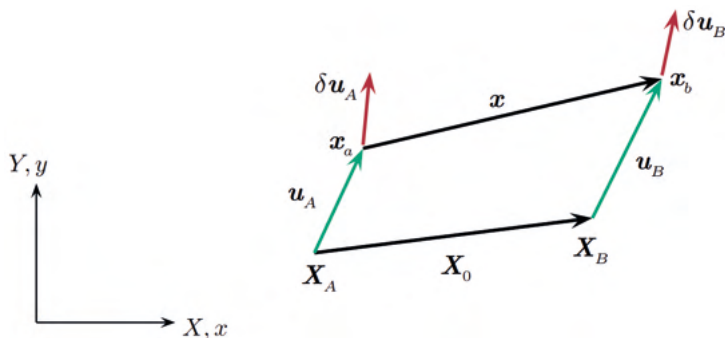


Figura 3: Variação virtual dos deslocamentos nodais.

3 I VETOR DE FORÇAS NODAIS

Como mostra-se na Figura 4, seja $\mathbf{f}_A = (f_{Ax}, f_{Ay})$ o vetor de forças do nó A, e $\mathbf{f}_B = (f_{Bx}, f_{By})$ o vetor de forças do nó B, respectivamente.

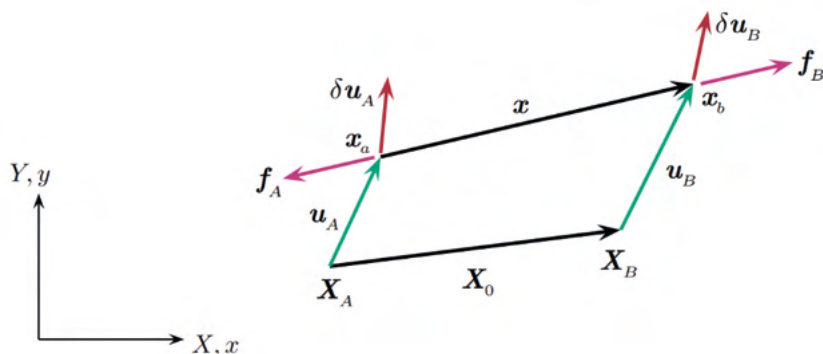


Figura 4: Vetor de forças nodais e a variação virtual dos deslocamentos nodais.

Para obter estes vetores de forças nodais aplica-se o PTV na configuração indeformada pois se está utilizando a medida de deformação de Green-Lagrange, desta maneira expressa-se este princípio como:

$$\delta V = \int_0^{l_0} N \epsilon_G ds - \mathbf{f}_A^T \delta \mathbf{u}_A - \mathbf{f}_B^T \delta \mathbf{u}_B = 0 \quad (6)$$

em que N é o esforço axial que atua no elemento e é dado por $N = \sigma_G A$. Lembrando que a tensão axial σ_G é energeticamente conjugada com a medida de deformação de Green-Lagrange e é uma das tensões normais do segundo tensor de tensões de Piola-Kirchoff. Substituindo a Equação 5c na Equação 6, tem-se que:

$$\begin{aligned} \delta V &= \int_0^{l_0} \frac{N}{l_0^2} \mathbf{x}^T \delta \mathbf{u}_{BA} ds - \mathbf{f}_A^T \delta \mathbf{u}_A - \mathbf{f}_B^T \delta \mathbf{u}_B = 0 \\ \delta V &= \int_0^{l_0} \frac{N}{l_0^2} \mathbf{x}^T (\delta \mathbf{u}_B - \delta \mathbf{u}_A) ds - \mathbf{f}_A^T \delta \mathbf{u}_A - \mathbf{f}_B^T \delta \mathbf{u}_B = 0 \\ \delta V &= \delta \mathbf{u}_A^T \left(- \int_0^{l_0} \frac{N}{l_0^2} \mathbf{x} ds - \mathbf{f}_A \right) + \delta \mathbf{u}_B^T \left(\int_0^{l_0} \frac{N}{l_0^2} \mathbf{x} ds - \mathbf{f}_B \right) = 0 \\ \mathbf{f}_A &= -\frac{N}{l_0} \mathbf{x}, \quad \mathbf{f}_B = \frac{N}{l_0} \mathbf{x} \end{aligned} \tag{7}$$

Conforme mostra-se na Figura 4, por convenção, o sinal do vetor de forças internas f_A é negativo porque está no sentido contrário do vetor posição x , enquanto que o sinal do vetor de forças internas f_B é positivo porque possui o mesmo sentido do vetor x . Neste trabalho assume-se que $\sigma_G = E \varepsilon_G$, onde E é o módulo de elasticidade longitudinal do material, assim o esforço axial pode ser definido como $N = EA \varepsilon_G$ e a Equação 7d pode ser reescrita conforme a Equação 8.

$$\begin{aligned} \mathbf{f}_A &= -\frac{EA}{l_0} \varepsilon_G \mathbf{x}, \quad \mathbf{f}_B = \frac{EA}{l_0} \varepsilon_G \mathbf{x} \\ \mathbf{f}_A &= -EA \varepsilon_G \begin{Bmatrix} \frac{x_{BA}}{l_0} \\ \frac{y_{BA}}{l_0} \\ \frac{z_{BA}}{l_0} \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{f}_B = EA \varepsilon_G \begin{Bmatrix} \frac{x_{BA}}{l_0} \\ \frac{y_{BA}}{l_0} \\ \frac{z_{BA}}{l_0} \end{Bmatrix} \end{aligned} \tag{8}$$

4 I MATRIZ DE RIGIDEZ TANGENTE

Ao aplicar um incremento infinitesimal nos vetores de deslocamentos nodais u_A e u_B na configuração deformada, obtém-se um incremento infinitesimal dos vetores de forças internas f_A e f_B , respectivamente, através da matriz de rigidez tangente. Portanto, define-se a relação entre os incrementos infinitesimais dos vetores de forças internas e dos vetores de deslocamentos nodais conforme a Equação 9.

$$\begin{Bmatrix} df_A \\ df_B \end{Bmatrix} = \mathbf{K}_T \begin{Bmatrix} du_A \\ du_B \end{Bmatrix} \tag{9}$$

sendo que \mathbf{K}_T é a matriz de rigidez tangente de ordem 4 x 4. Portanto, levando em conta a Equação 2d e diferenciando-se a Equação 7d em relação ao vetor de deslocamentos relativos, obtém-se que:

$$dq_A = -x \frac{dN}{l_0} - \frac{N}{l_0} dx \quad (10a)$$

$$dq_A = - \left(\frac{x}{l_0} \frac{dN}{du_{BA}} + \frac{N}{l_0} I \right) d(u_B - u_A) \quad (10b)$$

$$dq_B = -dq_A \quad (10c)$$

sendo I a matriz identidade de ordem 2×2 . Por outro lado, diferenciando-se o esforço axial em relação ao vetor dos deslocamentos relativos, e levando em conta as Equações 2d, 4 e 5, chega-se a Equação 11.

$$\frac{dN}{du_{BA}} = EA \frac{dv}{du_{BA}} = \frac{EA}{l_0^2} (X_0^T + u_{BA}^T) = \frac{EA}{l_0^2} x^T \quad (11)$$

Por último, substituindo a Equação 11 na Equação 10b e levando em conta a Equação 10c, obtém-se que:

$$\begin{Bmatrix} dq_A \\ dq_B \end{Bmatrix} = \left(\frac{EA}{l_0^3} \begin{bmatrix} x \otimes x & -x \otimes x \\ -x \otimes x & x \otimes x \end{bmatrix} + \frac{N}{l_0} \begin{bmatrix} I & -I \\ -I & I \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} du_A \\ du_B \end{Bmatrix} \quad (12)$$

com:

$$K_M = \frac{EA}{l_0^3} \begin{bmatrix} x \otimes x & -x \otimes x \\ -x \otimes x & x \otimes x \end{bmatrix}; \quad K_\sigma = \frac{N}{l_0} \begin{bmatrix} I & -I \\ -I & I \end{bmatrix}; \quad x \otimes x = \begin{bmatrix} x_{BA}^2 & x_{BA} y_{BA} \\ x_{BA} y_{BA} & y_{BA}^2 \end{bmatrix} \quad (13)$$

em que K_M é a matriz de rigidez material, de ordem 4×4 , que depende do vetor posição atual do elemento x cujas componentes são: $x_{BA} = x_B - x_A$ e $y_{BA} = y_B - y_A$. K_σ é a matriz de rigidez geométrica que depende do esforço axial N e é de ordem 4×4 e o símbolo \otimes é o produto tensorial ou aberto. Portanto, a matriz de rigidez tangente se expressa como $K_T = K_M + K_\sigma$.

5 | FORMULAÇÃO ANALÍTICA

Seja uma treliça plana com um grau de indeterminação estática conforme mostra-se na Figura 5a. Nesta figura mostram-se as propriedades geométricas e as condições de contorno, onde H é a altura e S é o vão. Considera-se que a rigidez axial de todas as barras da treliça é igual a EA_0 , onde E é o módulo de elasticidade longitudinal e A_0 é área da seção transversal de cada barra indeformada.

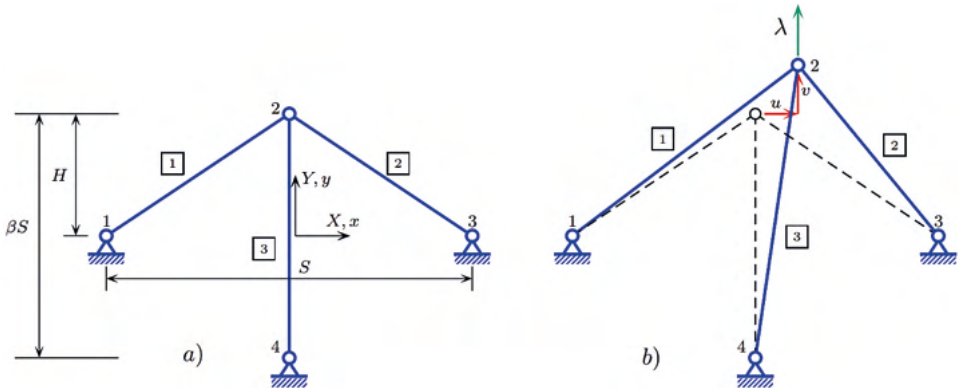


Figura 5: Treliça plana hiperestática. a) Configuração indeformada. b) Configuração deformada.

Discretiza-se a treliça com 3 elementos de barras biarticulado 2D conforme se mostra na Figura 5a. O comprimento do terceiro elemento é βS , onde β é um parâmetro adimensional. O nó 2 está livre para deslocar-se nas direções dos eixos x e y , respectivamente. Os demais nós estão restringidos por apoios de segundo gênero. Na Tabela 1 detalham-se as conectividades adotadas para cada elemento da treliça.

Elemento	Nó inicial	Nó final
1	1	2
2	2	3
3	2	4

Tabela 1: Conectividades dos elementos.

Neste item faz-se a análise da estabilidade do equilíbrio da treliça plana hiperestática na configuração deformada como mostra-se na Figura 5b ao aplicar-se uma carga λ na direção do eixo y . Estuda-se duas trajetórias de equilíbrio possíveis para este caso. A primeira condição refere-se à trajetória primária de equilíbrio onde o nó 2 irá deslocar-se somente na direção do eixo y devido à simetria geométrica e das propriedades mecânicas da treliça, além de não haver carga aplicada na direção do eixo x no nó 2. Considera-se tanto o fator de carga aplicado quanto o deslocamento vertical no sentido negativo do eixo y . Neste caminho de equilíbrio a treliça irá apresentar um fenômeno de instabilidade conhecido na literatura técnica de *snap-through* que é a perda da capacidade portante da treliça quando a matriz de rigidez tangente da estrutura torna-se singular para um valor máximo de carga denominado de ponto limite.

Na segunda condição de equilíbrio ocorre a flambagem da treliça no plano (x, y) ainda que a carga esteja aplicada na direção do eixo x , o nó 2 irá deslocar-se na direção

do eixo , podendo ser no sentido positivo ou negativo deste eixo. Neste caso denomina-se caminho de equilíbrio secundário. Posteriormente, demonstra-se que estas trajetórias de equilíbrio interceptam-se em determinados pontos denominados de pontos de bifurcação. Ao impor o campo de deslocamento (u, v) no nó 2 da treliça, conforme mostra-se na Figura 5b, as barras irão deslocar-se, alterar seus comprimentos e direções, sofrer deformações e estarem submetidas a esforços axiais. Na Tabela 2 mostra-se a descrição cinemática, apresentada no item 2, de cada barra de maneira detalhada.

Parâmetro geométrico	Elemento 1	Elemento 2	Elemento 3
$a_x = \frac{x_{BA}}{l_0} = \frac{X_{BA}+u_{BA}}{l_0}$	$\frac{\frac{S}{2}+u}{l_0}$	$\frac{\frac{S}{2}-u}{l_0}$	$-\frac{u}{\beta S}$
$a_y = \frac{y_{BA}}{l_0} = \frac{Y_{BA}+v_{BA}}{l_0}$	$\frac{H+v}{l_0}$	$-\frac{H+v}{l_0}$	$-\frac{\beta S+v}{\beta S}$
$l_0 = \sqrt{X_{BA}^2 + Y_{BA}^2}$	$\sqrt{\frac{S^2}{4} + H^2}$	$\sqrt{\frac{S^2}{4} + H^2}$	βS
$l = \sqrt{(X_{BA}+u_{BA})^2 + (Y_{BA}+v_{BA})^2}$	$\sqrt{(\frac{S}{2}+u)^2 + (H+v)^2}$	$\sqrt{(\frac{S}{2}-u)^2 + (H+v)^2}$	$\sqrt{u^2 + (\beta S + v)^2}$
$\varepsilon_G = \frac{l^2 - l_0^2}{2l_0^2}$	$\frac{Su+2Hv+u^2+v^2}{2l_0^2}$	$\frac{-Su+2Hv+u^2+v^2}{2l_0^2}$	$\frac{u^2+2\beta Sv+v^2}{2\beta^2 S^2}$

Tabela 2: Descrição cinemática dos elementos.

Para obter as trajetórias de equilíbrio primária e secundária é necessário montar o vetor de forças internas da treliça. Como somente o nó 2 pode se deslocar, então basta montar o vetor de forças internas correspondente a este nó. Portanto levando em conta a Equação 8 monta-se o vetor de forças internas do nó 2 com a contribuição dos esforços internos de cada barra da treliça conectada a este nó como:

$$\begin{aligned}
 \mathbf{f}_2^{(1)+(2)+(3)} &= N^{(1)} \begin{Bmatrix} a_x^{(1)} \\ a_y^{(1)} \end{Bmatrix} - N^{(2)} \begin{Bmatrix} a_x^{(2)} \\ a_y^{(2)} \end{Bmatrix} - N^{(3)} \begin{Bmatrix} a_x^{(3)} \\ a_y^{(3)} \end{Bmatrix} \\
 \mathbf{f}_2^{(1)+(2)+(3)} &= EA_0 \varepsilon_G^{(1)} \begin{Bmatrix} a_x^{(1)} \\ a_y^{(1)} \end{Bmatrix} - EA_0 \varepsilon_G^{(2)} \begin{Bmatrix} a_x^{(2)} \\ a_y^{(2)} \end{Bmatrix} - EA_0 \varepsilon_G^{(3)} \begin{Bmatrix} a_x^{(3)} \\ a_y^{(3)} \end{Bmatrix} \quad (14) \\
 \mathbf{f}_2^{(1)+(2)+(3)} &= \frac{EA_0}{2l_0^3} \{u(S^2 + 2u^2 + 4Hv + 2v^2)\} + \frac{EA_0}{2\beta^3 S^3} \{u(u^2 + 2\beta Sv + v^2) \\
 &\quad - (\beta S + v)(u^2 + 2\beta Sv + v^2)\}.
 \end{aligned}$$

Note-se que o sinal negativo nos dois últimos termos da Equação 14a é devido ao nó 2 ser o nó inicial das barras 2 e 3, respectivamente. Por outro lado, na Equação 14c foi utilizado os valores das deformações de cada barra dados na Tabela 2. Para que o nó 2

esteja em equilíbrio é necessário que o vetor de forças internas seja igual ao vetor de forças externas aplicadas neste nó, portanto obtém-se um sistema de duas equações não lineares que se expressam como:

$$\frac{EA_0}{2l_0^3\beta^3S^3} \left\{ \begin{array}{l} u(S^2 + 2u^2 + 4Hv + 2v^2)\beta^3S^3 + u(u^2 + 2\beta Sv + v^2)l_0^3 \\ 2(H+v)(u^2 + 2Hv + v^2)\beta^3S^3 + (\beta S + v)(u^2 + 2\beta Sv + v^2)l_0^3 \end{array} \right\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \lambda \end{Bmatrix}. \quad (15)$$

5.1 Trajetória primária de equilíbrio

Para obter a trajetória primária de equilíbrio impõe-se que o deslocamento horizontal do nó 2 seja igual a zero, $u = 0$, no sistema de equações acima. Portanto, a primeira equação se anula e a segunda equação pode ser reescrita como a Equação 16.

$$\lambda^p = \frac{EA_0}{2l_0^3\beta^3S^3} ((4H^2\beta^3S^3 + 2\beta^2S^2l_0^3)v + (6H\beta^3S^3 + 3\beta Sl_0^3)v^2 + (2\beta^3S^3 + l_0^3)v^3). \quad (16)$$

Trata-se de um polinômio de grau três em função dos deslocamentos verticais do nó 2 da treliça. Para obter o gráfico desta curva adotou-se os seguintes valores para as propriedades geométricas e mecânicas da treliça: $E = 1$, $A_0 = 1$, $S = 2$ e $H = 3$. Atribui-se a β os valores 1,0; 1,5; e 2,0. Desta maneira, obtém-se o gráfico de três trajetórias primárias de equilíbrio como mostra-se na Figura 6. Nota-se que essas curvas possuem dois pontos extremos conhecidos como pontos limites. Nos próximos itens discute-se em detalhes a detecção e obtenção desses pontos.

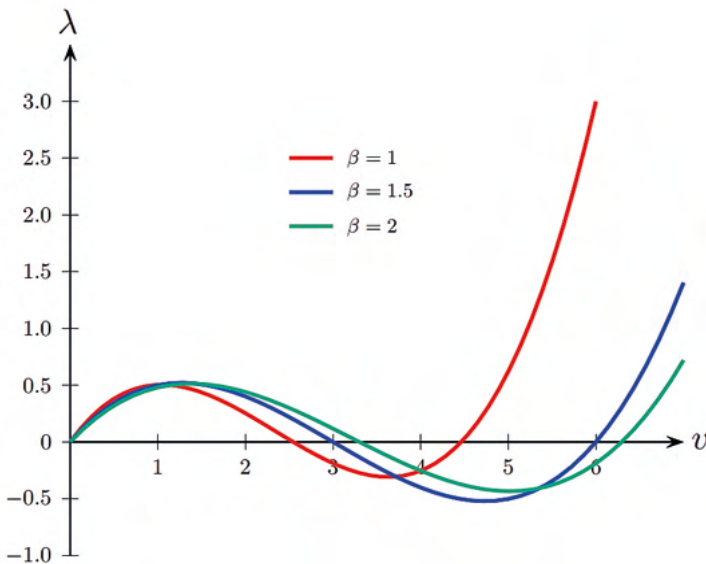


Figura 6: Trajetórias primárias de equilíbrio.

5.2 Trajetória secundária de equilíbrio

Inicialmente a treliça permanece na trajetória de equilíbrio primária, mas para determinadas condições geométricas e mecânicas, poderá flambar o que implica no deslocamento horizontal do nó 2. Para determinar essas condições impõe-se no sistema de Equações 15 que $u \neq 0$. Como consequência, a primeira equação daquele sistema deve cumprir que:

$$(S^2 + 2u^2 + 4Hv + 2v^2)\beta^3 S^3 + (u^2 + 2\beta S v + v^2)l_0^3 = 0 \quad (17)$$

Colocando em evidência o deslocamento na equação 17 obtém-se que:

$$u = \pm \sqrt{-v^2 - \frac{(4H\beta^3 S^3 + 2\beta S l_0^3)}{(2\beta^3 S^3 + l_0^3)} v - \frac{\beta^3 S^5}{(2\beta^3 S^3 + l_0^3)}} \quad (18)$$

que é válida para a seguinte restrição:

$$\begin{aligned} v^2 + \frac{(4H\beta^3 S^3 + 2\beta S l_0^3)}{(2\beta^3 S^3 + l_0^3)} v + \frac{\beta^3 S^5}{(2\beta^3 S^3 + l_0^3)} &< 0 \\ \frac{-\beta S(2H\beta^2 S^2 + l_0^3)}{(2\beta^3 S^3 + l_0^3)} - \Delta < v < \frac{-\beta S(2H\beta^2 S^2 + l_0^3)}{(2\beta^3 S^3 + l_0^3)} + \Delta & \quad (19) \\ \Delta = \frac{\beta S \sqrt{(2H\beta^2 S^2 + l_0^3)^2 - \beta S^3(2\beta^3 S^3 + l_0^3)}}{(2\beta^3 S^3 + l_0^3)} \\ \Delta^* = (2H\beta^2 S^2 + l_0^3)^2 - \beta S^3(2\beta^3 S^3 + l_0^3) &> 0 \end{aligned}$$

Mostra-se na Figura 7 a relação entre os deslocamentos vertical e horizontal do nó 2 quando ocorre a flambagem da treliça dada pela Equação 18.

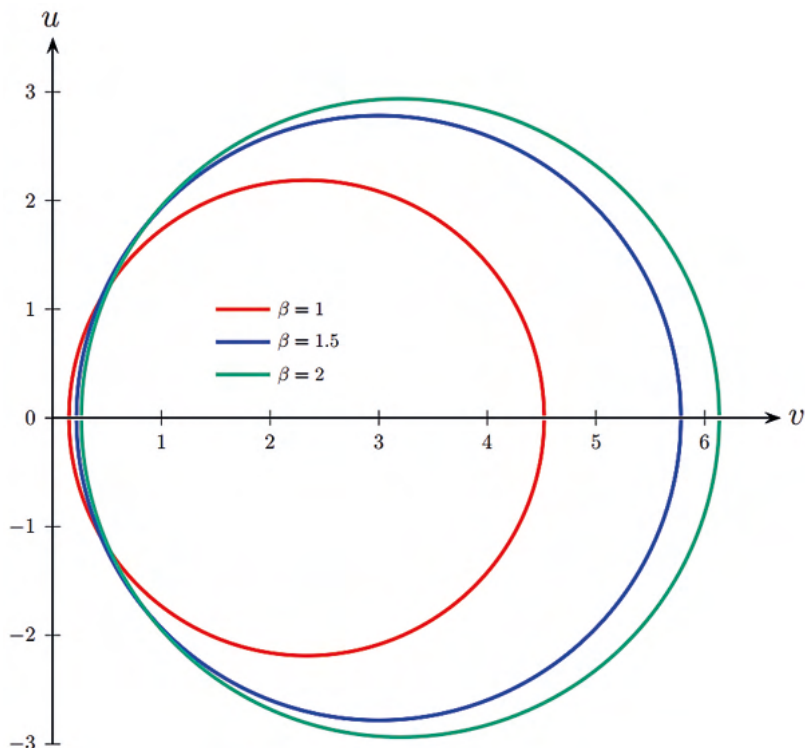


Figura 7: Projeção das trajetórias de equilíbrio secundárias no plano .

Em todas as simulações a seguir assumem-se os seguintes dados para a treliça mostrada na Figura 5: ($E = 1$; $A_0 = 1$; $S = 2$; $H = 3$; $\beta = 1,0$; $\beta = 1,5$; $\beta = 2,0$). Observa-se nesta figura que valores crescentes de β implica em valores crescentes de u e v pois aumenta-se o comprimento da barra vertical 3 da treliça e diminui-se sua rigidez axial, o que confere uma maior flexibilidade ao deslocamento do nó 2. Nota-se na Figura 7 que inicialmente o deslocamento u é nulo, depois ocorre a bifurcação para a trajetória secundária quando o valor de u é crescente até um certo valor máximo para em seguida decrescer até zero quando a treliça retorna à trajetória primária. Observa-se nesta figura que do ponto de vista matemático o deslocamento u pode ser no sentido positivo ou negativo do eixo x . A segunda restrição que surge para que ocorra a flambagem é que o discriminante da Equação 19d seja maior que zero. Note-se que essa restrição é essencialmente geométrica e, portanto, a ocorrência ou não da flambagem depende somente das características geométricas da treliça. Na Figura 8 mostra-se a partir de que valores de H , para cada valor de β , ocorre a bifurcação. Por fim, ao substituir a Equação 18 na Equação 15b obtém-se a trajetória secundária de equilíbrio em função do deslocamento vertical que se escreve como:

$$\lambda^s = \frac{EA_0}{2l_0^3(2\beta^3S^3 + l_0^3)} [((-8\beta SH - S^2 + 4H^2 + 4\beta^2S^2)l_0^3 - 2\beta^3S^5)v - \beta S^3(2\beta^2S^2H + l_0^3)] \quad (20)$$

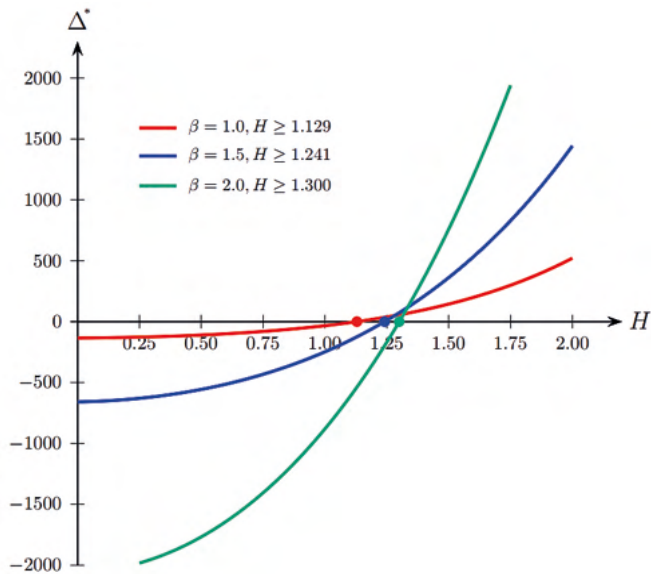


Figura 8: Valores de Δ^* a partir dos quais podem ocorrer bifurcação.

As trajetórias de equilíbrio dadas pelas Equações 16 e 20 estão em função do deslocamento vertical do nó 2 da treliça mostrada na Figura 5a. Nas Figuras 9a, 9b e 9c mostram-se as trajetórias de equilíbrio primária e secundária dadas pelas Equações 16 e 20, respectivamente, obtidas para os diferentes valores de β adotados neste trabalho. Nota-se nessas figuras os pontos de bifurcação onde ocorre a intersecção entre as trajetórias primária e secundária de equilíbrio. Também pode ser observado os pontos limites que representam os extremos das trajetórias de equilíbrio primária. Na Figura 9d mostram-se as trajetórias de equilíbrio em função dos deslocamentos horizontal e vertical do nó 2 e, novamente, observa-se a intersecção entre as trajetórias primária e secundária de equilíbrio mostrada no plano (λ, v, u) . Observa-se na Figura 9d que a trajetória de equilíbrio dada pela Equação 20 é a projeção da trajetória de equilíbrio secundária no plano (λ, u) . Por outro lado, a projeção das trajetórias de equilíbrio secundárias mostradas nesta figura no plano (v, u) é mostrada na Figura 7.

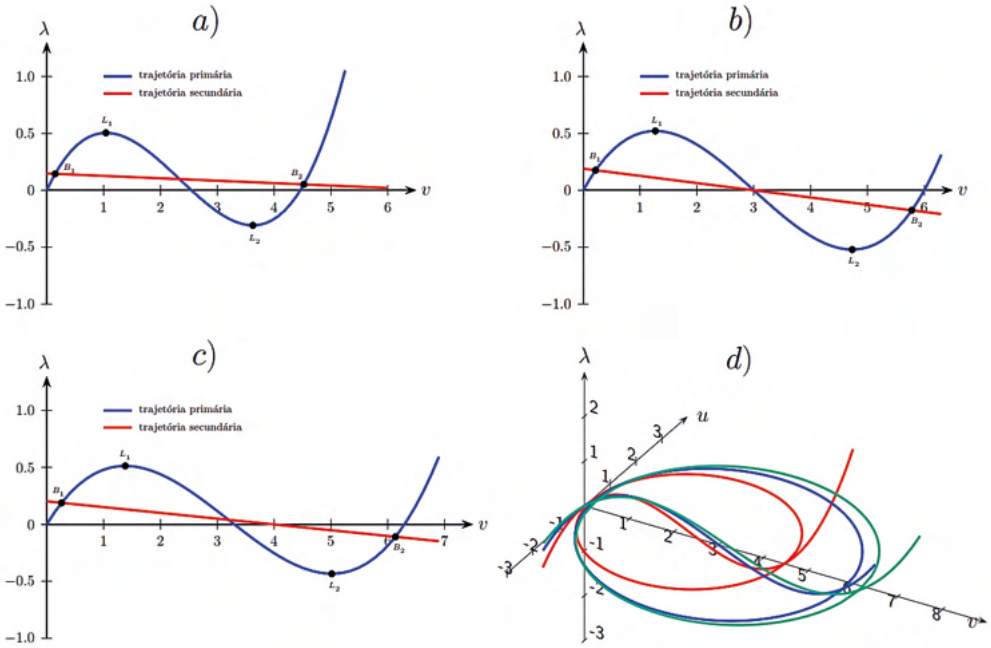


Figura 9: Trajetórias de equilíbrio. a) Trajetórias de equilíbrio para $\beta = 1.0$. b) Trajetórias de equilíbrio para $\beta = 1.5$. c) Trajetórias de equilíbrio para $\beta = 2.0$. d) Trajetórias de equilíbrio no plano (v, u, λ) .

5.3 Pontos críticos

Detectam-se os pontos limites ao aplicar a condição $d\lambda^p/dv = 0$ na trajetória primária de equilíbrio descrita na Equação 16. Abaixo descreve-se este procedimento algébrico como:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \lambda^p}{\partial v} &= (6\beta^3 S^3 + 3l_0^3)v^2 + (12H\beta^3 S^3 + 6\beta S l_0^3)v + (4H^2\beta^3 S^3 + 2\beta^2 S^2 l_0^3) = 0 \\ v_1^l &= \frac{-(12H\beta^3 S^3 + 6\beta S l_0^3) + \sqrt{(12H\beta^3 S^3 + 6\beta S l_0^3)^2 - (24\beta^3 S^3 + 12l_0^3)(4H^2\beta^3 S^3 + 2\beta^2 S^2 l_0^3)}}{(12\beta^3 S^3 + 6l_0^3)} \\ v_2^l &= \frac{-(12H\beta^3 S^3 + 6\beta S l_0^3) - \sqrt{(12H\beta^3 S^3 + 6\beta S l_0^3)^2 - (24\beta^3 S^3 + 12l_0^3)(4H^2\beta^3 S^3 + 2\beta^2 S^2 l_0^3)}}{(12\beta^3 S^3 + 6l_0^3)} \end{aligned} \quad (21)$$

Por outro lado, detectam-se os pontos de bifurcação impondo a condição de $u = 0$ na Equação 18, o que leva às seguintes expressões:

$$\begin{aligned} v_1^b &= \frac{-\beta S(2H\beta^2 S^2 + l_0^3) + \beta S \sqrt{(2H\beta^2 S^2 + l_0^3)^2 - \beta S^3(2\beta^3 S^3 + l_0^3)}}{(2\beta^3 S^3 + l_0^3)} \\ v_2^b &= \frac{-\beta S(2H\beta^2 S^2 + l_0^3) - \beta S \sqrt{(2H\beta^2 S^2 + l_0^3)^2 - \beta S^3(2\beta^3 S^3 + l_0^3)}}{(2\beta^3 S^3 + l_0^3)} \end{aligned} \quad (22)$$

Para calcular os fatores de carga limite λ^l e de bifurcação λ^b , substitui-se os valores dados nas Equações 21 e 22, respectivamente, na Equação 16. Na Tabela 3 mostram-se os valores dos pontos críticos obtidos para $E = 1$; $A_0 = 1$; $S = 2$; $H = 3$; $\beta = 1,0$; $\beta = 1,5$; $\beta = 2,0$.

β	pontos limites				pontos de bifurcação			
	v_1^l	λ_1^l	v_2^l	λ_2^l	v_1^b	λ_1^b	v_2^b	λ_2^b
1.0	1.0436	0.5044	3.6283	-0.3082	0.1486	0.1446	4.5234	0.0516
1.5	1.2679	0.5211	4.7321	-0.5211	0.2182	0.1759	5.7818	-0.1759
2.0	1.3806	0.5136	5.0156	-0.4335	0.2614	0.1890	6.1348	-0.1089

Tabela 3: Pontos críticos.

5.4 Fatores de cargas críticos

Como mostra-se nas Figuras 9a, 9b e 9c, as trajetórias de equilíbrio primárias possuem quatros pontos críticos, dois pontos limites, L_1 e L_2 , e dois pontos de bifurcação, B_1 e B_2 . Nessas figuras também observou-se que os primeiros pontos de bifurcação B_1 ocorreram antes dos primeiros pontos limites L_1 para os casos de $\beta = 1,0$; $\beta = 1,5$ e $\beta = 2,0$. O propósito deste item é discutir a sequência de ocorrência desses pontos críticos. Para isso estudam-se as variações dos fatores de cargas para os primeiros pontos críticos em função das variações das propriedades geométricas da treliça. Aqui em particular propõe-se estudar a variação do fator de carga crítico em função da variação da altura da treliça, isto é, em função da variável H . Ao substituir o deslocamento vertical v_j^l dado pela Equação 21a na Equação 16 obtém-se o fator de carga para o primeiro ponto limite λ_j^l . Este fator de carga estará em função das propriedades geométricas e mecânicas da treliça, isto é, $\lambda_1^l(E, A_0, l_0, S, H, \beta)$. Por outro lado, ao substituir o deslocamento vertical v_j^b dado pela Equação 22a na Equação 16 obtém-se o fator de carga para o primeiro ponto b de bifurcação λ . Da mesma maneira, este fator de carga estará em função das propriedades geométricas e mecânicas da treliça, isto é, $\lambda_1^b(E, A_0, l_0, S, H, \beta)$. Portanto para obter as curvas do fator de carga crítico em função da altura da treliça assumem-se os seguintes valores para as demais variáveis: $E = 1$, $A_0 = 1$, $S = 2$, e os valores 1, 1,5 e 2 para o parâmetro β . Nas Figuras 10a, 10b e 10c mostram-se as curvas dos fatores de cargas críticos tanto para o ponto limite λ_{max}^{pl} quanto para o ponto de bifurcação λ_{max}^{pb} para o intervalo $0 < H < 5$ e para os diferentes valores de β .

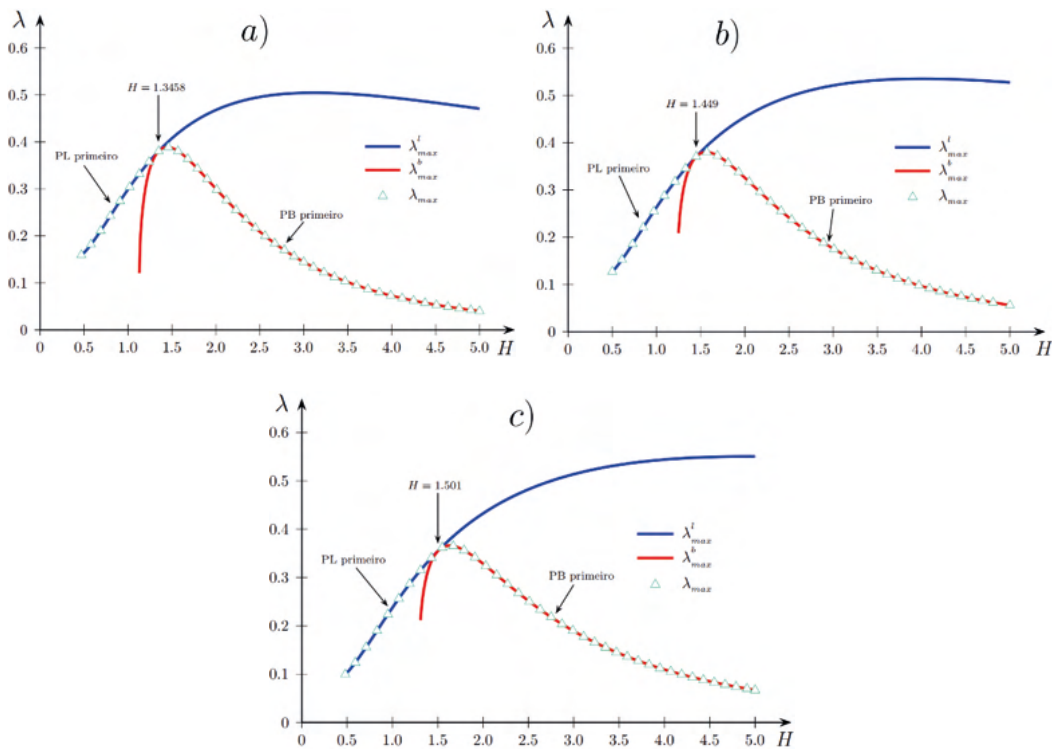


Figura 10: Fatores de carga críticos. a) Carga crítica para $\beta = 1.0$. b) Carga crítica para $\beta = 1.5$. c) Carga crítica para $\beta = 2.0$.

Conforme mostra-se na Figura 10a para valores de $H < 1,3458$ o ponto limite ocorre primeiro. Quando H alcança o valor 1,3458 ocorre a coalescência entre o ponto limite e o ponto de bifurcação. Para $H > 1,3458$ o ponto de bifurcação ocorre primeiro. Ainda nesta figura observa-se que a carga de flambagem é muito menor que a carga limite e por fim mostra-se a capacidade portante máxima λ_{max} da treliça levando em conta a possibilidade de perda de rigidez da estrutura ou a flambagem. As mesmas observações podem ser feitas para as Figuras 10b e 10c, com valores diferentes de H , em relação a sequência de ocorrência dos pontos críticos bem como da capacidade portante máxima da treliça em relação à perda de rigidez e à flambagem.

6 | CONCLUSÕES

De maneira sucinta pode-se dizer que neste trabalho foi descrito de forma objetiva, concisa e detalhada a abordagem analítica para a detecção, classificação e sequência de ocorrência de pontos críticos na trajetória primária de equilíbrio de um sistema físico simples. Determinou-se as condições geométricas e físicas para as quais ocorrem a

coalescência entre os pontos limites e os pontos de bifurcação. A condição de coalescência de pontos críticos deve ser um requisito em estudos de otimização relativos à estabilidade estrutural. Portanto, é necessário levar em consideração a não linearidade geométrica na análise da estabilidade de equilíbrio de sistemas estruturais. É importante destacar que o principal objetivo deste trabalho foi demonstrar a necessidade de compreender melhor os fenômenos não lineares para projetar sistemas estruturais mais seguros.

REFERÊNCIAS

Bathe, K.J., 1996, **Finite element procedures**, Prentice-Hall, 1037 p.

Belytschko T., Liu W. K. & Moran B., 2000, **Nonlinear finite elements for continua and structures**, John Wiley, 650 p.

Bonet J. & Wood R.D., 2008, **Nonlinear continuum mechanics for finite element analysis**, Second Edition, Cambridge University Press, 318 p.

Borst R., Crisfield M.A., Remmers J.J.C & Verhoosel C.V., 2012, **Non-linear finite element analysis of solids and structures**, Second Edition, Wiley, 516 p.

Crisfield M.A., 1991, *Non-linear finite element analysis of solids and structures*, **Volume 1: Essentials**, John Wiley, 345 p.

Crisfield M.A., 1997, **Non-linear finite element analysis of solids and structures**, **Volume 2: Advanced Topics**, John Wiley, 494 p.

Doyle J.F., 2001, **Nonlinear analysis of thin-walled structures. Statics, Dynamics and Stability**, Springer, 511 p.

Krenk, S., 2009, **Non-linear modeling and analysis of solids and structures**. Cambridge University Press, 349 p.

Wriggers P., 2008, **Nonlinear finite element methods**, Springer, 559 p.

Wriggers P., 2002, **Computational contact mechanics**, Second Edition, Springer, 518 p.

UTILIZAÇÃO DO CARVÃO OBTIDO A PARTIR DA PIRÓLISE DA CASCA DE ARROZ PARA ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO

Data de aceite: 01/10/2021

Data de submissão: 13/08/2021

Camila Ribeiro Rodrigues

Universidade de Gurupi - Unirg
Gurupi – TO

<http://lattes.cnpq.br/6373169676495321>

Marcelo Mendes Pedroza

Instituto Federal do Tocantins – IFTO
Palmas – TO

<http://lattes.cnpq.br/4401608528438096>

Mayara Shelly Miranda Bequimam

Universidade de Gurupi - Unirg
Gurupi – TO

<http://lattes.cnpq.br/1293208932362967>

David Barbosa Dourado

Universidade de Gurupi Unirg
Gurupi – TO

<http://lattes.cnpq.br/8645459741512663>

Danielma Silva Maia

Instituto Federal do Tocantins – IFTO
Palmas – TO

<http://lattes.cnpq.br/3639723304380681>

Marcel Sousa Marques

Universidade Federal do Tocantins – UFT
Gurupi – TO

<http://lattes.cnpq.br/6196652085352932>

Hellen Dayany Barboza Barros

Universidade de Gurupi – Unirg
Gurupi - TO

<http://lattes.cnpq.br/9497113368911064>

RESUMO: Na busca por inovação, os adsorventes de baixo custo, têm sido pesquisados e dentre eles os de origem vegetal, em especial quando derivados de resíduos agrícolas, pois podem representar uma preocupação ambiental, se produzidos em grande escala. Dessa forma, o presente trabalho tem como objetivo estudar o efeito de adsorção do azul de metileno, com o objetivo de filtrar os poluentes em águas cinzas. Desenvolva um sistema de filtragem contendo carvão pirolisado de casca de arroz como meio de filtragem.

PALAVRAS-CHAVE: Pirólise, Carvão ativado e Azul de metileno

SE OF COAL OBTAINED FROM PYROLYSIS OF RICE HULL FOR ADSORTION OF METHYLENE BLUE

ABSTRACT: In the search for innovation, low-cost adsorbents have been researched and among them those of vegetable origin, especially when derived from agricultural residues, as they can represent an environmental concern if produced on a large scale. Therefore, this work aims to study the adsorption effect of methylene blue, in order to filter pollutants in gray water. Develop a filtration system containing pyrolyzed rice husk charcoal as a filtration medium.

KEYWORDS: Pyrolysis, Activated charcoal e Methylene blue

1 | INTRODUÇÃO

Segundo a Companhia Nacional de Abastecimento (CONAB, 2017), o Tocantins ocupa o terceiro lugar no ranking de produção

de arroz total do país. A questão dos resíduos no Brasil tornou-se um problema ambiental no século XXI, desde então se busca novas tecnologias para o uso alternativo, objetivando equacionar a geração excessiva e a disposição ambientalmente correta (MACÊDO, 2012).

O arroz é considerado um dos cereais mais consumidos no mundo. A casca de arroz é um subproduto do arroz e representa aproximadamente 23% do peso, assim gera-se 2,84 milhões de toneladas de casca anualmente (RODRIGUES, 2019).

A biomassa produzida pela casca de arroz pode ser convertida em carvão ativado por processo termoquímico de pirólise, que é entendida aqui como a decomposição térmica da biomassa na ausência total ou parcial de oxigênio (PEDROZA, 2011).

O carvão ativado é um material carbonoso poroso, microcristalino, não grafitico, que passou por um processo para aumentar sua porosidade interna. Sua utilização é recente e seu uso deve ser adequado as suas características básicas (não grafitizável, alto teor de carbono fixo) (REIS, SILVA e NEVES, 2015).

O objetivo central dessa pesquisa é encontrar a efetividade do carvão ativado produzido a partir da pirólise da casca de arroz, para adsorção de azul de metileno.

2 | METODOLOGIA

2.1 Obtenção da Amostra

O resíduo é proveniente das lavouras do município de Lagoa da Confusão – TO, região de várzea onde os grãos são cultivados de modo irrigado.

2.2 Preparo da Amostra

A casca de arroz foi triturada em moinho de facas para obtenção de partículas menores, visando facilitar o processo e a ação dos aglutinantes.

2.3 Confecção de Briquetes da Biomassa

Os briquetes de casca de arroz foram produzidos a partir de um volume de biomassa de 500 mL da casca de arroz in natura moída. Este volume foi pesado em uma balança de precisão obtendo-se um valor de aproximadamente 180 g. A fécula de mandioca misturada à água quente foi utilizada como ligante, na proporção fécula/água 1:3, esse ligante juntou-se a biomassa na proporção biomassa/ligante 2:1.

2.4 Pirólise em Reator de Leito Fixo

Para a pirólise da casca de arroz, a biomassa foi inserida ao reator na forma de briquetes com as seguintes dimensões: 15 cm de comprimento e 20 mm de diâmetro. A pirólise foi efetuada em um reator de leito fixo de aço inox de 100 cm de comprimento e diâmetro externo de 10 cm. O carvão utilizado para adsorção foi obtido nas seguintes condições: temperatura 500 °C e taxa de aquecimento de 30 °C/min.



Figura 1: Carvão ativado a partir da pirólise da casca de arroz

2.5 Teste de Adsorção de Azul de Metileno

O teste de adsorção de azul de metileno foi feito em filtro descendente contendo como meio filtrante o carvão da pirólise da casca de arroz, vazão de 5 mL/min e 6 gramas de massa de carvão. Realizou-se o experimento de fluxo contínuo, utilizando a solução do corante em duas concentrações: 2mg/L e 10 mg/L, com pH ajustado a 7,0. A adsorção da solução do corante foi medida em espectrofotômetro de duplo feixe (PERKIN ELMER, LAMBDA 750) em 650 nm, construída pela análise de soluções de concentrações iguais a: 1, 2, 3, 5, 7 e 10 mg/L partindo-se da solução inicial de azul de metileno.

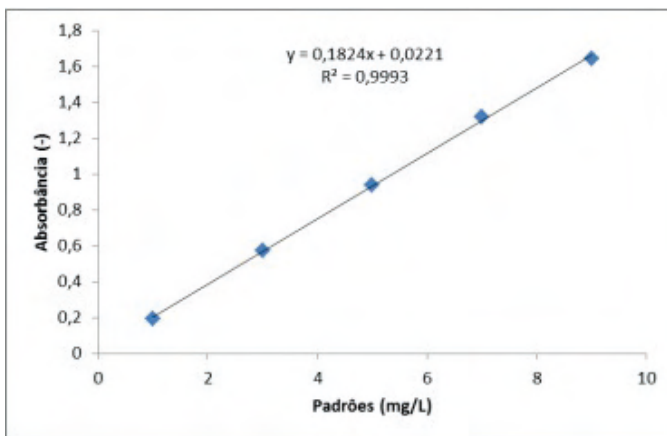


Figura 2: Curva de calibração para teste de adsorção de azul de metileno

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Pode-se verificar que o tempo de pausa diminui com o aumento da concentração da entrada de corante. Quando a concentração é de 2 mg/L, começam a saturar em 450 minutos, o que mostra que, com o aumento da concentração, a curva se torna mais óbvia. O progresso mostrou que os sites de adsorção são ocupados mais rapidamente e volumes menores de soluções podem ser processados. A taxa de remoção da solução de azul de metileno foi de 100%, a taxa de remoção foi de 95% em 500 minutos e a taxa de remoção foi de 92% em 600 minutos, para uma concentração de 10 mg/L, em 350 min. Quando a duração atinge 500 minutos, a taxa de remoção observada é de 77,5% e a taxa de remoção caiu para 60% em 600 minutos.

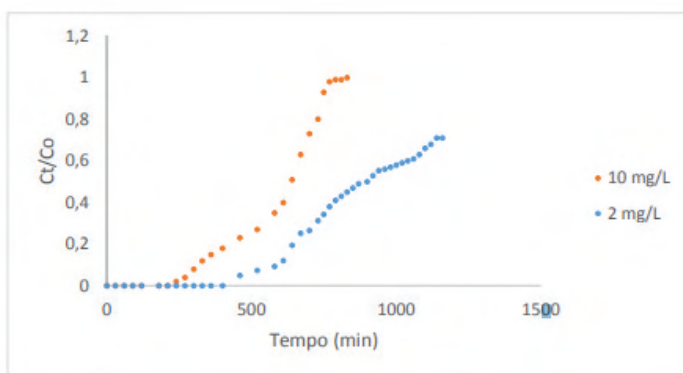


Figura 3: Curvas de avanço para concentrações de 2 mg/L e 10 mg/L, com vazão de 5mL/min

4 | CONCLUSÃO

Sendo o teste de adsorção de azul de metileno um experimento padrão adotado para determinação da eficiência de carvão ativado, se mostrou eficiente para a adsorção do azul de metileno, por apresentar uma remoção 92% em 600 minutos e vazão de 5 ml/min.

REFERÊNCIAS

CONAB. COMPANHIA NACIONAL DE ABASTECIMENTO. **Acompanhamento da safra brasileira**. v. 4, p. 158, 2017.

MACÊDO, L. P. M. P. DE. **Viabilidade da produção de carvão ativado a partir de resíduos alternativos**. 2012. 92 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana e Ambiental), Universidade Católica de Pernambuco, Recife, PE, 2012.

PEDROZA, M. M. **Bio-óleo e Biogás da degradação termoquímica de lodo de esgoto doméstico em cilindro rotativo.** 2011. 214 f. Tese (Doutorado em Engenharia Química), Universidade Federal Do Rio Grande Do Norte, Natal, RN, 2011.

REIS, A. DA S. et al. **Produção do Carvão ativado a partir de casca de arroz.** Revista Interdisciplinar da UFTO, v. 13, n. 1984, p. 89–103, 2015.

RODRIGUES, C. R. **Degradação térmica da casca de arroz e utilização do carvão obtido no processo para polimento de águas cinzas.** 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental), Universidade Federal do Tocantins, Palmas, TO, 2019.

SOBRE O ORGANIZADOR

ARMANDO DIAS DUARTE - Possui graduação em Engenharia de Produção pela Universidade Federal de Pernambuco (2016), com um período de três meses, através de um intercâmbio realizado na cidade de Hof – Alemanha, desenvolvendo trabalhos de gestão de resíduos sólidos, em conjunto com a educação ambiental. Em 2018 concluiu o mestrado acadêmico em Engenharia Civil e Ambiental pela Universidade Federal de Pernambuco com ênfase em tecnologia ambiental. Atualmente (2019) realiza o doutorado na área de otimização em recursos hídricos pela Universidade Federal de Pernambuco. Tem experiência nas seguintes áreas: educação ambiental, plano de negócio, análise de ciclo de vida, gestão ambiental, recursos hídricos e sustentabilidade. Atua com consultorias empresariais e acadêmicas.

ÍNDICE REMISSIVO

A

Altas Temperaturas 78, 79, 87, 88, 90, 91, 102, 173, 174, 175, 180

Análise Estrutural 115, 119, 122, 124, 255

Argamassa 83, 92, 150, 152, 153, 154, 156, 157, 158, 159, 244, 249, 295, 300

Arquitetura Hospitalar 103, 107, 112

Avaliação de Desempenho 103, 104, 106, 107, 112, 113

B

Bim 3, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204, 205

BIM 5D 58, 59, 61, 65

C

Cimento 67, 71, 73, 79, 80, 84, 90, 91, 92, 94, 95, 125, 126, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135, 150, 152, 153, 154, 156, 157, 158, 162, 163, 164, 165, 207, 245, 254, 258, 304

Concreto 1, 2, 5, 12, 46, 57, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 90, 91, 92, 93, 94, 96, 97, 98, 99, 101, 112, 114, 152, 153, 158, 159, 175, 192, 207, 220, 245, 246, 251, 254, 259, 266, 267, 271, 272, 299, 300, 302, 303, 304, 305, 307, 308, 309, 312, 313, 314

Concreto Armado 1, 2, 5, 46, 67, 68, 69, 70, 71, 75, 76, 78, 80, 82, 83, 88, 245, 246, 254, 266, 267, 271, 272, 302, 303, 304, 307, 308, 312, 313

Contenções 160, 172, 253, 255, 265

Corrosão das armaduras 67, 68, 69, 72, 75, 80, 82

D

Decreto 58, 60, 61, 65, 66, 290, 299

Deep Beams 183, 193, 194

Degradação 48, 76, 80, 87, 90, 91, 92, 102, 105, 177, 289, 294, 295, 297, 300, 337

Disseminação 58, 60, 61, 66

Durabilidade 52, 56, 69, 75, 76, 78, 80, 88, 108, 113, 126, 173, 174, 175, 181, 207, 297, 298

E

Elementos de barra biarticulados 29, 44, 317

Ementa 58, 60, 62

Empreendimentos Rurais 46, 47, 49, 55, 56

Engenharia Civil 3, 1, 12, 28, 48, 58, 60, 62, 63, 88, 90, 113, 115, 116, 117, 125, 134, 135, 150, 172, 195, 220, 265, 266, 291, 292, 303, 304, 316, 338

Engenharia Diagnóstica 78, 80

F

Fundações Superficiais 1, 2, 3, 4, 12, 265

G

Gnaisse 173, 174, 175, 176, 179, 180

Grelhas Hiperestáticas 13, 14, 26

H

Hastes de Paredes Delgadas 14, 27

Hospital Architecture 103

I

Incêndio 51, 78, 79, 80, 83, 84, 85, 87, 90, 92, 97, 101, 108, 110, 111, 112, 175

Inspeção Predial 46, 47, 48, 49, 52, 55, 56, 57, 103, 109

Interação Solo-Estrutura 3, 1, 2, 3, 5, 11, 12, 254, 255, 265

Íons Sulfatos 67, 69, 72, 73, 75

L

Látex da seringueira 150, 151, 157

M

Máquinas de ar condicionado 195, 196, 198, 199, 201, 202, 203

Mecânica Vetorial 115, 116, 117, 118, 119

Metodologia Empírico-Mecanística 125, 134

Microzonificación, Peligro, Vulnerabilidad, Riesgo 136

Modelagem 6D 195

Módulo de Resiliência 125, 126, 129, 130, 131, 132, 133, 134, 135

P

Patologias 47, 48, 56, 57, 76, 115, 291, 296, 298, 300

Pavimentação 125, 129, 134, 135, 239

Performance Evaluation 103

R

Recalque 1, 3, 4, 263

S

SAP2000 1, 2, 3, 5

SFRC 183, 193

Shear Strength 183, 193

Solo-Cimento 125, 126, 128, 131, 133, 134, 135

T

Tensão de bimomento 13, 24, 26

Tensão de flexão 13, 26, 27

Tratamento Térmico 173, 174, 175, 176, 177, 178, 179, 180, 181

Treliça 28, 29, 40, 116, 119, 120, 316, 317, 322, 323, 324, 325, 326, 327, 328, 330, 331

COLEÇÃO DESAFIOS DAS ENGENHARIAS:

ENGENHARIA CIVIL 3

- 
-  www.atenaeditora.com.br
 -  contato@atenaeditora.com.br
 -  [@atenaeditora](https://www.instagram.com/atenaeditora)
 -  www.facebook.com/atenaeditora.com.br

COLEÇÃO

DESAFIOS DAS ENGENHARIAS:

ENGENHARIA CIVIL 3

-  www.atenaeditora.com.br
-  contato@atenaeditora.com.br
-  [@atenaeditora](https://www.instagram.com/atenaeditora)
-  www.facebook.com/atenaeditora.com.br