



Franciele Braga Machado Tullio
Lucio Mauro Braga Machado
(Organizadores)

A Aplicação do Conhecimento Científico na Engenharia Civil

3

Atena
Editora
Ano 2020



Franciele Braga Machado Tullio
Lucio Mauro Braga Machado
(Organizadores)

A Aplicação do Conhecimento Científico na Engenharia Civil

3

Atena
Editora
Ano 2020

2020 by Atena Editora

Copyright © Atena Editora

Copyright do Texto © 2020 Os autores

Copyright da Edição © 2020 Atena Editora

Editora Chefe: Prof^a Dr^a Antonella Carvalho de Oliveira

Diagramação: Camila Alves de Cremo

Edição de Arte: Lorena Prestes

Revisão: Os Autores



Todo o conteúdo deste livro está licenciado sob uma Licença de Atribuição *Creative Commons*. Atribuição 4.0 Internacional (CC BY 4.0).

O conteúdo dos artigos e seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos autores. 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.

Conselho Editorial

Ciências Humanas e Sociais Aplicadas

Prof^a Dr^a Adriana Demite Stephani – Universidade Federal do Tocantins

Prof. Dr. Álvaro Augusto de Borba Barreto – Universidade Federal de Pelotas

Prof. Dr. Alexandre Jose Schumacher – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso

Prof^a Dr^a Angeli Rose do Nascimento – Universidade Federal do Estado do Rio de Janeiro

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

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

Prof. Dr. Antonio Isidro-Filho – Universidade de Brasília

Prof. Dr. Carlos Antonio de Souza Moraes – Universidade Federal Fluminense

Prof^a Dr^a Cristina Gaio – Universidade de Lisboa

Prof^a Dr^a Denise Rocha – Universidade Federal do Ceará

Prof. Dr. Deyvison de Lima Oliveira – Universidade Federal de Rondônia

Prof. Dr. Edvaldo Antunes de Farias – Universidade Estácio de Sá

Prof. Dr. Eloi Martins Senhora – Universidade Federal de Roraima

Prof. Dr. Fabiano Tadeu Grazioli – Universidade Regional Integrada do Alto Uruguai e das Missões

Prof. Dr. Gilmei Fleck – Universidade Estadual do Oeste do Paraná

Prof. Dr. Gustavo Henrique Cepolini Ferreira – Universidade Estadual de Montes Claros

Prof^a Dr^a Ivone Goulart Lopes – Istituto Internazionele delle Figlie de Maria Ausiliatrice

Prof. Dr. Julio Candido de Meirelles Junior – Universidade Federal Fluminense

Prof^a Dr^a Keyla Christina Almeida Portela – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Mato Grosso

Prof^a Dr^a Lina Maria Gonçalves – Universidade Federal do Tocantins

Prof. Dr. Luis Ricardo Fernandes da Costa – Universidade Estadual de Montes Claros

Prof^a Dr^a Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte

Prof. Dr. Marcelo Pereira da Silva – Universidade Federal do Maranhão

Prof^a Dr^a Miranilde Oliveira Neves – Instituto de Educação, Ciência e Tecnologia do Pará

Prof^a Dr^a Paola Andressa Scortegagna – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Prof^a Dr^a Rita de Cássia da Silva Oliveira – Universidade Estadual de Ponta Grossa

Prof^a Dr^a Sandra Regina Gardacho Pietrobon – Universidade Estadual do Centro-Oeste

Prof^a Dr^a Sheila Marta Carregosa Rocha – Universidade do Estado da Bahia

Prof. Dr. Rui Maia Diamantino – Universidade Salvador

Prof. Dr. Urandi João Rodrigues Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará

Prof^a Dr^a Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande

Prof. Dr. William Cleber Domingues Silva – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Willian Douglas Guilherme – Universidade Federal do Tocantins

Ciências Agrárias e Multidisciplinar

Prof. Dr. Alexandre Igor Azevedo Pereira – Instituto Federal Goiano
Prof. Dr. Antonio Pasqualetto – Pontifícia Universidade Católica de Goiás
Prof. Dr. Cleberton Correia Santos – Universidade Federal da Grande Dourados
Profª Drª Daiane Garabeli Trojan – Universidade Norte do Paraná
Profª Drª Diocléa Almeida Seabra Silva – Universidade Federal Rural da Amazônia
Prof. Dr. Écio Souza Diniz – Universidade Federal de Viçosa
Prof. Dr. Fábio Steiner – Universidade Estadual de Mato Grosso do Sul
Prof. Dr. Fágner Cavalcante Patrocínio dos Santos – Universidade Federal do Ceará
Profª Drª Girlene Santos de Souza – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Prof. Dr. Júlio César Ribeiro – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Profª Drª Lina Raquel Santos Araújo – Universidade Estadual do Ceará
Prof. Dr. Pedro Manuel Villa – Universidade Federal de Viçosa
Profª Drª Raissa Rachel Salustriano da Silva Matos – Universidade Federal do Maranhão
Prof. Dr. Ronilson Freitas de Souza – Universidade do Estado do Pará
Profª Drª Talita de Santos Matos – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Dr. Tiago da Silva Teófilo – Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Prof. Dr. Valdemar Antonio Paffaro Junior – Universidade Federal de Alfenas

Ciências Biológicas e da Saúde

Prof. Dr. André Ribeiro da Silva – Universidade de Brasília
Profª Drª Anelise Levay Murari – Universidade Federal de Pelotas
Prof. Dr. Benedito Rodrigues da Silva Neto – Universidade Federal de Goiás
Prof. Dr. Edson da Silva – Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri
Profª Drª Eleuza Rodrigues Machado – Faculdade Anhanguera de Brasília
Profª Drª Elane Schwinden Prudêncio – Universidade Federal de Santa Catarina
Profª Drª Eysler Gonçalves Maia Brasil – Universidade da Integração Internacional da Lusofonia Afro-Brasileira
Prof. Dr. Ferlando Lima Santos – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Prof. Dr. Fernando José Guedes da Silva Júnior – Universidade Federal do Piauí
Profª Drª Gabriela Vieira do Amaral – Universidade de Vassouras
Prof. Dr. Gianfábio Pimentel Franco – Universidade Federal de Santa Maria
Profª Drª Iara Lúcia Tescarollo – Universidade São Francisco
Prof. Dr. Igor Luiz Vieira de Lima Santos – Universidade Federal de Campina Grande
Prof. Dr. José Max Barbosa de Oliveira Junior – Universidade Federal do Oeste do Pará
Prof. Dr. Luís Paulo Souza e Souza – Universidade Federal do Amazonas
Profª Drª Magnólia de Araújo Campos – Universidade Federal de Campina Grande
Prof. Dr. Marcus Fernando da Silva Praxedes – Universidade Federal do Recôncavo da Bahia
Profª Drª Mylena Andréa Oliveira Torres – Universidade Ceuma
Profª Drª Natiéli Piovesan – Instituto Federaci do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Paulo Inada – Universidade Estadual de Maringá
Profª Drª Renata Mendes de Freitas – Universidade Federal de Juiz de Fora
Profª Drª Vanessa Lima Gonçalves – Universidade Estadual de Ponta Grossa
Profª Drª Vanessa Bordin Viera – Universidade Federal de Campina Grande

Ciências Exatas e da Terra e Engenharias

Prof. Dr. Adélio Alcino Sampaio Castro Machado – Universidade do Porto

Prof. Dr. Alexandre Leite dos Santos Silva – Universidade Federal do Piauí
Prof. Dr. Carlos Eduardo Sanches de Andrade – Universidade Federal de Goiás
Prof^a Dr^a Carmen Lúcia Voigt – Universidade Norte do Paraná
Prof. Dr. Eloi Rufato Junior – Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Prof. Dr. Fabrício Menezes Ramos – Instituto Federal do Pará
Prof. Dr. Juliano Carlo Rufino de Freitas – Universidade Federal de Campina Grande
Prof^a Dr^a 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^a Dr^a Neiva Maria de Almeida – Universidade Federal da Paraíba
Prof^a Dr^a Natiéli Piovesan – Instituto Federal do Rio Grande do Norte
Prof. Dr. Takeshy Tachizawa – Faculdade de Campo Limpo Paulista

Conselho Técnico Científico

Prof. Me. Abrãao Carvalho Nogueira – Universidade Federal do Espírito Santo
Prof. Me. Adalberto Zorzo – Centro Estadual de Educação Tecnológica Paula Souza
Prof. Me. Adalto Moreira Braz – Universidade Federal de Goiás
Prof. Dr. Adaylson Wagner Sousa de Vasconcelos – Ordem dos Advogados do Brasil/Seccional Paraíba
Prof. Me. André Flávio Gonçalves Silva – Universidade Federal do Maranhão
Prof^a Dr^a Andreza Lopes – Instituto de Pesquisa e Desenvolvimento Acadêmico
Prof^a Dr^a Andrezza Miguel da Silva – Universidade Estadual do Sudoeste da Bahia
Prof. Dr. Antonio Hot Pereira de Faria – Polícia Militar de Minas Gerais
Prof^a Ma. Bianca Camargo Martins – UniCesumar
Prof^a Ma. Carolina Shimomura Nanya – Universidade Federal de São Carlos
Prof. Me. Carlos Antônio dos Santos – Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro
Prof. Ma. Cláudia de Araújo Marques – Faculdade de Música do Espírito Santo
Prof^a Dr^a Cláudia Taís Siqueira Cagliari – Centro Universitário Dinâmica das Cataratas
Prof. Me. Daniel da Silva Miranda – Universidade Federal do Pará
Prof^a Ma. Daniela da Silva Rodrigues – Universidade de Brasília
Prof^a Ma. Dayane de Melo Barros – Universidade Federal de Pernambuco
Prof. Me. Douglas Santos Mezacas – Universidade Estadual de Goiás
Prof. Dr. Edwaldo Costa – Marinha do Brasil
Prof. Me. Eduardo Gomes de Oliveira – Faculdades Unificadas Doctum de Cataguases
Prof. Me. Eliel Constantino da Silva – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita
Prof. Me. Euvaldo de Sousa Costa Junior – Prefeitura Municipal de São João do Piauí
Prof^a Ma. Fabiana Coelho Couto Rocha Corrêa – Centro Universitário Estácio Juiz de Fora
Prof. Dr. Fabiano Lemos Pereira – Prefeitura Municipal de Macaé
Prof. Me. Felipe da Costa Negrão – Universidade Federal do Amazonas
Prof^a Dr^a Germana Ponce de Leon Ramírez – Centro Universitário Adventista de São Paulo
Prof. Me. Gevair Campos – Instituto Mineiro de Agropecuária
Prof. Dr. Guilherme Renato Gomes – Universidade Norte do Paraná
Prof. Me. Gustavo Krahl – Universidade do Oeste de Santa Catarina
Prof. Me. Helton Rangel Coutinho Junior – Tribunal de Justiça do Estado do Rio de Janeiro
Prof^a Ma. Jaqueline Oliveira Rezende – Universidade Federal de Uberlândia
Prof. Me. Javier Antonio Albornoz – University of Miami and Miami Dade College
Prof^a Ma. Jéssica Verger Nardeli – Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho
Prof. Me. Jhonatan da Silva Lima – Universidade Federal do Pará
Prof. Me. José Luiz Leonardo de Araujo Pimenta – Instituto Nacional de Investigación Agropecuaria Uruguay
Prof. Me. José Messias Ribeiro Júnior – Instituto Federal de Educação Tecnológica de Pernambuco

Profª Ma. Juliana Thaisa Rodrigues Pacheco – Universidade Estadual de Ponta Grossa
 Profª Drª Kamilly Souza do Vale – Núcleo de Pesquisas Fenomenológicas/UFPA
 Profª Drª Karina de Araújo Dias – Prefeitura Municipal de Florianópolis
 Prof. Dr. Lázaro Castro Silva Nascimento – Laboratório de Fenomenologia & Subjetividade/UFPR
 Prof. Me. Leonardo Tullio – Universidade Estadual de Ponta Grossa
 Profª Ma. Lilian Coelho de Freitas – Instituto Federal do Pará
 Profª Ma. Liliani Aparecida Sereno Fontes de Medeiros – Consórcio CEDERJ
 Profª Drª Lívia do Carmo Silva – Universidade Federal de Goiás
 Prof. Me. Lucio Marques Vieira Souza – Secretaria de Estado da Educação, do Esporte e da Cultura de Sergipe
 Prof. Me. Luis Henrique Almeida Castro – Universidade Federal da Grande Dourados
 Prof. Dr. Luan Vinicius Bernardelli – Universidade Estadual do Paraná
 Prof. Dr. Michel da Costa – Universidade Metropolitana de Santos
 Prof. Dr. Marcelo Máximo Purificação – Fundação Integrada Municipal de Ensino Superior
 Prof. Me. Marcos Aurelio Alves e Silva – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de São Paulo
 Profª Ma. Marileila Marques Toledo – Universidade Federal dos Vales do Jequitinhonha e Mucuri
 Prof. Me. Ricardo Sérgio da Silva – Universidade Federal de Pernambuco
 Prof. Me. Rafael Henrique Silva – Hospital Universitário da Universidade Federal da Grande Dourados
 Profª Ma. Renata Luciane Polsaque Young Blood – UniSecal
 Profª Ma. Solange Aparecida de Souza Monteiro – Instituto Federal de São Paulo
 Prof. Me. Tallys Newton Fernandes de Matos – Faculdade Regional Jaguaribana
 Prof. Dr. Welleson Feitosa Gazel – Universidade Paulista

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) (eDOC BRASIL, Belo Horizonte/MG)	
A642	<p>A aplicação do conhecimento científico na engenharia civil 3 [recurso eletrônico] / Organizadores Franciele Braga Machado Tullio, Lucio Mauro Braga Machado. – Ponta Grossa, PR: Atena, 2020.</p> <p>Formato: PDF Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader. Modo de acesso: World Wide Web. Inclui bibliografia ISBN 978-65-5706-169-5 DOI 10.22533/at.ed.695200907</p> <p>1. Engenharia civil – Pesquisa – Brasil. 2. Construção civil. I. Tullio, Franciele Braga Machado. II. Machado, Lucio Mauro Braga.</p> <p style="text-align: right;">CDD 338.4769</p>
Elaborado por Maurício Amormino Júnior – CRB6/2422	

Atena Editora
 Ponta Grossa – Paraná - Brasil
www.atenaeditora.com.br
 contato@atenaeditora.com.br

APRESENTAÇÃO

Em “A Aplicação do Conhecimento Científico na Engenharia Civil 3” trazemos vinte e um capítulos que trazem estudos com boas contribuições para a Engenharia Civil.

Temos vários estudos a respeito da utilização da simulação numérica e computacional na resolução de problemas no projeto e execução de estruturas.

O estudo sobre o comportamento de estruturas utilizando determinados materiais proporciona sua validação como alternativa construtiva. Trazemos também análises a respeito de estruturas submetidas a calor intenso, o que permite otimizar os projetos, considerando situações de incêndio.

Tendo em vista a crescente preocupação com o meio ambiente e a escassez de recursos naturais, torna-se imprescindível os estudos que visem soluções ligadas a otimização na utilização de materiais e desenvolvimento de materiais sustentáveis.

A análise de ferramentas computacionais para o desenvolvimento de projetos de engenharia permite realizar comparativos com a finalidade de subsidiar o projetista a optar por ferramentas mais adequadas e seguras, proporcionando uma melhor qualidade em projetos.

Esperamos que esta coletânea seja útil aos seus estudos. Boa leitura!

Franciele Braga Machado Tullio
Lucio Mauro Braga Machado

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CONCRETO COM SUBSTITUIÇÃO DO AGREGADO MIÚDO POR RESÍDUO DA SCHEELITA PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS	
Manoel Domiciano Dantas Filho Dandara Pereira Moura de Assis Hérculys Guimarães Carvalho Larissa Santana Batista Damião Araújo dos Santos Júnior Jéniffer Paloma da Cruz Leal Nayla Kelly Antunes de Oliveira Adriano Lopes Gualberto Filho Wily Santos Machado Carlos Alexandre da Silva Vieira	
DOI 10.22533/at.ed.6952009071	
CAPÍTULO 2	15
ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFICAÇÕES DE CONCRETO ARMADO	
Maurel Dreyer Roberto Domingos Rios	
DOI 10.22533/at.ed.6952009072	
CAPÍTULO 3	32
ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS ALTOS DE CONCRETO ARMADO COM ESTRUTURAS DE LAJES PLANAS	
Camila de Melo Tavares André Felipe de Oliveira Lopes Hildo Augusto Santiago Filho Giuliana Furtado Franca Bono Gustavo Bono	
DOI 10.22533/at.ed.6952009073	
CAPÍTULO 4	48
ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA SÍLICA ATIVA NO DESEMPENHO DO CONCRETO EM SIMULAÇÃO DA AGRESSIVIDADE MARINHA	
André Luiz Louzeiro Carvalho Luciano Carneiro Reis Leandro Almeida Santos Mauricio Cavalcante Cutrim Fonseca Wesley da Cruz Gomes	
DOI 10.22533/at.ed.6952009074	
CAPÍTULO 5	60
ANÁLISE DE MODELOS DE CÁLCULO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS AO CISCALHAMENTO COM PRFC	
Daniel Marlon Rodrigues Guedes Ailín Fernández Pérez Paulo Fernando Matos de Santana Luiz Gustavo Dantas Gonçalves Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo Marcos Honorato de Oliveira	
DOI 10.22533/at.ed.6952009075	

CAPÍTULO 6 77

ANÁLISE DINÂMICA NA FLAMBAGEM DE UMA COLUNA ESBELTA DE CONCRETO ARMADO COM CRITÉRIOS DA NBR 6118/14

Alexandre de Macêdo Wahrhaftig
Kaique Moreira Matos Magalhães

DOI 10.22533/at.ed.6952009076

CAPÍTULO 7 90

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE COMPÓSITOS CIMENTÍCIOS REFORÇADOS COM TECIDOS ESTRUTURAIS DE FIBRAS DE SISAL

Sande dos Santos Batista
Mariana Santos Nunes
Adilson Brito de Arruda Filho
Paulo Roberto Lopes Lima
Ricardo Fernandes Carvalho
José Humberto Teixeira dos Santos
Sandro Fábio César

DOI 10.22533/at.ed.6952009077

CAPÍTULO 8 99

ANÁLISE ESTRUTURAL E CONSTRUTIVA DA PONTE ESTAIADA DA RODOVIA DO PARQUE – (BR-448)

Rafael Cariolato Dorneles
Paula Manica Lazzari

DOI 10.22533/at.ed.6952009078

CAPÍTULO 9 113

ANÁLISE LINEAR E NÃO LINEAR DE UM EDIFÍCIO DE VINTE PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO

Fernanda Fonseca Lima
Gabriel Rodrigues Gomes
Denilda Silva Costa
Leonardo Moreira Santana
Jaciera Santos Brandão
Marcelo Rassy Teixeira

DOI 10.22533/at.ed.6952009079

CAPÍTULO 10 125

ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA E ANÁLISE NÃO LINEAR FÍSICA DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO DESTINADO À INSTALAÇÃO DE DUAS SEDES ADMINISTRATIVAS DA PREFEITURA DE PARAUAPEBAS APÓS A UTILIZAÇÃO DE REFORÇO PARA REVITALIZAÇÃO DO PRÉDIO

Denilda Silva Costa
Jaciera Santos Brandão
Allyson Corrêa Dias
Fernanda Fonseca Lima

DOI 10.22533/at.ed.69520090710

CAPÍTULO 11 138

ANÁLISE NUMÉRICA COMPARATIVA DE MODELOS APLICÁVEIS AO PROJETO DE LAJES DE CONCRETO

Edmilson Lira Madureira
Eduardo Morais de Medeiros
Arthur Leandro de Azevedo Silva
Gabriel de Bessa Spinola

DOI 10.22533/at.ed.69520090711

CAPÍTULO 12 151

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO TERMOMEICÂNICO DE LAJES DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Andreia Romero Fanton
Luiz Carlos de Almeida
Leandro Mouta Trautwein

DOI 10.22533/at.ed.69520090712

CAPÍTULO 13 164

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS APROXIMADOS E MÉTODO GERAL DE CÁLCULO DO EFEITO LOCAL DE SEGUNDA ORDEM EM PILARES DE CONCRETO

Wesley de Vasconcelos Rodrigues da Silva
Maria de Lourdes Teixeira Moreira

DOI 10.22533/at.ed.69520090713

CAPÍTULO 14 178

COMPUTER AIDED DESIGN VERSUS BUILDING INFORMATION MODELING: APLICAÇÃO EM PROJETOS DE SISTEMAS PREDIAIS

Jayron Alves Ribeiro Junior
Thainá Maria da Costa Oliveira
Moisés de Araujo Santos Jacinto
Bruna da Costa Silva
Mariana de Sousa Prazeres
Paulo Rafael Nunes e Silva Albuquerque
Leticia Maria Brito Silva
Camilla Gomes Arraiz
Marcos Henrique Costa Coelho Filho
Yara Lopes Machado

DOI 10.22533/at.ed.69520090714

CAPÍTULO 15 187

DESLOCAMENTO VERTICAL DE UMA VIGA DE EULER-BERNOULLI: SIMULAÇÕES NUMÉRICAS SOB A HIPÓTESE DO MÓDULO DE ELASTICIDADE PROBABILÍSTICO

Ana Carolina Carius
Alex Justen Teixeira
João Vitor Curioni de Miranda
Leonardo de Souza Corrêa

DOI 10.22533/at.ed.69520090715

CAPÍTULO 16 204

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O MÉTODO DE ENGESSER-COURBON E MODELOS COMPUTACIONAIS EM PONTES EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Felipe Gomes da Silva
Maria de Lourdes Teixeira Moreira

DOI 10.22533/at.ed.69520090716

CAPÍTULO 17 217

ESTUDO DE CASO EM BRASÍLIA: EDIFICAÇÃO EM DESACORDO COM NORMAS EXECUTIVAS E DE PROJETO

João da Costa Pantoja
Bruno Camozzi Fedato Faria
Nathaly Sarasty Narváez

DOI 10.22533/at.ed.69520090717

CAPÍTULO 18	235
INFLUÊNCIA DO USO DA TECNOLOGIA BIM NA REDUÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NA FASE DE CONCEPÇÃO E PROJETO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	
Rafael Azevedo Lino	
Orieta Soto Izquierdo	
Iutah Cristal Dezidério de Veras Barbosa	
DOI 10.22533/at.ed.69520090718	
CAPÍTULO 19	251
ENSAIOS DE PROVA DE CARGA EM ACORDO COM A NBR 9607 (ABNT, 2012): ESTUDO DE CASO	
Clayton Reis de Oliveira	
Armando Lopes Moreno Júnior	
Luis Gustavo Simão de Oliveira	
DOI 10.22533/at.ed.69520090719	
CAPÍTULO 20	269
PERÍCIA EM SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO	
Marcelo de Jesus Rodrigues da Nóbrega	
DOI 10.22533/at.ed.69520090720	
CAPÍTULO 21	278
SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO O MODELO DE DANO PLÁSTICO	
Paulo César de Oliveira Júnior	
Jerfson Moura Lima	
Bruno Rodrigues Amorim	
DOI 10.22533/at.ed.69520090721	
SOBRE OS ORGANIZADORES	295
ÍNDICE REMISSIVO	296

CAPÍTULO 1

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DO CONCRETO COM SUBSTITUIÇÃO DO AGREGADO MIÚDO POR RESÍDUO DA SCHEELITA PARA PAVIMENTOS RÍGIDOS

Data de aceite: 01/06/2020

Data da Submissão: 03/04/2020

Manoel Domiciano Dantas Filho

Universidade Federal de Campina Grande
São José do Sabugi - Paraíba
<http://lattes.cnpq.br/7834720650796785>

Dandara Pereira Moura de Assis

Universidade Federal de Campina Grande
Pombal - Paraíba
<http://lattes.cnpq.br/8888076294129648>

Hérculys Guimarães Carvalho

Universidade Federal de Campina Grande
Patos - Paraíba
<http://lattes.cnpq.br/1939544167909023>

Larissa Santana Batista

Universidade Federal de Campina Grande
Pombal - Paraíba
<http://lattes.cnpq.br/9614700474947268>

Damião Araújo dos Santos Júnior

Universidade Potiguar
São José do Sabugi – Paraíba
<http://lattes.cnpq.br/3680835502819925>

Jéniffer Paloma da Cruz Leal

Unifacisa
Campina Grande - Paraíba
<https://orcid.org/0000-0003-3678-7709>

Nayla Kelly Antunes de Oliveira

Universidade Federal de Campina Grande
Sousa - Paraíba
<http://lattes.cnpq.br/3190058406222284>

Adriano Lopes Gualberto Filho

Universidade Federal de Campina Grande
Teresina - Piauí
<http://lattes.cnpq.br/4298340021044210>

Wily Santos Machado

Universidade Federal de Campina Grande
João Pessoa - Paraíba
<http://lattes.cnpq.br/0976754227767904>

Carlos Alexandre da Silva Vieira

Universidade Federal de Campina Grande
Riacho dos Cavalos - Paraíba
<http://lattes.cnpq.br/0348367035475102>

RESUMO: O setor mineral é de grande importância socioeconômica para o país. No entanto, há uma considerável geração de resíduos por este setor, que afeta negativamente o meio ambiente. Dessa forma, dentre as áreas de possível emprego dos resíduos, destaca-se o setor da construção civil, na utilização do mesmo como substituto do agregado na produção do concreto para pavimento rígido, por ser uma área que exige muito dos recursos naturais e se beneficiaria com a utilização.

Assim, o estudo tem como objetivo apresentar uma finalidade adequada para os resíduos da scheelita, reutilizando-os em substituição do agregado miúdo no concreto para pavimentos rígidos. As proporções estabelecidas para a incorporação dos resíduos foram de 0%, 50%, 75% e 100%, com um período de cura de 3, 14 e 28 dias. Foram realizadas as caracterizações físicas dos materiais, em seguida, foram moldados os corpos de prova, e analisadas a trabalhabilidade, e as resistências à compressão axial e a tração por compressão diametral. A incorporação do resíduo da scheelita ocasionou um decréscimo na resistência do concreto, entretanto, a perda de resistência, não interferiu nos quadros necessários para suportar os esforços dos veículos, além de promover a redução dos impactos ambientais oriundos da extração da matéria prima.

PALAVRAS-CHAVE: Minerais, resíduos, pavimento, concreto.

ANALYSIS OF THE MECHANICAL BEHAVIOR OF THE CONCRETE WITH REPLACEMENT OF THE SMALL AGGREGATED BY RESIDUE OF SCHEELITA FOR RIGID PAVEMENT

ABSTRACT: The mineral sector is of great socioeconomic importance for the country. However, there is a considerable generation of waste by this sector, which negatively affects the environment. Thus, among the areas of possible use of waste, the civil construction sector stands out in its use as a substitute for the aggregate in the production of concrete for rigid pavement, since it is an area that requires a lot of natural resources and would benefit with the use. Thus, the study aims to present a suitable purpose for the residues of the scheelite, reusing them in substitution of the small aggregate in the concrete for rigid pavements. The proportions established for the incorporation of the residues were 0%, 50%, 75% and 100%, with a healing period of 3, 14 and 28 days. The physical characterizations of the materials were performed, then the specimens were molded, and the workability, resistance to axial compression and traction by diametrical compression were analyzed. The incorporation of scheelite waste caused a decrease in the strength of the concrete, however, the loss of strength, did not interfere in the frames necessary to support the efforts of the vehicles, in addition to promoting the reduction of environmental impacts arising from the extraction of raw material.

KEYWORDS: Minerals, Residues, Pavements, Concrete.

1 | INTRODUÇÃO

O setor mineral é responsável por uma grande importância social e econômica para o país, que vai desde a geração de emprego e renda à comercialização da matéria beneficiada. Entretanto, a mineração, de um modo geral, carrega um agravante ao seu exercício: uma considerável geração de resíduos produzidas por este setor. Estes resíduos, afetam, de forma negativa, o meio ambiente.

Diante dessa problemática ambiental, surge a necessidade de minimizar os impactos ambientais oriundos pela geração de resíduos da mineração. A utilização dos resíduos significa apontar uma alternativa viável de aplicação destes em algo que promova resultados positivos ao respectivo aproveitamento. Como no setor da construção civil, por ser uma área que exige muito dos recursos naturais.

O concreto é um dos principais materiais utilizados no ramo da construção civil. Ele pode ser empregado de diversas formas, seja na estrutura, na decoração, na pavimentação e entre outros métodos de utilização. A sua formação se dá pela junção do cimento, tido como aglomerante, com a água de amassamento, agregados, e aditivos, esse último de utilização opcional.

O setor de estradas é considerado um grande consumidor de insumos. Isto porque há a necessidade de pavimentação de rodovias, que pode ser de pavimentos flexíveis, por meiode camada asfáltica, ou rígido, com a utilização de concreto.

Desse modo, estudando os métodos de utilização do resíduo de mineração na construção civil, sobressai a utilização do mesmo no concreto utilizado na pavimentação das rodovias de pavimento rígido. Visto que este tipo de pavimento possui a utilização primordial de concreto.

Ao levar em consideração a preservação ambiental e a sustentabilidade, destacamos o desafio enfrentado pela população na gestão de resíduos sólidos. Desse modo, utilizar os resíduos na formação do concreto, em substituição ao agregado miúdo, é considerado uma medida plausível na busca pela redução dos danos ambientais. Para este trabalho, foi traçado como objetivo, a análise técnica do comportamento do concreto produzido com a substituição parcial e total do agregado miúdo por resíduos de scheelita.

2 | OBJETIVOS

Esta pesquisa tem por objetivo realizar o estudo do comportamento mecânico do concreto para pavimentos rígidos, com substituições parciais e totais do agregado miúdo utilizado na produção do concreto, por resíduo de scheelita.

3 | REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 Setor da mineração no Brasil

A mineração é um dos setores que mais contribui para a economia brasileira e é, sem dúvidas, uma atividade indispensável à sobrevivência humana, além de ser considerada fundamental para o desenvolvimento econômico e social de muitos países (SOUZA, 2018). Segundo a Agência Nacional de Mineração, atualmente, o setor é responsável por 2 milhões de vagas de emprego de forma direta, indireta ou induzida (IBRAM, 2018).

Além disso, o Brasil detém um enorme patrimônio mineral, sendo um dos maiores produtores e exportadores de minérios do mundo. Produz 72 substâncias minerais, das quais 23 são metálicas, 45, não-metálicas e 4, energéticas (ARAÚJO; OLIVEIRI; FERNANDES, 2014).

Nestas atividades de mineração, grandes volumes e massas de materiais são extraídos emovimentados. A maior quantidade de resíduos é gerada pelo processo de extração do minério (IPEA, 2012). De acordo com Machado (2012), os resíduos minerais são lançados diretamente no meio ambiente, provocando alterações consideráveis no meio, bem como a contaminação do solo e lençol freático, como já defendido por este estudo.

O aproveitamento dos resíduos através do desenvolvimento de pesquisas que visam detectar as potencialidades e viabilidade é encarado hoje como uma atividade complementar, que pode contribuir para a diversificação do produto, diminuição de custos e danos ambientais, resultando também em uma “nova matéria-prima para ser utilizada em diversos setores industriais (CARLOS, 2018).

3.2 Pavimentos

Existem, atualmente, de acordo com o DNIT (2006), três tipos de pavimentos: rígido, semi-rígido e flexível. De acordo com Francisco (2012), os comportamentos estruturais dos pavimentos flexíveis e rígidos ocorrem de maneiras distintas em relação as mesmas ações. Nos pavimentos flexíveis conduzem uma maior concentração de tensões no solo de fundação. Já nos pavimentos rígidos ocorre uma maior distribuição de tensões no solo de fundação.

Segundo Mesquita (2011), o pavimento rígido resiste significativamente à flexão, essa rigidez é fator importante no dimensionamento da placa de concreto, tendo em vista uma distribuição de tensões mais uniformes que não exerçam influência nas camadas mais profundas, lhe conferindo um melhor desempenho sobre bases frágeis. Ao contrário do que acontece com o pavimento asfáltico, onde as camadas inferiores é que exercem a função estrutural.

De acordo com o manual do DNIT (2004), o concreto para pavimento normalmente possui uma resistência característica à tração na flexão de ordem de 4,5 MPa; quando estruturalmente armados, sua resistência característica à compressão axial geralmente é de 30 MPa. Já de acordo com IP-07/2004 (SIURB), a resistência à tração na flexão pode variar de 3,8 a 5,5 MPa.

Apesar de sua alta performance, a busca pelo melhoramento do desempenho do concreto é constante. Para Gonçalves (2000), quando aliada essa pretensão com o desenvolvimento sustentável, o uso de adições no concreto torna-se uma excelente alternativa. Entretanto, a adição ou substituição dos materiais constituintes do concreto

influem na resistência mecânica do concreto, exigindo estudos que comprovem a eficiência do material como constituinte do mesmo.

4 | METODOLOGIA

A seguir, serão apresentados os procedimentos utilizados durante a fase experimental da pesquisa, conforme Figura 1.



Figura 1 – Fluxograma da metodologia utilizada (Autoria própria (2019)).

O Resíduo de scheelita foi coletado de pilhas de rejeitos da mina Brejuí, localizada no município de Currais Novos, Rio Grande do Norte. A coleta das amostras foi realizada de acordo com as exigências da NBR NM 26:2009.

A caracterização dos materiais é importante para entender as propriedades dos mesmos. Ela foi realizada com base nas determinações do DNIT 054/2004 – PRO. Para os agregados, ocorreu a realização dos ensaios de composição granulométrica (NBR NM 248:2003), teor de argila em torrões e materiais friáveis (NBR 7218:2010), teor de materiais pulverulentos (NBR NM 46:2000), entre outros. Para o aglomerante, foram realizados os seguintes ensaios: finura do cimento (NBR 11579:2012), tempo de pega do cimento (NBR 16607:2017).

O traço escolhido para as misturas e para o traço convencional foi calculado a partir do método de cálculo método da ACI/ABCP - American Concrete Institute/Associação Brasileira de Cimento Portland. O cálculo do traço visou atender, aos 28 dias de cura, resistência à compressão simples de 35 Mpa.

A produção de concreto ocorreu para as seguintes misturas: um convencional composto por agregado miúdo natural (areia), um com 50% resíduo e 50% areia, um 75% resíduo e 25% areia e um último com 100% resíduo de scheelita. A confecção de corpos de provas se deu através de 18 corpos de provas cilíndricos. As idades de cura analisadas foram 3, 14 e 28 dias.

A caracterização do concreto fresco foi realizada com base na NBR NM 67, que se trata do abatimento no tronco de cone. Já para caracterização do concreto endurecido foram realizados os ensaios de resistência à compressão simples (NBR 5739:2018). E à tração por compressão diametral (NBR 7222:2011), além de uma relação para análise da resistência a tração na flexão pela ABNT NBR 6118/14.

5 | RESULTADOS

5.1 Caracterização Física

A importância da caracterização física dos agregados para o estudo está relacionada às propriedades dos materiais, para que seja elaborado o traço e o respectivo consumo do concreto utilizado como base no estudo.

5.1.1 Agregado Miúdo

As curvas granulométricas estão apresentadas no Figura 2.

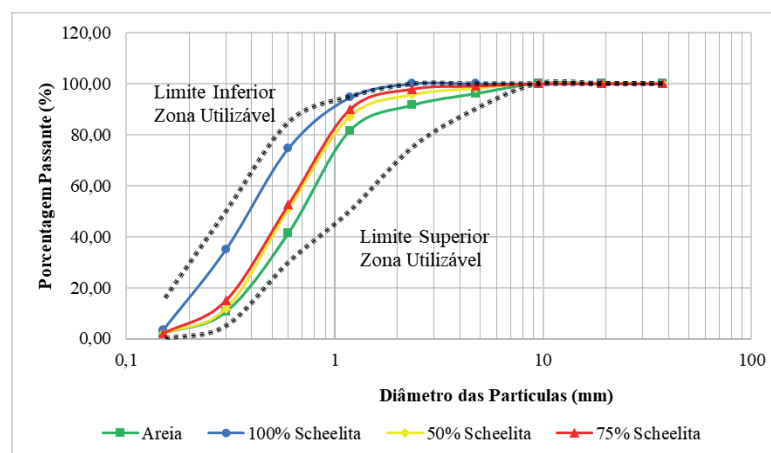


Figura 2 - Curvas granulométricas dos agregados miúdos (Autoria própria (2019)).

Percebe-se uma diferença entre o diâmetro máximo característico da areia e da scheelita, que são respectivamente 4,75 mm e 1,18 mm. De acordo com a NBR 7211:2009, ambas estão dentro dos limites de granulometria indicados para a zona utilizável a apresentados graficamente. Analisando o gráfico, percebe-se que o rejeito (100% scheelita) possui maior quantidade de finos que o agregado natural (areia).

Observa-se, ainda na Figura 2, que as misturas de 50% e 75% também permaneceram dentro da zona utilizável de granulometria. Embora a mistura de 75% scheelita se distingue da mistura de 50% scheelita por possuir uma quantidade de finos maior.

A Tabela 1 apresenta as análises do agregado e do resíduo mineral.

Amostra	Massa Unitária	Massa Específica Real	Módulo de Finura	Materiais Pulverulentos	Teor de argila em torrões e materiais friáveis
Areia	1,48 g/cm ³	2,54 g/cm ³	2,77%	3,0%	0,5%
Scheelita	1,56 g/cm ³	2,81 g/cm ³	1,91%	2,0%	2,8%

Tabela 1: Caracterização dos Agregados Miúdos.

O módulo de finura do resíduo da scheelita e da areia, como mostrado na Tabela 1, são de 1,91% e 2,77%, respectivamente. Assim, pode-se apontar que o concreto com o resíduo terá uma melhor trabalhabilidade e uma maior necessidade de água que com concreto convencional. Este fator ocorre, pois, quanto menor for o módulo de finura de um material, maior será a superfície específica do material.

Entretanto, apesar de possuir o módulo de finura menor que o da areia, o resíduo da scheelita é mais pesado, pois sua massa específica é 9,61 % maior que a areia. Em relação à massa unitária, a areia possui um valor 5,13 % menor que o resíduo da scheelita. Isto implica dizer que os grãos da areia se arranjam melhor, deixando um menor espaço de vazios e, conseqüentemente, podendo apresentar maior resistência.

A NBR 7211:2009 aborda o limite máximo do teor de materiais pulverulentos, que é de 3%. No nosso estudo, tanto a areia quanto a scheelita utilizadas se enquadraram dentro dos limites impostos com, respectivamente, 3% e 2%. Em relação ao teor de argila em torrões e materiais friáveis, a NBR 7211:2009 determina que o limite máximo apresentado em um agregado miúdo é de 3%. A areia e a scheelita utilizadas apresentaram respectivamente 0,5% e 2,8%, permanecendo dentro dos parâmetros estabelecidos pela normativa.

5.1.2 Agregado Graúdo

As curvas estão apresentadas no Figura 3 e no Figura 4 respectivamente.

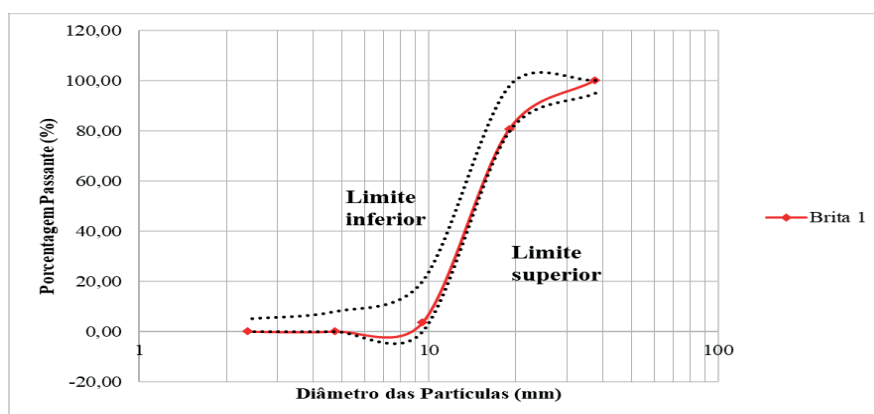


Figura 3 - Curva granulométrica da Brita1 (Autoria própria (2019)).

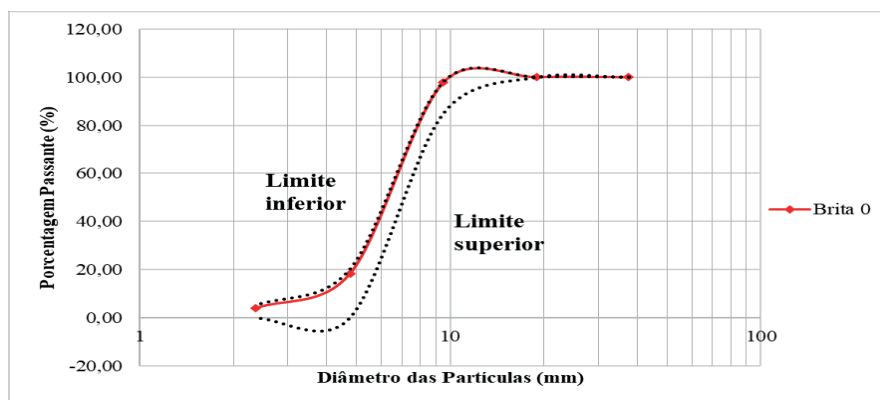


Figura 4 - Curva Granulométrica Brita 0 (Autoria própria (2019)).

Analisando as granulometrias, observa-se que as britas 1 e 0 possuem diâmetros máximo característicos de 19 mm e 9,5 mm, respectivamente.

Na tabela 2, apresentada abaixo, estão as propriedades dos agregados graúdos obtidas por meio de seus respectivos ensaios.

Amostra	Massa Unitária	Massa Específica	Absorção	Teor de Materiais Pulverulentos	Abrasão Los Angeles	Índice de Forma
Brita 0	1,37 g/cm ³	2,67 g/cm ³	0,8%	0,92%	20,25%	1,3
Brita 1	1,39 g/cm ³	2,67 g/cm ³	0,3%	0,208%	11,25%	1

Tabela 2: Análise Granulométrica das Britas.

A Tabela 2 indica que a brita 1 apresentou absorção de 0,3%, e a brita 0 obteve absorção de 0,8%. Estes fatores são importantes para definir a relação de correção do fator água–cimento do concreto. A brita 1 obteve um teor de 0,208 % e a brita 0 de 0,92%, para materiais pulverulentos, se enquadrando como agregado graúdo quando analisadas nesse aspecto por não ultrapassarem o limite de 1%.

Analisando a Tabela 2, percebemos a igualdade no valor da massa específica (2,67 g/cm³) entre as britas, mostra que elas possuem a mesma influência no peso da estrutura de concreto. A massa unitária apresentada pelas britas são bem semelhantes, apontando que elas apresentam praticamente o mesmo arranjo de partículas.

O ensaio de Abrasão Los Angeles determina o desgaste das partículas. A NBR 7211:2009, determina que o desgaste máximo é de 50%. A brita 1 possuiu um desgaste a abrasão de 11,25% e a brita 0 de 20,25%. Na nossa análise definiu que as britas 1 e 3 apresentaram respectivamente índice de forma de 1 e 1,3, números inferiores ao limite que é de 3. Assim, ambas as graduações enquadram-se como agregado para concreto.

5.2 Cimento

O cimento utilizado foi o CP II Z 32, apresentando um módulo de finura de 2,7%.

Outro fator analisado em relação ao cimento foi o tempo de pega. De acordo com a NBR 5732:1991, o tempo de início de pega não deve ser inferior a uma hora e o de fim não deve exceder o limite de dez horas. Desse modo, conforme Tabela 3, percebemos que o tempo de início e fim de pega do cimento utilizado é caracterizando o cimento como adequado.

Tempo de início de pega	1h 25min
Tempo de fim de pega	4h 18min

Tabela 3: Resultados do Ensaio de Tempo de Pega.

5.3 Propriedades do Concreto no Estado Fresco e Endurecido

De acordo com os resultados dos ensaios de caracterização dos agregados e do aglomerante, calculamos pelo método da ABCP o traço para estudo. Com uma relação água cimento de 0,43 e com uma proporção de 30% de Brita 0 e 70% de Brita 1, os traços e os respectivos consumos estão apresentados abaixo pela Tabela 4.

Substituição	Traço (kg)	Consumo (kg/m ³)				
		Cimento	Areia	Brita 1	Brita 0	Scheelita
0% (Convencional)	1:1,55:2,02:0,43	465	720	654	284	0
50%	1:1,55:2,10:0,43	465	361	680	296	361
75%	1:1,55:2,13:0,43	465	180	692	301	541
100%	1:1,64:2,09:0,43	465	0	676	294	762

Tabela 4 – Traços.

Observa-se um elevado consumo de cimento nos traços, isto ocorre devido às características do cimento utilizado, já que a resistência mecânica à compressão aos 28 dias do cimento é de 32 MPa, e a resistência do concreto para qual o traço foi calculado foi de 35 MPa.

5.3.1 Ensaio de Consistência

Para verificação da consistência do concreto em seu estado fresco, foi realizado o ensaio de abatimento de tronco de cone para cada composição trabalhada. Os resultados do ensaio podem ser observados na Figura 5.

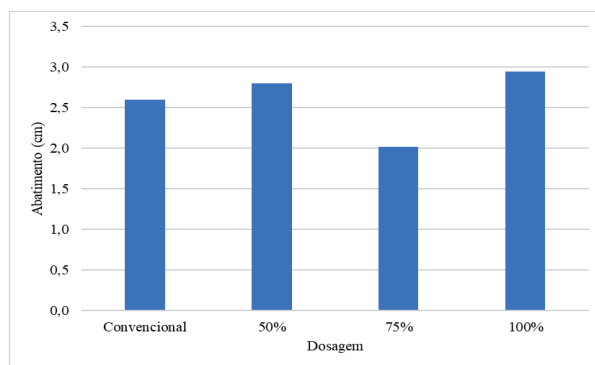


Figura 5 - Resultado do ensaio de abatimento de tronco de cone (Autoria própria (2019)).

De acordo com a norma DNIT 054/2004, o ensaio deve verificar se abatimento seja igual ou superior a 2 cm. Analisando os valores apresentados na Figura 5, percebemos que todos os valores de abatimento apresentados estão dentro dos parâmetros normativos.

5.3.2 Ensaio da Resistência a Compressão Axial

A Figura 6 mostra os resultados dos ensaios de compressão simples nas três idades de curas estudadas: 3, 14 e 28 dias. Para esse caso, estuda-se obter resistência igual ou superior a 35 MPa. Este fator é categórico, pois qualifica o resíduo de scheelita e a metodologia utilizada para serem utilizados na produção de concreto para pavimentos.

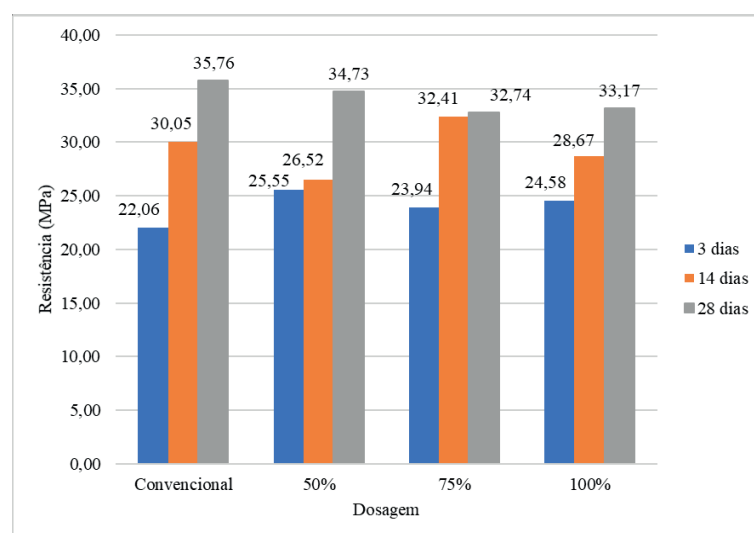


Figura 6 - Resistência a compressão em todas as idades de cura (Autoria própria (2019)).

Analisando a evolução das resistências, percebemos que aos 3 dias de cura, todas as misturas apresentaram resistência superior ao traço convencional. Entretanto, aos 14 dias de cura, apenas a mistura de 75% scheelita, com 32,41 MPa, se comportou mais resistente do que o traço convencional. Aos 28 dias, principal cura a ser analisada, o traço que apresentou resistência igual ou superior a resistência de 35 MPa, foi o convencional. No entanto, vale salientar que as misturas apresentaram resistência próxima a desejada

e almejavam a resistência de 32 MPa, definida pela categoria do cimento. A mistura de scheelita que melhor apresentou resistência a compressão simples foi a de 50%.

Analisando a evolução das resistências, percebemos que o traço convencional e o 100% scheelita apresentaram acréscimo de resistência de maneira gradativa ao longo da cura. No entanto, as misturas de 50% e 75% scheelita apresentaram crescimento de resistência diferente, a primeira, com maior crescimento entre 14 e 28 dias, e a segunda, com o maior crescimento de resistência entre as curas de 3 e 14 dias.

Um fator a ser observado, é a relação de maior resistência com a porcentagem de areia. Conforme está representado na Figura 6, quanto maior for a porcentagem de areia, mais acréscimo de resistência teve o traço. Este fator pode estar relacionado as características de algumas propriedades da areia estarem mais aptas a serem utilizadas no concreto do que o resíduo de scheelita, como é o caso da massa unitária e do teor de argila em torrões e materiais friáveis.

Ensaio de Tração por Compressão Diametral

Os dados obtidos do ensaio de compressão diametral estão representados na figura 7.

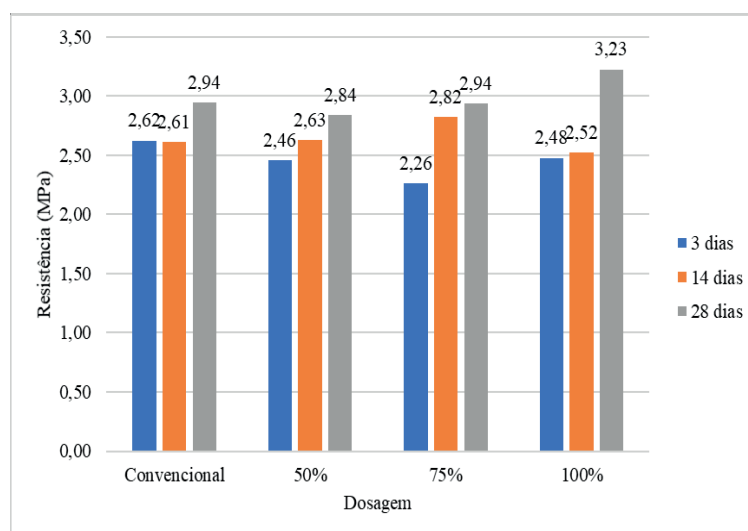


Figura 7 - Resistência à tração por compressão diametral em todas as idades de cura (Autoria própria (2019)).

Analisando a Figura 7, percebemos que o melhor resultado apresentado foi o da mistura de 100% scheelita, com 3,23 MPa. Seguida pela mistura de 75%, empatada com o traço convencional, com 2,94 MPa. Este fator, na condição de compressão, representa a utilização dos resíduos da scheelita no concreto para uma análise de compressão. Este ensaio serve para fazer uma relação e supor possíveis valores de resistência a tração na flexão para o traço analisado.

Através da ABNT NBR 6118/14, foram calculadas as resistências à tração na flexão, apresentadas na Tabela 6, utilizando os resultados do ensaio de compressão diametral, presentes na Figura 7. A relação consiste na multiplicação das resistências a compressão

axial por 1,3.

Dosagem	Resistência (MPa)		
	3 dias	14 dias	28 dias
Convencional	3,4	3,4	3,8
50%	3,2	3,4	3,7
75%	2,9	3,7	3,8
100%	3,2	3,3	4,2

Tabela 6 - Resistências à tração na flexão obtidas pela.

É possível analisar que a mistura apresentou os melhores valores foi o de substituição total (100%) do agregado natural pelos resíduos de scheelita. É notório perceber que as condições de análise para as resistências a tração na flexão permanecem semelhantes as resistências atração axial.

6 | CONCLUSÕES

Os resultados de caracterização mostraram que os resíduos de scheelita possuem características compatíveis com o agregado natural. Os traços com a presença dos resíduos apresentaram uma trabalhabilidade mais adequada do que o traço convencional de areia.

Em relação a compressão simples, a mistura que mais se destacou foi a 50% scheelita, de 34,73 MPa. A compressão axial do concreto está adequada as exigências do DNIT, desde que usados estruturalmente armado. Neste quesito, destacou-se a mistura de 100% scheelita. Dentre as resistências a tração na flexão obtidas pela relação com a compressão axial, também se destacou a mistura de 100% resíduos de scheelita.

Para os traços estudados, a utilização do resíduo é considerada uma solução viável, dado que a perda de resistência não altera o atendimento aos esforços exigidos pelos veículos. Além disso, promove a redução dos danos ao meio ambiente ocasionado pela exacerbada produção de resíduos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR NM 45:** Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

. **ABNT NBR NM 46:** Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

. **ABNT NBR NM 51:** Agregado graúdo - Ensaio de abrasão "Los Angeles". Rio de Janeiro: ABNT, 2000.

. **ABNT NBR NM 52:** Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

. **ABNT NBR NM 53:** Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

. **ABNT NBR NM 67:** Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.

. **ABNT NBR NM 248:** Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

. **ABNT NBR 5732:** Cimento Portland comum. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

. **ABNT NBR 5738:** Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

. **ABNT NBR 5739:** Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

. **ABNT NBR 7218:** Agregados – Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro: ABNT, 2010

. **ABNT NBR 7222:** Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

. **ABNT NBR 11579:** Cimento Portland – Determinação do índice de finura por meio da peneira 75 µm (nº 200). Rio de Janeiro: ABNT, 2012.

. **ABNT NBR 16607:** Cimento Portland – Determinação dos tempos de pega.

Rio de Janeiro: ABNT, 2017. ARAÚJO, E. R.; OLIVIERI, R. D.; FERNANDES, F. R. C. **Atividade mineradora gera riqueza e impactos negativos nas comunidades e no meio ambiente.** In: Recursos minerais e sociedade: impactos humanos - socioambientais - econômicos. Rio de Janeiro: CETEM/MCTI, 2014.

CARLOS, Elione Moura. **Efeito da adição de resíduo de scheelita no comportamento técnico-mecânico e reológico de argamassas para engobes cerâmicos.** 2018. 122f. Tese, Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de Pavimentação.** 3. ed. Rio de Janeiro: 2006.

. **DNIT 054/2004 – PRO** Pavimento rígido – Estudos de traços de concreto e ensaio de caracterização de materiais – Procedimento. 2004.

FRANCISCO, Ana. **Comportamento estrutural de pavimentos rodoviários flexíveis.** [s. l.], 2012.

GONÇALVES, Jardel Pereira. **O uso de adições no concreto torna-se uma excelente alternativa.** 2000. 135 p. Dissertação, (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA (IPEA). **Diagnóstico dos Resíduos Sólidos da Atividade de Mineração de Substâncias Não Energéticas.** Brasília: Ipea, 2012.

MACHADO, T. G. **Estudo da adição de resíduo de scheelita em matriz cerâmica: formulação, propriedades físicas e microestrutura.** 143 f. Tese (Doutorado em Ciências e Engenharia de Materiais).

Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal – RN, 2012.

MESQUITA, José Carlos Lobato. **Pavimento rígido como alternativa econômica para pavimentação rodoviária: estudo de caso - rodovia BR-262, Miranda - Morro do Azeite – MS.** 2001. 150f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.

SÃO PAULO (SP); Sistemas De Informações Urbanas. **IP-07/2004: Dimensionamento de Pavimentos de Concreto.** 2004. 50 p.

SOUZA, Marcondes Mendes de et al. **Estudo do comportamento térmico e absorção de água em revestimento cerâmico, utilizando na formulação da massa: argila, quartzo, feldspato e resíduos do beneficiamento do caulim.** In: Congresso sul-americano de resíduos sólidos e sustentabilidade, 1, 2018, Gramado: IBEAS, 2018. v. 1, p. 1 - 5.

ANÁLISE COMPARATIVA DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFICAÇÕES DE CONCRETO ARMADO

Data de aceite: 01/06/2020

Maurel Dreyer

Eng. Civil, Azambuja Engenharia e Geotecnia
LTDA

e-mail: maureldreyer@gmail.com

Roberto Domingos Rios

Eng. Civil, Professor Dr. do Departamento de Eng.
Civil da Universidade Federal do Rio Grande do
Sul

e-mail: grobtorios@gmail.com

RESUMO: Este trabalho compara – para uma mesma planta de edificação de concreto armado – diferentes sistemas de contraventamento: constituído exclusivamente por pórticos rígidos, pórticos rígidos associado a um núcleo central com seção retangular vazada, pórticos rígidos associado a um núcleo central com seção U, o mesmo sistema com núcleo central mas com a seção U rotacionada em 90° e, por fim, pórticos rígidos associado a paredes rígidas (ou pilares-parede) dispostas nas 4 fachadas da edificação. Além de serem utilizados 5 sistemas de contraventamento distintos, variou-se a altura das edificações de 5 em 5 pavimentos, até 30 pavimentos, totalizando 30 estruturas analisadas (5 sistemas X 6 variações de número de pavimentos). Foram aplicadas

cargas verticais de acordo com recomendações normativas, assim como cargas horizontais decorrentes do vento na estrutura. Como valores de comparação entre os edifícios foram calculados – para ambas direções do vento – o coeficiente γ_z , o parâmetro de instabilidade α e os deslocamentos horizontais, assim como foram comparados estes valores com valores limites encontrados em bibliografia. A intenção da determinação destes valores foi de comparar a estabilidade global das estruturas, essencial numa fase de concepção estrutural em um projeto de edifício. A análise estrutural foi realizada através de um *software* para projetos estruturais, após ter sido realizado o pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Com todos resultados obtidos foi feita então uma análise comparativa entre os diferentes sistemas de contraventamento; correlacionando o número de pavimentos, os deslocamentos encontrados, os coeficientes γ_z e os parâmetros α .

PALAVRA-CHAVE: Estabilidade global, coeficiente γ_z , parâmetro α , estruturas, concreto armado.

COMPARATIVE ANALYSIS OF THE GLOBAL STABILITY OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

ABSTRACT: This work compares – for the same floor plan of a reinforced concrete building – different bracing systems: made exclusively by rigid frames, rigid frames associated with a hollow rectangular cross section central core, rigid frames associated with a U cross section central core, the same system as the previous but with the U section rotated in 90° and lastly, rigid frames associated with shear walls placed in the building's façade. In addition to these five bracing systems, the building's height was changed 5 to 5 floors up to 30 floors, totalizing 30 structures to be analyzed (5 bracing systems X 6 variations of pavement numbers). Vertical loads were applied according to normative recommendations, as well as horizontal loads due to wind. As comparison values among the structures, the coefficient γ_z , the instability parameter α and the horizontal displacements were calculated, for both wind directions. Also, these values were compared with limit values found in the literature. The purpose of the determination of these values was to compare the structures' global stability, essential in the conceptional stages of a project. The structure analysis was performed using a structural design software, after pre-dimensioning the structural elements. With all the results, it was made a comparative analysis among the structures, correlating the building's height, the bracing systems, the displacements, the coefficient γ_z and the parameter α .

KEYWORDS: Global stability, coefficient γ_z , parameter α , structures, reinforced concrete.

1 | INTRODUÇÃO

O uso de concreto armado como material estrutural se dá de forma consolidada e tradicional na construção civil brasileira. A experiência acumulada neste mercado faz com que a grande maioria das edificações residenciais e comerciais sejam projetadas e executadas com este material.

Percebe-se, também, a crescente necessidade de otimização do espaço em grandes cidades e centros urbanos nas últimas décadas. Reflexo disso é a construção de estruturas cada vez mais esbeltas, com intuito de se maximizar a área construída nos terrenos. Como consequência, cresce a importância de verificação destas estruturas quanto a sua estabilidade global.

Dois dos possíveis métodos de se avaliar a estabilidade global de uma edificação – bem conhecidas na área da engenharia estrutural – estão presentes na ABNT NBR 6118:2014. Esses métodos se baseiam na determinação do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z . Tais parâmetros podem ser considerados essenciais nas fases iniciais de um projeto estrutural de um edifício, ainda na definição dos sistemas estruturais e lançamento dos elementos estruturais.

Existem diversos sistemas utilizados no contraventamento de edifícios de concreto

armado que podem garantir sua estabilidade global. Um destes possíveis sistemas é o de pórticos rígidos, utilizado amplamente em edifícios convencionais. Esse sistema nada mais é que a associação de pilares e vigas formando pórticos rigidamente ligados em suas extremidades. Outra possível solução se dá pela utilização de paredes rígidas de concreto armado que tendem a aumentar consideravelmente a rigidez da estrutura às solicitações impostas pelas ações horizontais e, por consequência, aumentar a estabilidade global da edificação. As paredes rígidas têm elevada rigidez quando associadas em forma de um núcleo central (comum em edificações nas “caixas de elevadores”) mas podem também ser dispostas, por exemplo, nas fachadas da edificação.

Sabendo disto, torna-se fundamental para um engenheiro estrutural conhecer as alternativas possíveis para contraventamento das estruturas e de que forma esses contraventamentos impactam na estabilidade global de uma estrutura. Esse trabalho tem como intuito realizar um breve estudo comparativo entre o contraventamento realizado por pórticos rígidos e por paredes de concreto armado (tanto associadas formando um núcleo central na edificação quanto dispostas nas fachadas), além de ver como essa relação varia com a altura do edifício.

2 | METODOLOGIA

2.1 Propriedades do Concreto

Foi adotado um concreto com f_{ck} de 35 MPa para todos os elementos estruturais (lajes, vigas, pilares e pilares-parede). O peso específico do concreto adotado foi de 2.500 kgf/m³. Os módulos de elasticidade foram calculados automaticamente pelo *software*, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6118:2003, sendo então o módulo de elasticidade inicial $E_{ci} = 331.300$ kgf/cm² e o módulo de elasticidade secante $E_{cs} = 281.605$ kgf/cm².

Para a determinação do coeficiente γ_z deve-se considerar uma redução dos módulos de elasticidades dos elementos da estrutura – de maneira a simular, simplificadamente, a NFL (Não-Linearidade Física) do concreto. Para tal, as rigidezes das vigas e pilares foram consideradas com 40% e 80% do seu valor integral, respectivamente. Sendo estas reduções retiradas da ABNT NBR 6118:2014. As lajes não têm seu valor de rigidez reduzido pois o *software* as considera – nas análises pertinentes a este trabalho – como diafragmas rígidos (com rigidez infinita em seu plano).

Em contrapartida, para a determinação de α deve-se usar a rigidez integral das seções pois na própria dedução do valor limite de α (chamado de α_1) a NLF já é considerada. Da mesma forma, deve-se usar os valores dos esforços característicos uma vez que na própria dedução as cargas são majoradas em 1,4 de acordo com FRANCO (1985).

Os resultados obtidos neste estudo dependem sempre da área bruta da seção

transversal dos elementos, sem consideração da presença de armaduras neles. Portanto não há necessidade de se configurar ou discutir as propriedades do aço.

2.2 Cargas Aplicadas nas Estruturas

2.2.1 Cargas verticais

As cargas verticais se dividem em permanentes e variáveis. As cargas verticais permanentes consideradas foram: o peso próprio da estrutura, uma carga adicional de 200 kgf/m² nas lajes e uma carga de 546 kgf/m em todas as vigas (simulando o peso de paredes de alvenaria). Como carga vertical variável foram considerados 200 kgf/m² distribuídos nas lajes, conforme indicado pela ABNT NBR 6120:1980.

2.2.2 Cargas horizontais

As cargas horizontais consideradas são decorrentes da ação do vento, classificada como uma ação variável. A partir de informações básicas fornecidas pelo usuário, o *software* calcula as forças de acordo com a ABNT NBR 6123:1988. Estas informações de entrada foram: vento de baixa turbulência; velocidade básica de 45 m/s; os fatores S_1 e S_3 tomados como igual a 1; edificação considerada como de Classe B (quando até 15 pavimentos) e classe C (quando igual ou acima de 20 pavimentos) e categoria III independentemente do número de pavimentos.

2.2.3 Combinações de ações

As combinações de ações são geradas automaticamente pelo *software*, seguindo as indicações da ABNT NBR 6118:2003, tanto as combinações últimas para verificação do ELU (Estado Limite Último) quanto as de serviço para verificação do ELS (Estado Limite de Serviço). Para ELU foram consideradas as combinações normais para esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado e para o ELS foram consideradas as combinações frequentes de serviço (recomendada para verificações de estados-limite de deformações excessivas decorrentes da ação do vento). Os coeficientes de ponderação e fatores de combinação adotados estão apresentados na Tabela 1.

Ação		Coeficientes de ponderação		Fatores de combinação		
		Desfavorável	Favorável	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Ações permanentes	Peso próprio (G1)	1,3	1	-	-	-
	Adicional (G2)	1,4	1	-	-	-
	Desaprumo X+ (D1)	1,2	1	-	-	-
	Desaprumo X- (D2)	1,2	1	-	-	-
	Desaprumo Y+ (D3)	1,2	1	-	-	-
	Desaprumo Y- (D4)	1,2	1	-	-	-
Ações variáveis	Acidental (Q)	1,4	-	0,7	0,6	0,4
	Vento X+ (V1)	1,4	-	0,6	0,3	0
	Vento X- (V2)	1,4	-	0,6	0,3	0
	Vento Y+ (V3)	1,4	-	0,6	0,3	0
	Vento Y- (V4)	1,4	-	0,6	0,3	0

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação e fatores de combinação considerados

2.3 Pré-Dimensionamento dos Elementos Estruturais

2.3.1 Vigas

Para o pré-dimensionamento das vigas foi seguido o recomendado como dimensões econômicas por GIONGO (2007), também foi fixado a dimensão de 20 cm para a base das vigas. Dessa forma chegou-se a uma altura de 80 cm para as vigas externas com vão de 8 m, 70 cm para as vigas internas com vão de 8 m; 60 cm para as externas com vão de 6 metros e 50 cm para as internas com vão de 6 m.

2.3.2 Pilares

Definiu-se que as seções dos pilares sejam padronizadas a cada 5 andares. Em outras palavras, as seções se alteram a cada 5 andares para resistir a crescente carga gravitacional juntamente com o aumento da altura da estrutura. Como metodologia empregada para o pré-dimensionamento dos pilares utilizou-se a sugerida por PINHEIRO, MUZARDO E SANTOS (2003). O resultado encontrado pode ser visualizado na Tabela 2.

Número de pavimentos	Posição do pilar	Coeficiente de excentricidade	Área de influência (m ²)	Área de concreto necessária (cm ²)	Seção transversal		Área de concreto (cm ²)
					base b (cm)	altura h (cm)	
5	Interno	1,3	48	2.566,85	40	65	2.600
5	Extremidade	1,5	24	1.480,88	30	50	1.500
5	Canto	1,8	12	888,53	25	40	1.000
10	Interno	1,3	48	4.818,47	50	100	5.000
10	Extremidade	1,5	24	2.779,90	40	70	2.800
10	Canto	1,8	12	1.667,93	30	60	1.800
15	Interno	1,3	48	7.070,10	60	120	7.200
15	Extremidade	1,5	24	4.078,90	50	85	4.250
15	Canto	1,8	12	2.447,34	35	70	2.450
20	Interno	1,3	48	9.321,72	70	135	9.450
20	Extremidade	1,5	24	5.377,92	55	100	5.500
20	Canto	1,8	12	3.226,75	45	75	3.375
25	Interno	1,3	48	11.573,35	80	145	11.600
25	Extremidade	1,5	24	6.676,93	60	115	6.900
25	Canto	1,8	12	4.006,16	45	90	4.050
30	Interno	1,3	48	13.824,97	85	165	14.025
30	Extremidade	1,5	24	7.975,94	65	125	8.125
30	Canto	1,8	12	4.785,57	50	100	5.000

Tabela 2 – Pré-dimensionamento dos pilares pelo método de PINHEIRO, MUZARDO E SANTOS (2003).

2.3.3 Paredes de concreto armado

Para definição das dimensões utilizadas nas paredes de concreto armado (tanto nos núcleos centrais quanto nas paredes junto à fachada) foram utilizadas dimensões compatíveis com o layout proposto com espessura fixada em 20 cm. Optou-se por manter constante a seção transversal das paredes de concreto armado ao longo de toda altura dos edifícios.

2.3.4 Lajes

Para o pré-dimensionamento das lajes foi tomada a recomendação de GIONGO (2007) para lajes armadas em ambas as direções, ou seja, com a relação entre os vãos efetivos maior e menor sendo inferior a 2 – que é o caso de todas as lajes deste estudo. Conclui-se que as lajes devem ter entre 12 e 15 cm de espessura. Adotou-se 15 cm neste trabalho.

2.4 Layout das Estruturas

WORDELL (2003) explica que plantas com pavimentos em L, ou quando não houver um eixo de simetria entre os carregamentos e a estrutura, pode-se prejudicar os cálculos

do coeficiente γ_z em função de giros relativos que aparecem entre os pavimentos. No intuito de evitar isso, adotou-se uma planta-baixa simétrica em relação aos dois eixos ortogonais e com apenas uma configuração de pavimento tipo. Somente altera-se as dimensões dos pilares a cada 5 pavimentos.

As distâncias entre os eixos dos pilares e vigas na direção X é de 6 m e na direção Y de 8 m. A distância entre topo das vigas é de 3 m. Abaixo do térreo adotou-se um “pavimento baldrame” de 1 m de altura, com vigas de baldrame e pilares com apoios engastados na base – sem lajes neste pavimento e no pavimento térreo. Para os pilares e as vigas do nível baldrame foram adotadas as dimensões dos pilares e vigas do pavimento térreo. Para facilitar o entendimento é apresentado um corte típico da estrutura (apenas com pórticos) com 10 pavimentos na Figura 1. Nela é possível também visualizar a mudança de seção dos pilares.

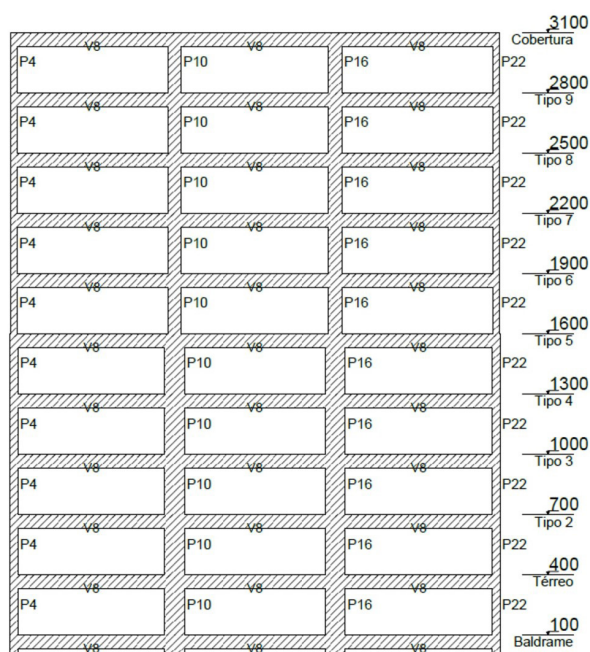


Figura 1 – Corte esquemático do edifício de 10 pavimentos contraventado exclusivamente por pórticos.

Foram analisados 5 “modelos” de contraventamento distintos. Na Figura 2 são apresentadas as plantas de forma de cada um destes modelos. O pavimento escolhido para representação nas próximas figuras foi o de cobertura, portanto são mostrados os pilares com menores dimensões presentes nas estruturas. Percebe-se também que a laje central foi desconsiderada, pois na configuração 2 não é possível adicionar uma laje interna à seção do pilar (o núcleo central foi modelado como um pilar vazado), então optou-se por eliminar esta laje em todas configurações a fim de se uniformizar os carregamentos nas estruturas.

Os modelos analisados neste trabalho foram:

- modelo 1: pórticos rígidos;

- modelo 2: núcleo central, considerado como um pilar com seção retangular vazada;
- modelo 3: núcleo central, considerado como um pilar com seção U, com abertura na direção X;
- modelo 4: núcleo central, considerado como um pilar com seção U, com abertura na direção Y;
- modelo 5: paredes de concreto armado nas fachadas.

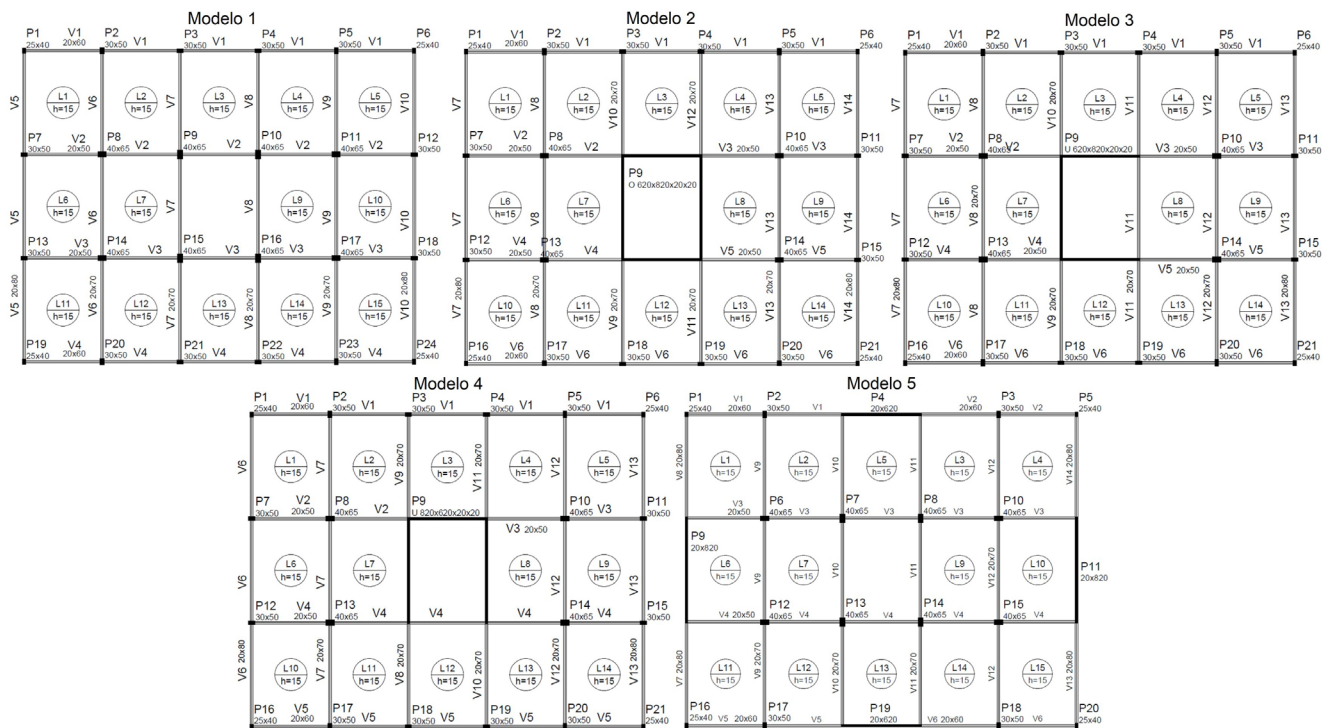


Figura 2 – Plantas de forma da cobertura de todos os modelos estudados.

2.5 Coeficiente γ_z

A obtenção do coeficiente γ_z se dá de forma automática através do *software*. Após modelagem das 30 estruturas – e demais definições já mencionadas – roda-se a análise estática linear de cada uma das estruturas. Uma vez concluída a análise, são gerados diversos relatórios estruturais. Entre eles, tem-se o relatório da estabilidade global. Dessa forma é possível obter o valor crítico de γ_z (é calculado um coeficiente γ_z para cada uma das combinações de ações) em ambas direções do vento. Esse processo foi realizado para as 30 estruturas.

2.6 Deslocamentos horizontais

Da mesma forma que para a estabilidade global, após rodada a análise de cada estrutura, o próprio *software* gera um relatório de deslocamentos horizontais. Com este relatório foi possível coletar todos os resultados de deslocamentos necessários.

Para a análise dos deslocamentos no topo da edificação é necessário o deslocamento característico (que é o deslocamento médio no topo da edificação sob ação exclusiva do vento na direção considerada). Este valor deve ser multiplicado pelo fator de redução de combinação frequente Ψ_1 ; assim, obtém-se deslocamento frequente, que é o valor que precisa ser comparado com o deslocamento limite. Ainda no relatório, são apresentados os deslocamentos frequentes no topo de cada um dos pavimentos e a diferença entre o deslocamento frequente do pavimento inferior com o pavimento considerado.

2.7 Parâmetro de Instabilidade α

Ao contrário do coeficiente γ_z e dos deslocamentos, o *software* não gera automaticamente um relatório contendo os parâmetros de instabilidade α da estrutura. Portanto, o parâmetro foi calculado a partir da Equação 1, apresentada na ABNT NBR 6118:2014.

$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} \quad (\text{Equação 1})$$

O valor de H_{tot} é a altura total da estrutura e N_k é o somatório das cargas verticais atuantes na estrutura, cujo valor é obtido pelo relatório de análise estrutural. Para a determinação de $E_{cs} I_c$, uma vez que a rigidez dos pilares é variável ao longo da altura, adotou-se uma rigidez equivalente EI_{eq} conforme sugerido por ARAÚJO (2009). A metodologia consiste na determinação de EI_{eq} de um edifício através da aplicação de uma carga horizontal concentrada no seu topo e medindo seu deslocamento horizontal. Com isso, aplica-se a Equação 2.

$$EI_{\text{eq}} = \frac{F_H \cdot h_{\text{tot}}^3}{3U} \quad (\text{Equação 2})$$

Sendo F_H a força horizontal aplicada no topo da edificação na direção considerada, h_{tot} a altura total da edificação e U o deslocamento medido no topo na direção considerada. Com isso, é possível determinar o EI_{eq} para cada uma das direções em todas estruturas propostas.

Com isso, foram adicionadas cargas horizontais concentradas no topo dos pilares de cobertura e removidas as cargas de vento. As cargas adicionadas, com valor de 10 tf, foram aplicadas em ambas direções da edificação – entretanto as forças em direções diferentes não foram consideradas atuando simultaneamente pois os deslocamentos em uma determinada direção devem ser exclusivamente decorrentes das forças nesta mesma direção.

Como já mencionado no texto, as rigidezes dos elementos foram consideradas com seu valor integral (sem NLF) e as combinações foram configuradas para atuarem todas com seus valores característicos. Com o modelo configurado, rodou-se então

análise estática linear. Com isso, é possível visualizar graficamente os deslocamentos característicos horizontais no topo de cada um dos pilares da cobertura.

É válido comentar que para as edificações consideradas com 5 pavimentos, as cargas F_H tiveram seu valor aumentado para que gerassem deslocamentos U não nulos. Também se observou efeito de torção consideráveis nas estruturas dos modelos 3 e 4 em função da não simetria na direção da carga aplicada. Isso acabou gerando rotação nas lajes de cobertura e deslocamentos com valores distintos no topo dos pilares. Por isso, foi utilizado uma média aritmética dos deslocamentos nestes modelos.

3 | RESULTADOS E ANÁLISES

3.1 Coeficiente γ_z

Os coeficientes γ_z calculados para ambas as direções nas 30 estruturas divididas em 5 modelos de contraventamento distintos podem ser visualizados na Figura 3. Nela está apresentada também uma linha no valor limite de 1,10. Valores acima deste limite, indicam que a estrutura está classificada e deve ser analisada como de nós móveis. As estruturas com valores abaixo deste limite devem ser consideradas como de nós fixos e, portanto, sem necessidade de consideração dos efeitos de 2º ordem.

Vale também comentar que o valor encontrado para o modelo 1 no caso de 30 pavimentos está acima do limite de 1,30 recomendado como aceitável para as estruturas de edifício, indicando severa instabilidade lateral.

Além disso, analisando os gráficos, é possível perceber alguns comportamentos esperados. O modelo 1 sempre se apresentou como o modelo com maior grau de instabilidade. Percebe-se também que o *layout* proposto (a posição e direção dos pilares constituintes dos pórticos) possui maior estabilidade horizontal na direção Y, pois os valores de γ_z se mostraram inferiores na direção Y quando comparados com a direção X.

Também como esperado, o modelo 2 apresentou o maior grau de estabilidade dentre todos modelos. Explicitando o fato da associação dos pilares-parede trabalhando em conjunto como um núcleo central apresentar maior rigidez do que quando estes pilares não estão associados, o que é representado pelo modelo 5, com os pilares-parede (de mesma dimensão dos pilares-parede do núcleo) dispostos nas fachadas. Dessa forma, o modelo 5 sempre apresenta menor estabilidade quando comparado com o modelo 2

Já os modelos 3 e 4 representam um “meio termo” entre os modelos 1 e 2. Sendo o modelo 3 mais estável na direção Y e o modelo 4 na direção X. Ou seja, os modelos são mais estáveis na direção em que não apresentam abertura na seção do núcleo. Sendo que o modelo 3 apresenta praticamente a mesma estabilidade na direção Y que o modelo 2, e o modelo 4 apresenta praticamente a mesma estabilidade na direção X que o modelo 2. Quando os modelos 3 e 4 são analisados na outra direção, ocorre uma significativa

perda na estabilidade, apresentando os maiores valores de γ_z (apenas menores que os do modelo 1).

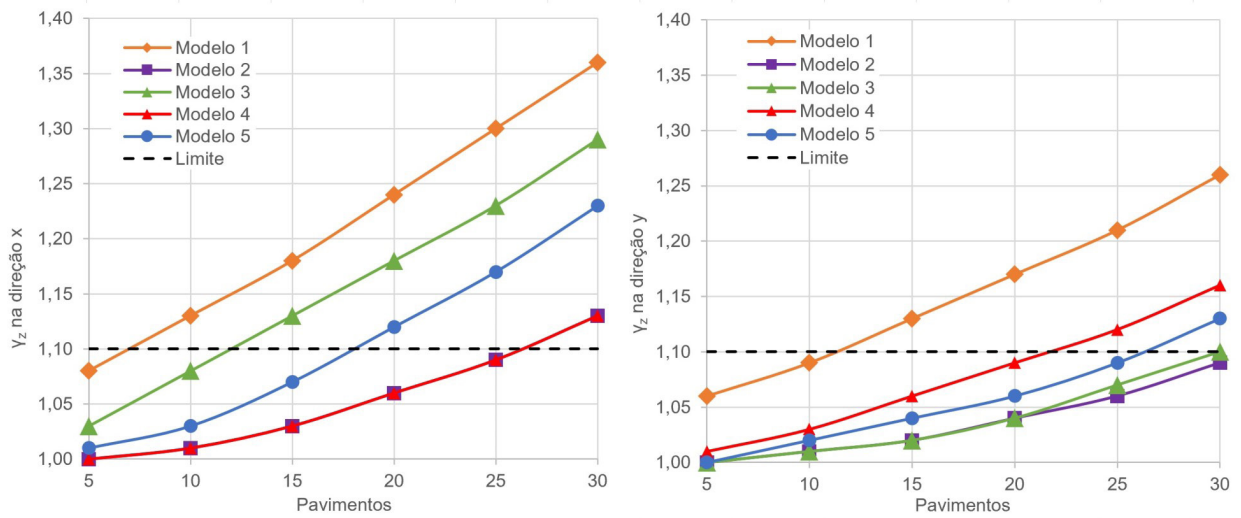


Figura 3 – Coeficientes γ_z na direção x (esquerda) e na direção y (direita).

3.2 Parâmetro de instabilidade α

Os valores calculados de α para as estruturas propostas podem ser visualizados na Figura 4. Quando se trata do parâmetro α , o valor limite para ser considerada uma estrutura de nós fixos é 0,50 para contraventamentos formados apenas por pórticos rígidos (modelo 1) e 0,60 para contraventamentos formados pela associação de pórticos com pilares parede (modelos 2, 3, 4 e 5). Ambos limites estão apresentados nos gráficos.

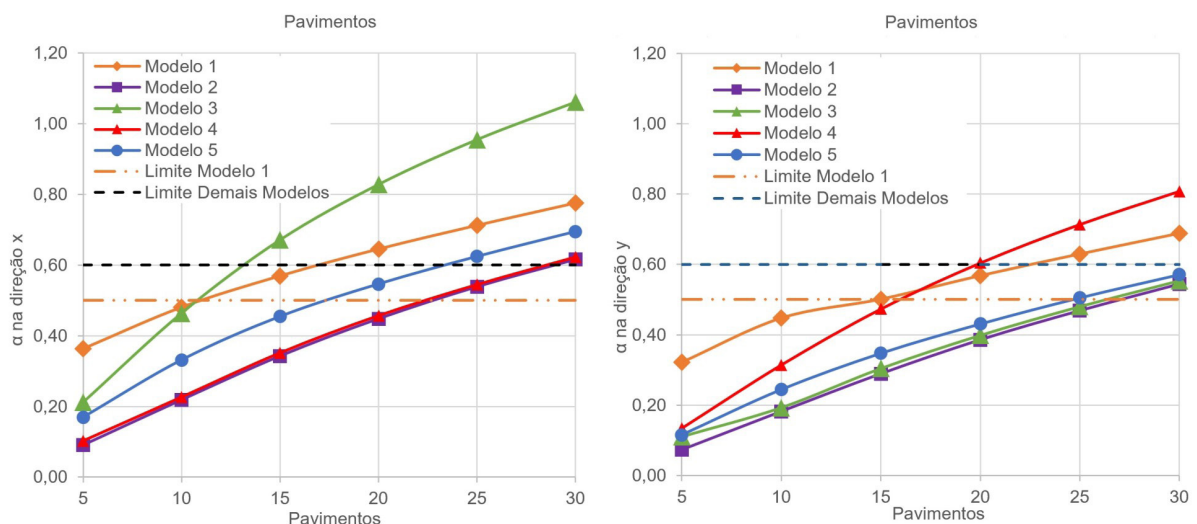


Figura 4 – Coeficientes α na direção x (esquerda) e na direção y (direita).

As observações feitas para os modelos 1, 2 e 5 dos gráficos de γ_z podem ser replicadas para α . A grande diferença aparece nos modelos 3 e 4 nas direções X e Y, respectivamente. Eles apresentam um comportamento um pouco diferente do dos gráficos

de γ_z . Para α , a rigidez que estes núcleos acrescentam nas direções citadas parece ter menos eficiência. Entretanto, os autores acreditam que, como na verdade deve-se levar em conta que os valores de α do modelo 1 devem ser comparados com o limite 0,50 e os demais modelos com o limite 0,60, exista uma pequena “distorção” no gráfico. Fazendo com que na verdade, o modelo 1 possa ser considerado menos estável que todos demais modelos em ambas direções. Afinal, para este modelo um α calculado de 0,55 – por exemplo – representa uma estrutura de nós móveis, enquanto para os outros modelos este valor representaria ainda uma estrutura de nós fixos.

3.3 Deslocamentos

Com os valores calculados dos deslocamentos no topo das estruturas foram gerados os gráficos apresentados na Figura 5.

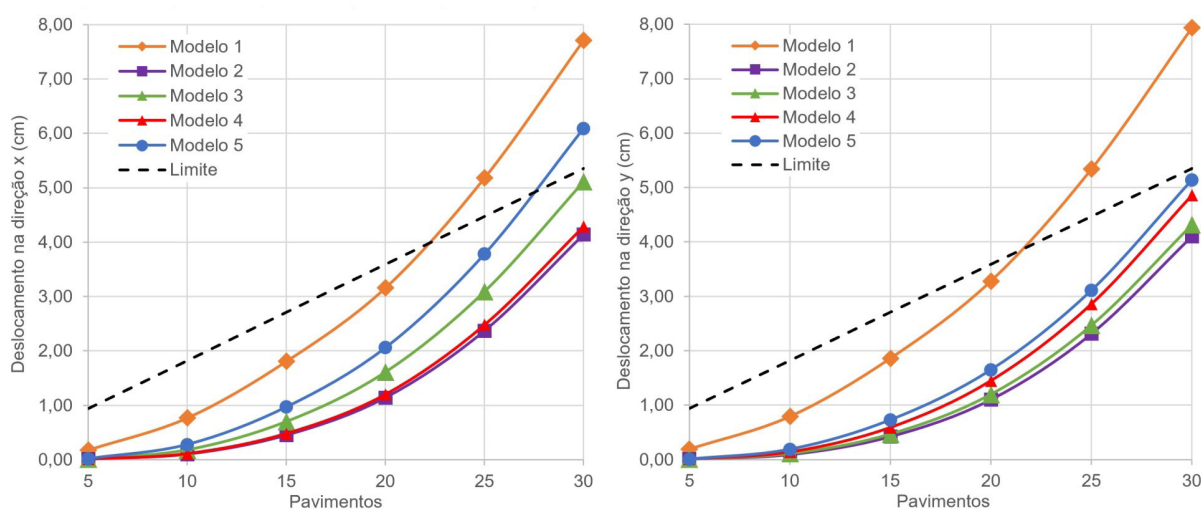


Figura 5 – Deslocamentos horizontais no topo das edificações na direção x (esquerda) e na direção y (direita).

Os deslocamentos no topo da estrutura estão, de forma geral, dentro do limite estipulado pela Tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2014 – sendo ele $H/1700$, em que H é a altura total da edificação, uma vez que dos 60 valores calculados apenas 5 estão acima do limite exigido pela norma. Fica claro que o modelo 1 é o que apresenta maiores deslocamentos, seguido do modelo 5, enquanto o modelo 2 é o que apresenta os menores deslocamentos para ambas as direções. Já os modelos 3 e 4 apresentam comportamento semelhante ao modelo 2 quando o vento é considerado em sua direção de maior rigidez.

É importante lembrar que estes deslocamentos são calculados através da análise estática linear, sem considerar efeitos de 2ª ordem. Portanto, os deslocamentos reais nas estruturas deveriam – quando a estrutura for classificada como de nós móveis – ser recalculados considerando os esforços de 2ª ordem na estrutura.

Foram ainda gerados mais 2 gráficos para analisar o comportamento global da

deformação das estruturas a partir dos deslocamentos em cada pavimento, apresentados na Figura 6. Estes gráficos representam a deformada da estrutura ao longo de sua altura. As deformadas vão ao encontro do comportamento esperado para cada um dos sistemas estruturais.

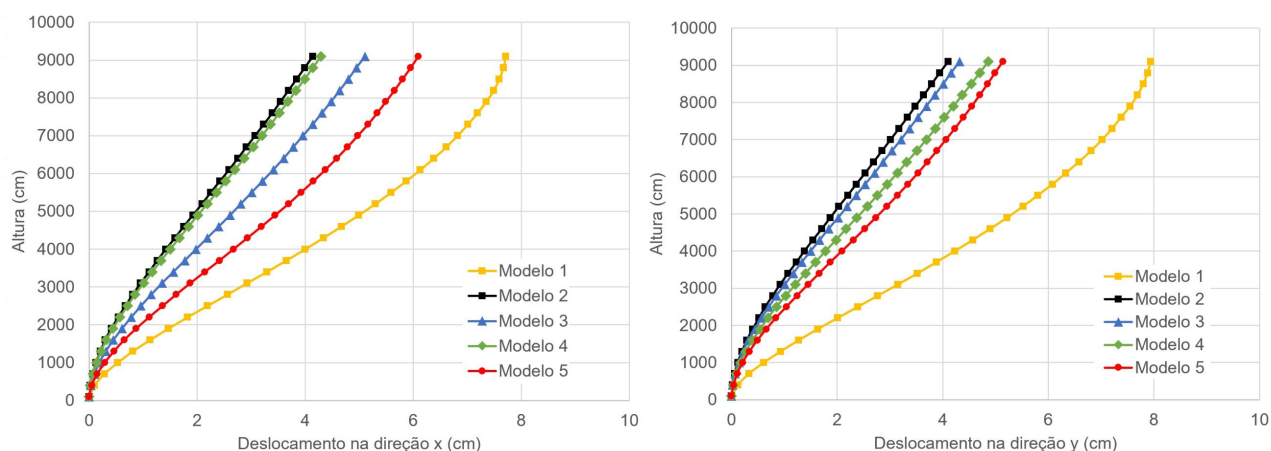


Figura 6 – Deslocamentos horizontais para as estruturas com 30 pavimentos na direção x (esquerda) e direção y (direita).

Mais uma forma de comparar o comportamento dos diferentes sistemas estruturais propostos é através dos deslocamentos dos pórticos gerados pelo próprio *software*. Na Figura 7 é apresentada a deformação do modelo 1 com 30 pavimentos (esquerda), com um exagero de 500 vezes. Percebe-se um deslocamento condizente com o indicado pelos gráficos acima. Na mesma figura também é apresentada a deformação do modelo 2 com 30 pavimentos (direita), e novamente é possível perceber semelhança com o apresentado nos gráficos acima. Ambas deformadas foram obtidas da combinação de serviço G1+G2+0,3V1 (ver Tabela 1).

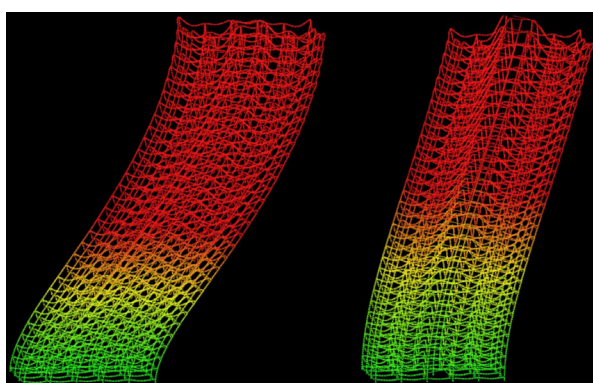


Figura 7 – Deslocamento do modelo 1 (esquerda) e do modelo 2 (direita), ambos na situação com 30 pavimentos.

Ainda mais 2 gráficos podem ser apresentados comparando os deslocamentos das estruturas, que podem ser vistos na Figura 8. Nela estão representadas as diferenças

entre o deslocamento horizontal do pavimento considerado e o pavimento anterior. As estruturas presentes no gráfico são todas de 30 pavimentos. Pode-se perceber que, no geral, o modelo 1 apresenta um valor mais elevado que os demais modelos, seguido do modelo 5. O mais interessante de se perceber nesse gráfico é que embora estes dois modelos são os que apresentem maiores diferenças de deslocamentos nos andares intermediários, no topo da edificação são os modelos que apresentam menores diferenças de deslocamentos. Isso é esperado e condizente com o comportamento típico da deformada de estruturas compostas exclusivamente por pórticos rígidos e quando associadas a paredes rígidas. Em ambos gráficos também está presente uma linha preta tracejada contendo o valor limite de deslocamento entre dois pavimentos consecutivos e apenas o modelo 1 ultrapassa esse valor, para ambas direções. O valor limite é $H_i/850$, em que H_i é o desnível entre o pavimento considerado e o anterior, conforme ABNT NBR 6118:2014.

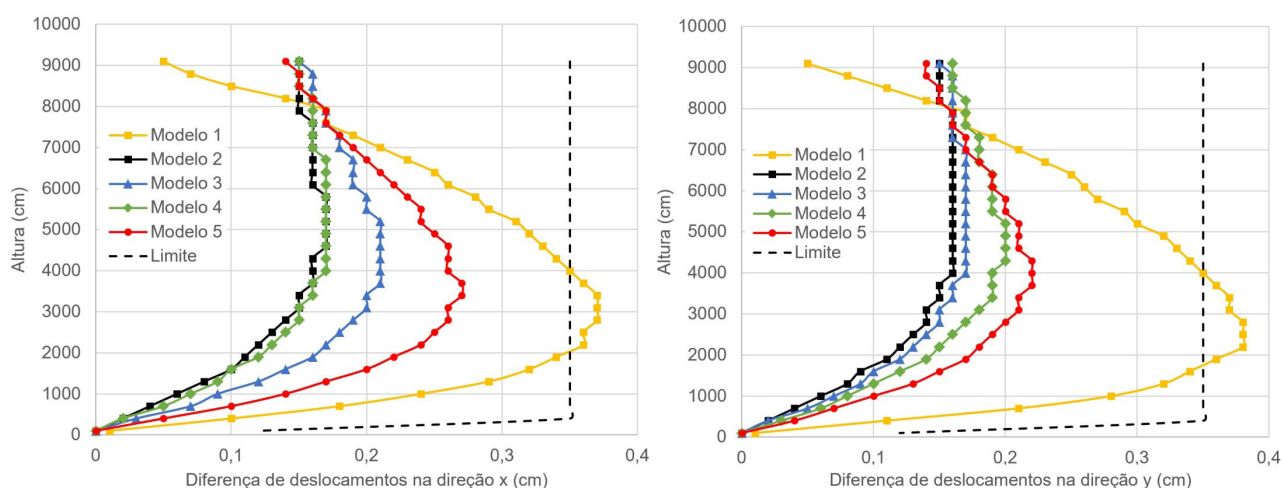


Figura 8 – Diferença entre os deslocamentos horizontais entre o pavimento anterior e o pavimento considerado, para as estruturas de 30 pavimentos, na direção x(esquerda) e direção y (direita).

3.4 Correlação entre os parâmetros γ_z e α

Este item foi desenvolvido com base nos resultados já apresentados. Primeiramente, a Tabela 3 foi desenvolvida para comparar a consideração, ou não, dos esforços globais de 2ª ordem nas estruturas. Quando em pelo menos uma das direções o valor de α ou de γ_z passou do valor limite, a estrutura está indicada como de nós móveis. Quando em nenhuma das direções o valor limite é excedido, a estrutura está indicada como de nós fixos. É possível perceber que, de forma geral os coeficientes apontaram a mesma classificação para as 30 estruturas analisadas. Apenas em 3 situações os coeficientes apresentaram divergência na classificação.

Modelo Estrutural	Coeficiente	Consideração dos esforços globais de 2ª ordem					
		5	10	15	20	25	30
Modelo 1	γ_z	fixos	móveis	móveis	móveis	móveis	móveis
	α	fixos	fixos	móveis	móveis	móveis	móveis
Modelo 2	γ_z	fixos	fixos	fixos	fixos	fixos	móveis
	α	fixos	fixos	fixos	fixos	fixos	móveis
Modelo 3	γ_z	fixos	fixos	móveis	móveis	móveis	móveis
	α	fixos	fixos	móveis	móveis	móveis	móveis
Modelo 4	γ_z	fixos	fixos	fixos	fixos	móveis	móveis
	α	fixos	fixos	fixos	móveis	móveis	móveis
Modelo 5	γ_z	fixos	fixos	fixos	móveis	móveis	móveis
	α	fixos	fixos	fixos	fixos	móveis	móveis

Tabela 3 – Classificação das estruturas de acordo com o coeficiente γ_z e α .

Gerou-se, ainda, um gráfico correlacionando os valores de γ_z e α calculados. Na Figura 9 todos os valores calculados foram plotados em conjunto e foi aproximada uma equação polinomial de 2ª ordem. Cada ponto no gráfico representa uma das 30 estruturas distintas.

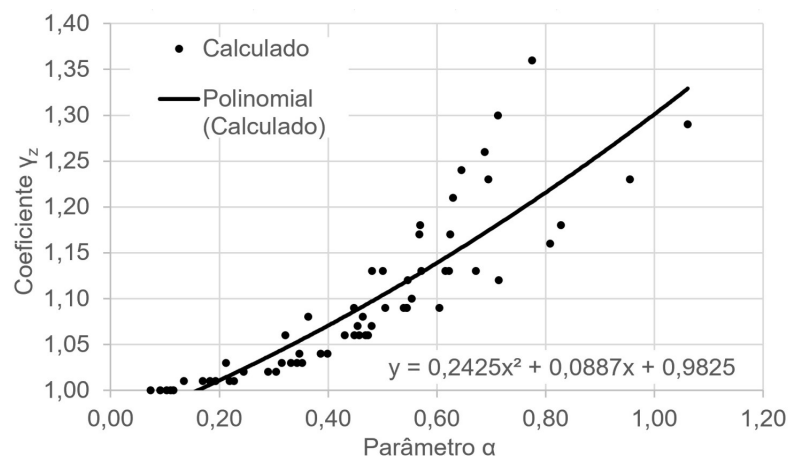


Figura 9 – Correlação entre os coeficientes γ_z e α calculados para todos modelos.

A equação encontrada na Figura 9 foi comparada com correlações pesquisadas em bibliografia. A comparação pode ser visualizada de forma gráfica na Figura 10. Algumas observações podem ser feitas a partir desta figura. A equação sugerida por CAMPOÓ et al. (2005) apresenta considerável divergência com relação às demais equações; o fato desta equação ter sido obtida através de estruturas compostas por alvenaria estrutural é provavelmente a razão principal para isso. Já a equação obtida através deste estudo (apresentada no gráfico como “Calculado”) também apresenta uma visível diferença quando comparada com as outras equações. Os autores não souberam precisar o motivo disto, entretanto é provável que um dos fatores que influenciaram nessa diferença foi o método adotado para determinar $(EI)_{eq}$ no processo de cálculo de α . Neste trabalho foi

aplicada uma carga concentrada no topo da estrutura, enquanto nos trabalhos de CARMO (1995) e de FREITAS (2015) a determinação de $(EI)_{eq}$ é feita através da aplicação de uma carga horizontal distribuída na estrutura. A metodologia adotada no presente trabalho tende a apresentar valores de α menores.

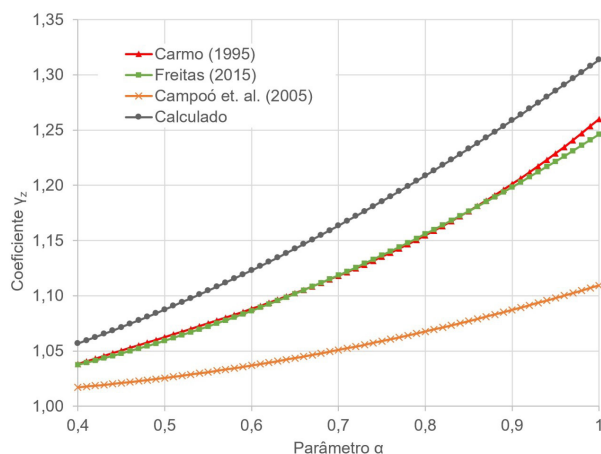


Figura 10 – Comparação entre diferentes correlações para os coeficientes γ_z e α .

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M.; **Projeto Estrutural de Edifícios de Concreto Armado: Um exemplo completo**, 2 ed. Rio Grande: Dunas, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

CAMPOÓ, L. B.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural. **Revista Minerva – Pesquisa e tecnologia**, São Paulo, v. 2, n 2, p. 173-184, 2005.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. 109 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos.

DREYER, M. **Análise comparativa da estabilidade global de edificações de concreto armado: sistema de paredes e de pórticos rígidos**. 2018. 113 f. Dissertação (Trabalho de Conclusão de Curso) – Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. In: Reunião Anual do Ibracon: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, São Paulo, 1985. Anais...

FREITAS, F. C. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento**. 2015. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

GIONGO, J. S. **Concreto armado**: projeto estrutural de edifícios. Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S.P. **Pré-dimensionamento**. Faculdade de Engenharia, Departamento de Estruturas, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2003.

WORDELL, F. **Avaliação da Instabilidade Global de Edifícios Altos**. 2003. 91 f. Dissertação (Mestrado-Profissional em Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS ALTOS DE CONCRETO ARMADO COM ESTRUTURAS DE LAJES PLANAS

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 12/04/2020

Camila de Melo Tavares

Universidade Federal de Pernambuco
Recife – PE

ID Lattes: 8781935252216463

André Felipe de Oliveira Lopes

Universidade federal de Pernambuco
Recife – PE

ID Lattes: 6390644825561463

Hildo Augusto Santiago Filho

Universidade Federal de Pernambuco
Caruaru – PE

ID Lattes: 3136876404582016

Giuliana Furtado Franca Bono

Universidade Federal de Pernambuco
Caruaru- PE

ID Lattes: 5299242696442482

Gustavo Bono

Universidade Federal de Pernambuco
Caruaru – PE

ID Lattes: 1024603694014079

RESUMO: Em estruturas de lajes lisas (sem vigas), deve-se realizar um estudo minucioso quando comparada a sistemas convencionais com lajes, vigas e pilares, porque a ausência de

vigas nos sistemas estruturais diminui bastante a estabilidade global da edificação quando submetida às ações horizontais e verticais. Com o intuito de verificar a estabilidade de edifícios altos de concreto armado em estruturas com lajes lisas, foi realizado um estudo de caso para um edifício modelo de 28 pavimentos situado na cidade de Caruaru-PE, onde inicialmente adotou-se um lançamento estrutural modelo com o parâmetro de instabilidade gama-z maior que 1,1, ou seja, a estrutura sendo classificada como de nós móveis, devendo-se considerar os efeitos de segunda ordem, conforme estabelece a norma NBR 6118 (ABNT, 2014). Posteriormente, foram realizados lançamentos considerando algumas variações na resistência característica do concreto e nas tipologias estruturais, tais como: implantação de faixas com os maciços, mudança na direção dos pilares, implantação de núcleo rígido e aumento na espessura das lajes. Mediante tais variações, realizaram-se combinações dos lançamentos que apresentaram menores valores para o parâmetro de instabilidade gama-z chegando a uma configuração estrutural que apresentasse um valor do parâmetro gama-z menor ou igual a 1,1, tornando-se a estrutura de nós fixos.

PALAVRA-CHAVE: Efeitos de Segunda Ordem, Estabilidade Global, Lajes Nervuradas Lisas

ANALYSIS OF GLOBAL STABILITY IN HIGH ARMED CONCRETE BUILDING WITH FLAT SLABS STRUCTURES

ABSTRACT: In structures of flat slabs (without beams), it is necessary to carry out a detailed study when compared to conventional systems (with slabs, beams and pillars), because the absence of beams in the structural systems significantly reduces the overall stability of the building when subjected to horizontal and vertical actions. With the objective of verifying the stability of tall buildings of reinforced concrete in structures with flat slabs, in order to verify the stability of the reinforced concrete structures, a case study was carried out for a model of construction of 28 floors located in the city of Caruaru-PE, where it was initially adopted a model structural launch with the instability parameter γ_z greater than 1,1, therefore, the structure being classified as mobile nodes, and the second order effects must be considered as established by the norm ABNT NBR 6118(2014). Subsequently, launches were made considering some typical variation in the concrete strength and in the structural typologies, such as: the implantation of band with the massive ones, the change in the pillar's direction, the implantation of rigid core and the increase of slab thickness. By means of such variations, a combination of the entries that presented lower values for the parameter γ_z , finding a structural configuration that presented a value of the parameter γ_z less than or equal to 1,1 and was established as the structure of fixed nodes.

KEYWORDS: Second Order Effects, Global Stability, Flat Ribbed Slabs

1 | INTRODUÇÃO

Sabe-se que em edifícios que apresentam elevadas alturas, a ação do vento provoca grandes efeitos, produzindo esforços adicionais quando aplicados simultaneamente com as demais ações atuantes na estrutura. Apesar das estruturas que apresentam sistemas de contraventamento compostos por lajes, vigas e pilares normalmente apresentarem um melhor resultado frente a estabilidade da edificação, o sistema de lajes lisas, vem sendo cada vez mais usados na construção civil. Este sistema é caracterizado pelo uso de lajes sem vigas, apoiando-se diretamente sobre os pilares. Porém no caso de edifícios altos, a ausência de vigas nos sistemas estruturais diminui bastante a estabilidade global da edificação quando submetida às ações horizontais e verticais

2 | LAJES NERVURADAS LISAS

Com o objetivo de propor um processo simples de se estabelecer o deslocamento da estrutura e uma forma de se estimar com certa precisão os esforços de segunda ordem, Franco e Vasconcelos (1991) desenvolveram o coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem para obtenção dos esforços finais de 2ª ordem, γ_z (Gama Z).

O coeficiente de instabilidade γ_z mede o grau de sensibilidade de uma edificação com relação aos efeitos de segunda ordem. A importância do coeficiente γ_z reside no fato de que ele permite prever, com boa aproximação, a magnitude dos efeitos de segunda ordem na estrutura. Ele pode ser utilizado como um fator amplificador, majorando os esforços globais e substituindo a verificação através de uma análise de segunda ordem criteriosa. Como classifica a NBR 6118 (ABNT, 2014), a dispensa da análise dos efeitos de segunda ordem pode ser considerada quando o coeficiente $\gamma_z \leq 1,1$.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) utiliza a classificação da deslocabilidade dos nós para regular a consideração de não linearidade da estrutura, podendo ser considerada de nós fixos ou nós móveis de acordo com o valor do coeficiente γ_z .

O item 15.6 da NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece que nas estruturas de nós fixos, o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente, como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais, sendo considerados apenas os esforços de 1ª ordem no projeto e análise da estrutura.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

$\Delta_{M_{tot,d}}$ é soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem;

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

3 | APRESENTAÇÃO DO EDIFÍCIO MODELO

O projeto estrutural do edifício modelo (Figura 1) é constituído por lajes nervuradas lisas, espessura de 20 cm, com resistência característica do concreto à compressão de 30MPa para todos os elementos estruturais (lajes, vigas e pilares).

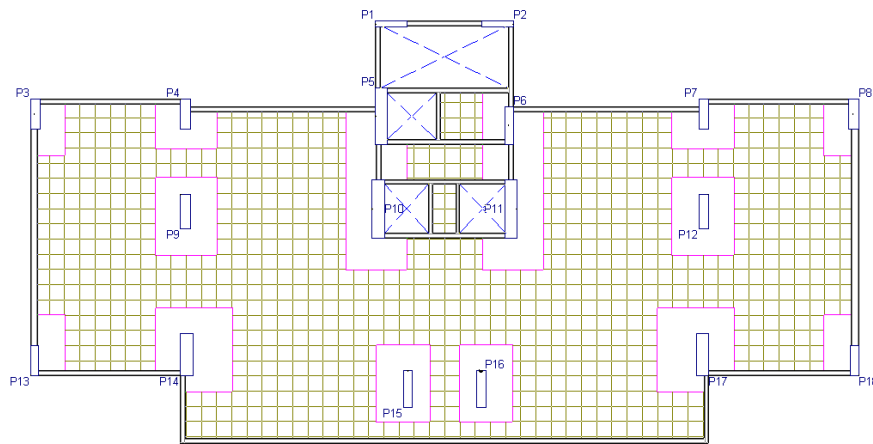


Figura 1 – Planta de fôrma do edifício modelo (AUTORES (2020))

A partir das características mencionadas anteriormente, será apresentado uma análise do edifício de concreto armado em lajes nervuradas lisas, com vigamentos apenas nas bordas dos pavimentos.

Com o objetivo de analisar a estabilidade de edifícios altos no que tange a consideração dos efeitos de segunda ordem, foi inserido a ação do vento, resultando em uma estrutura de nós móveis, ou seja, ($\gamma_z \geq 1,1$), segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Apresenta-se na Tabela 1, os valores do coeficiente γ_z referente ao lançamento modelo, onde é possível observar que tanto na direção x quanto na direção y a edificação é considerada de nós móveis, apresentando valores do parâmetro de instabilidade acima do limite ($\gamma_z \geq 1,1$) preconizado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) para que não seja necessário considerar os efeitos de segunda ordem.

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo
γ_z	Direção x	1,236
	Direção y	1,117

Tabela 1 – Parâmetro de instabilidade γ_z para o lançamento modelo.

A Tabela 2 exibe o custo de materiais (fôrma, concreto e armadura) referente ao lançamento modelo analisado nesta pesquisa. O Custo total de cada insumo compreende a multiplicação do consumo, quantidade e custo unitário. Com relação ao custo total de material da superestrutura, o sistema estrutural apresentou valor de R\$ 2.265.254,38, o qual corresponde a soma dos custos totais de cada insumo.

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Forma	Lajes, Vigas e Pilares	m ²	0,24	18.860,70	25,95	117.464,44
Concreto	Lajes, Vigas e Pilares	m ³	1,05	2.402,17	315,07	794.694,29
Armadura	Lajes, Vigas e Pilares	kg	1,10	277.672,00	4,43	1.353.095,66

Tabela 2 – Custo total de material da superestrutura para o lançamento modelo.

Fonte: Autores (2020).

A partir dessas análises iniciais, tem-se o lançamento estrutural modelo, apresentando o parâmetro γ_z com valores maiores que o estabelecido na NBR 6118 (ABNT, 2014) para consideração de nós fixos. Portanto, a partir do lançamento modelo, serão realizadas modificações com o objetivo de se obter valores de $\gamma_z \leq 1,1$ e posteriormente realizar combinações desses lançamentos a fim de se obter um lançamento estrutural para este edifício que seja considerado como nós fixos.

3.1 Lançamentos

3.1.1 Lançamento 1

Com o objetivo de aumentar a rigidez dos pilares e contribuir na redução do valor do parâmetro de instabilidade γ_z , contudo sem alterar as suas dimensões, o lançamento 1 consiste em aumentar a resistência característica do concreto nos pilares de 30 MPa para 50 MPa.

A partir da Tabela 3, observa-se que a resistência característica do concreto tem influência direta com o parâmetro de instabilidade γ_z , pois ocorreu uma redução significativa nesse coeficiente tanto na direção x (1,456%) quanto y (1,522%). Portanto, o aumento do f_{ck} apenas nos pilares, apresentaram resultados satisfatórios na estabilidade global do edifício, contribuindo para o aumento da rigidez da estrutura.

Parâmetro de Instabilidade	Lançamento modelo	Lançamento 1
γ_z	Direção x	1,236
	Direção y	1,117

Tabela 3 – Parâmetro de instabilidade γ_z para o lançamento 1.

Como apresentado na Tabela 3, na direção x a estrutura ainda é considerada de nós móveis ($\gamma_z \geq 1,1$), porém na direção y a estrutura passou a ser considerada de nós fixos, ou seja, mesmo se obtendo resultados de melhoria para o lançamento com aumento

da resistência característica do concreto nos pilares, não seria possível desprezar a consideração dos efeitos de segunda ordem.

Na Tabela 4, são exibidos os valores dos custos dos materiais na superestrutura do lançamento 1, observando que embora tenha sido utilizado um concreto com maior resistência em relação ao lançamento modelo nos pilares, acarretando em um maior custo por m³, o quantitativo de concreto nos pilares representa 44,8% do volume de concreto da superestrutura, ou seja, este aumento do custo do concreto, passa a ser compensado pela redução da armadura na superestrutura.

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Forma	Lajes, Vigas e Pilares	m ²	0,24	18.860,70	25,95	117.464,44
Concreto	Lajes e Vigas	m ³	1,05	1.659,00	315,07	548.836,19
	Pilares			743,17	451,57	352.372,94
Armadura	Lajes, Vigas e Pilares	kg	1,10	247.784,00	4,43	1.207.451,43

Tabela 4 – Custo total de material da superestrutura para o lançamento 1.

Portanto, o lançamento 1 apresenta um custo total de materiais da superestrutura de R\$ 2.226.125,00, apresentando uma economia de R\$ 39.129,38 (1,73%) em comparação ao lançamento modelo.

3.1.2 Lançamento 2

O lançamento 2, consiste em aumentar a resistência característica do concreto nos pisos (lajes e vigas de borda) de 30MPa para 50 MPa

Nos sistemas de lajes lisas, as lajes apresentam-se como elementos estruturais de grande contribuição na estabilidade da estrutura, pois na ausência das vigas internas, as lajes que se apoiam diretamente nos pilares em conjunto com as vigas de borda atuam no contraventamento da estrutura, contribuindo para o aumento da rigidez da edificação (Figura 2). Sendo assim, quando se admite o aumento da resistência característica do concreto nos pisos, espera-se uma melhoria na estabilidade da edificação e consequente redução do parâmetro de instabilidade γ_z .

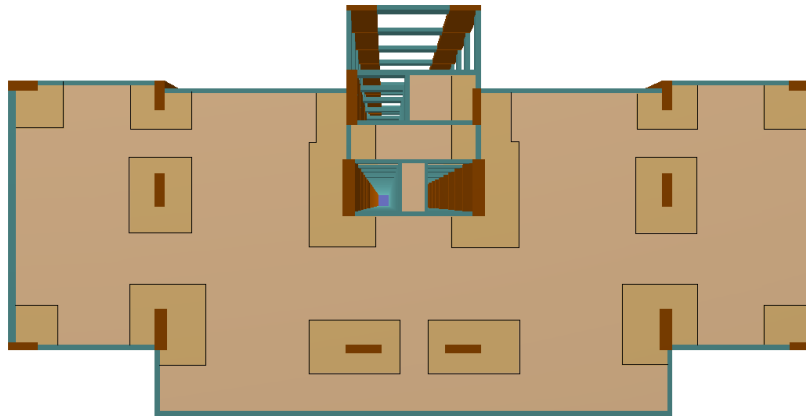


Figura 2 – Pavimento tipo de laje lisa com vigas de borda (AUTORES (2020))

Na Tabela 5 são apresentados os valores de γ_z para este lançamento, onde é possível identificar, tanto na direção x quanto na direção y , uma redução significativa (4,69% e 1,70% respectivamente) do valor γ_z da estrutura quando se adota o f_{ck} de 50MPa nos pisos. Embora apenas na direção y , a estrutura seja considerada de nós fixos, também houve redução do parâmetro na direção x .

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo	Lançamento 1
γ_z	Direção x	1,236	1,178
	Direção y	1,117	1,098

Tabela 5 – Parâmetro de instabilidade γ_z para o lançamento 2.

No que diz respeito ao custo total de materiais na edificação, embora este lançamento tenha apresentado redução no quantitativo de armadura, nota-se na Tabela 6, que o volume de concreto nos pisos corresponde a 69% do total de concreto da superestrutura, sendo este 31,90% mais caro que o concreto de 30MPa, logo o aumento do f_{ck} nos pisos não favoreceu na redução de custos com materiais, apresentando um total de R\$ 2.363.434,16, aumento de 4,33% (R\$ 98.179,78).

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Forma	Lajes, Vigas e Pilares	m ²	0,24	18.860,70	25,95	117.464,44
Concreto	Lajes e Vigas	m ³	1,05	1.659,00	415,57	723.902,16
	Pilares			743,17	315,07	245.858,10
Armadura	Lajes, Vigas e Pilares	kg	1,10	261.894,00	4,43	1.276.209,46

Tabela 6 – Custo total de material da superestrutura para o lançamento 2.

3.1.3 Lançamento 3

Com o objetivo de analisar a possível influência no valor do parâmetro de instabilidade γ_z , o lançamento 3 consiste na implantação de faixas maciças, utilizando o prolongamento dos maciços introduzidos nos pilares (Figura 3).

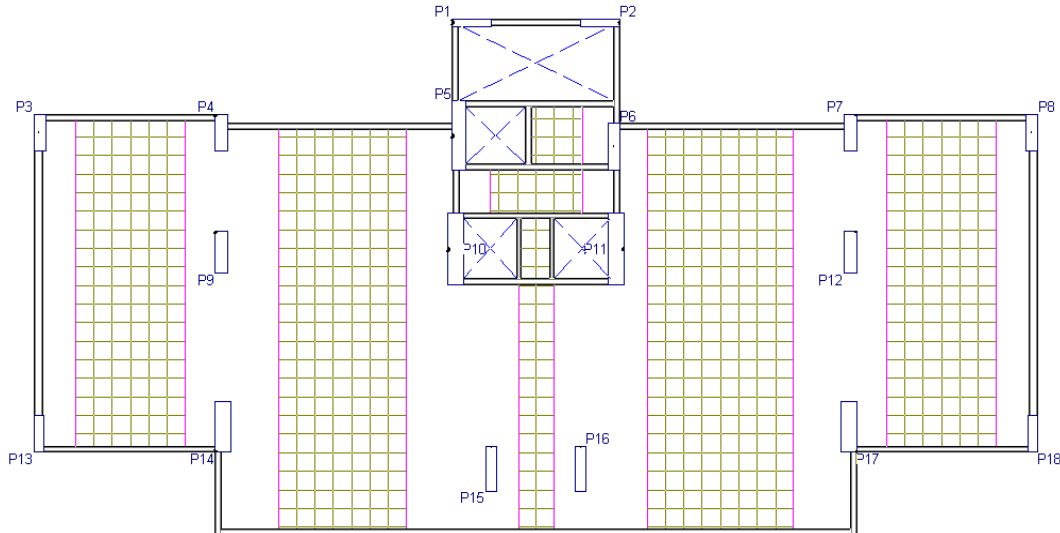


Figura 3 – Implantação de faixas de maciços no lançamento 3 (AUTORES (2020))

Como apresentado na Tabela 7, o lançamento 3 não obteve resultados satisfatórios, onde em ambas as direções o parâmetro de instabilidade sofreu aumento de 1,13% na direção x e 0,54% na direção y , tal fato corrobora para o sistema estrutural de lajes lisas a conclusão obtida por Cicolin (2007), o qual chegou à conclusão que para o sistema convencional o conjunto formado por pilares e faixas maciças de lajes constituindo pórticos tem sido desprezado, pelo baixo valor de inércia dos elementos horizontais, em comparação às vigas.

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo	Lançamento 3
γ_z	Direção x	1,236	1,250
	Direção y	1,117	1,123

Tabela 7 – Parâmetro de instabilidade γ_z para o lançamento 3.

Em termos de custo de material, na Tabela 8 são exibidos os valores dos insumos: fôrma, concreto e armadura. Nota-se que o custo com fôrma, assim como nos lançamentos 1 e 2, permaneceu constante, por outro lado o concreto apresentou aumento de R\$ 83.552,78 e a armadura de R\$ 80.214, 45. Portanto, o lançamento 3 apresentou um custo total com material de R\$ 2.429.021,62. Percebe-se um aumento de 7,23% (R\$ 163.767,24).

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Forma	Lajes, Vigas e Pilares	m ²	0,24	18.860,70	25,95	117.464,44
Concreto	Lajes, vigas e pilares	m ³	1,05	2.654,73	315,07	878.247,07
Armadura	Lajes, Vigas e Pilares	kg	1,10	294.133,00	4,43	1.433.310,11

Tabela 8 – Custo total de material da superestrutura para o lançamento 3.

3.1.4 Lançamento 4

Alterando o posicionamento dos pilares com o objetivo de verificar a contribuição do mesmo na rigidez do conjunto nas direções x e y (Figura 4), o lançamento 4 consiste na rotação dos pilares P3, P8, P13, P15, P16 e P18, sem que houvessem alterações em suas dimensões, pois não se pretendia modificar o projeto arquitetônico inicial.

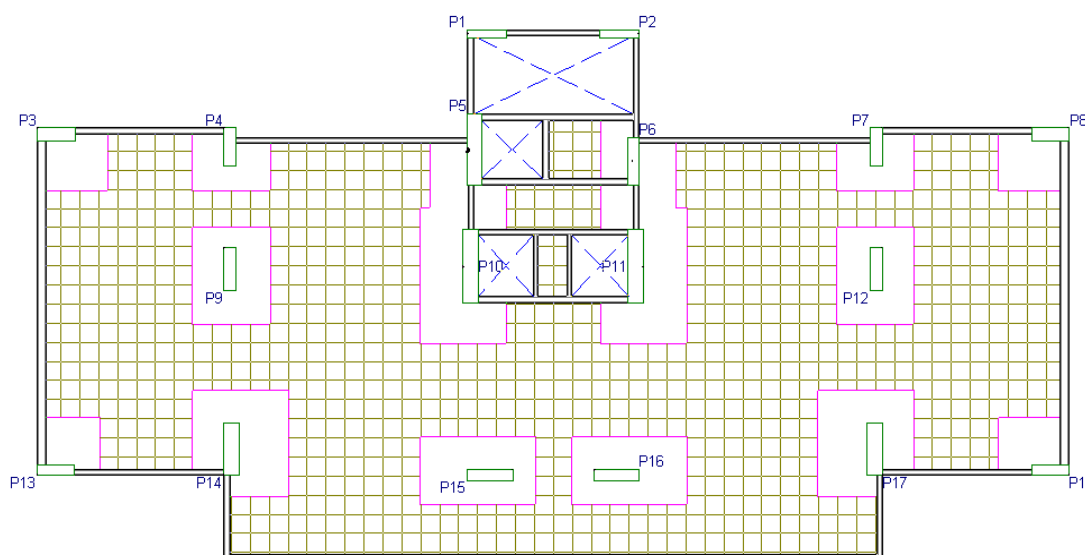


Figura 4 – Planta baixa lançamento 4 (AUTORES (2020))

A alteração na posição dos pilares contribuiu no aumento da rigidez da estrutura na direção x, resultando na redução do parâmetro de instabilidade γ_z , o qual passou de 1,236 para 1,192 (3,56%). Todavia, a estrutura permaneceu classificada como de nós móveis na direção x.

Já no caso da direção y, a modificação dos pilares não contribuiu positivamente na rigidez da estrutura, favorecendo o aumento (0,72%) do parâmetro de instabilidade nesta direção. Permanecendo, portanto, a estrutura classificada como de nós móveis na direção y.

Cabe destacar que a simples modificação na orientação de alguns pilares pode favorecer no enrijecimento da estrutura em determinada direção, como ocorrido na direção

x devido a rotação de seis pilares, os quais passaram a apresentar maior inércia nesta direção. Por outro lado, a mudança de direção destes pilares desfavoreceu a rigidez da estrutura na direção y, conforme Tabela 9.

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo	Lançamento 4
γ_z	Direção x	1,236	1,192
	Direção y	1,117	1,125

Tabela 9 – Parâmetro de instabilidade γ_z para o lançamento 4.

Em termos de custo de materiais, a Tabela 10 apresenta os valores para o lançamento 4, que destaca uma redução no custo de materiais de 0,89% (R\$ 20.257,83) na superestrutura em relação ao lançamento modelo. Portanto o lançamento 4, teve um custo total de material da superestrutura de R\$ 2.244.996,55. Embora este lançamento tenha apresentado redução no custo de materiais, em termos de estabilidade, foi observado redução do parâmetro de instabilidade γ_z apenas na direção x, sendo que a estrutura permaneceu classificada como de nós móveis em ambas as direções.

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Forma	Lajes, vigas e Pilares	m ²	0,24	18.860,70	25,95	117.464,44
Concreto	Lajes, vigas e pilares	m ³	1,05	2.428,49	315,07	803.401,56
Armadura	Lajes, vigas e Pilares	kg	1,10	271.728,00	4,43	1.324.130,54

Tabela 10 – Custo total de material da superestrutura para o lançamento 4.

3.1.5 Lançamento 5

Para avaliar a influência de núcleos enrijecedores na rigidez da estrutura, o lançamento 5 consiste na introdução de um núcleo resistente, englobando os dois elevadores sociais do edifício. Este núcleo, apresenta uma geometria em formato de “U”, com dimensões externas de 6,04m x 2,35m, representado na Figura 5. Foram removidos os pilares P10 e P11, pois os mesmos se encontravam na mesma área onde foi inserido o núcleo rígido.

Verifica-se na Tabela 11, que o parâmetro de instabilidade diminuiu consideravelmente na direção x (14,97%). Embora deve-se destacar que em alguns estudos, como o de Paixão e Alves (2016), a partir da implantação de núcleo rígido em sistemas estruturais de lajes nervuradas, o valor do parâmetro de instabilidade apresentou redução em ambas

as direções.

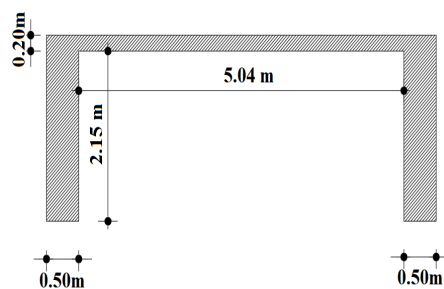


Figura 5 – Dimensões do núcleo rígido lançamento 5 (AUTORES (2020))

Parâmetro de Instabilidade		Lançamento modelo	Lançamento 5
Y_z	Direção x	1,236	1,051
	Direção y	1,117	1,124

Tabela 11 – Parâmetro de instabilidade Y_z para o lançamento 5.

Como o sistema estrutural de lajes lisas não apresentam vigamentos internos, a estrutura não consegue apresentar uma vinculação entre núcleo-viga-pilar, ou seja, não ocorre um travamento da estrutura através das vigas, então acredita-se que por este motivo, a implantação do núcleo não obteve maiores reduções no parâmetro de instabilidade em ambas as direções.

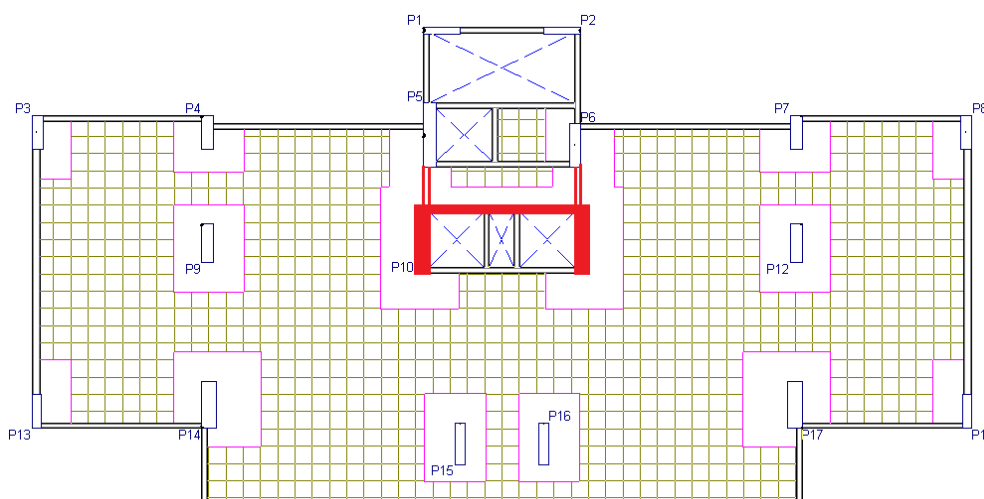


Figura 6 – Implantação do núcleo rígido no lançamento 5 (AUTORES (2020))

Como observado na Figura 6, o núcleo rígido não é provido de vigas que contribuam no seu travamento, auxiliando o enrijecimento da estrutura. Fica a cargo apenas das vigas em destaque a ligação do núcleo com os pilares P5 e P6, sendo estes ligados as vigas de borda.

Do ponto de vista de custo, a diminuição da armadura favoreceu positivamente para que este lançamento apresentasse a maior redução de custo total, dentre todos os lançamentos analisados, com o valor de R\$ 2.202.504,91, resultando em uma economia

de R\$ 62.749,47 (2,77%) em comparação ao lançamento modelo.

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Forma	Lajes, Vigas e Pilares	m ²	0,24	19.691,46	25,95	122.638,41
Concreto	Lajes, Vigas e Pilares	m ³	1,05	2.512,28	315,07	831.121,26
Armadura	Lajes, Vigas e Pilares	kg	1,10	256.258,00	4,43	1.248.745,23

Tabela 12 – Custo total de material da superestrutura para o lançamento 5.

3.1.6 Lançamento 6

Feitosa e Alves (2015) em sua pesquisa, constataram que aumentar a espessura das lajes lisas é suficiente para garantir o efeito do diafragma rígido e conseqüentemente o travamento dos pilares. Portanto, o lançamento 6 tem como objetivo verificar a influência do aumento da espessura das lajes lisas, para tanto, aumentou-se a espessura das lajes de 20 cm para 23 cm.

Inicialmente, para o sistema estrutural de laje nervurada moldada no local foram consideradas fôrmas industrialmente padronizadas de cubas reaproveitáveis de polipropileno com espessura de 20,0 cm, com nervuras bidirecionais com larguras inferior e superior das almas iguais a 6,0 cm e 10,0 cm, respectivamente. Distância entre eixos de nervuras igual a 60,0 cm.

Para verificar a influência do aumento da espessura da laje na estabilidade da edificação, foram inseridas lajes com espessura de 23,0 cm, sendo consideradas aumento das nervuras bidirecionais com larguras inferior e superior das almas iguais a 8,0 cm e 12,5 cm, respectivamente. Distância entre eixos de nervuras foi mantida com 60,0 cm.

No tocante ao parâmetro de instabilidade γ_z , relacionado à estabilidade global da edificação, nota-se na Tabela 13 que o aumento da espessura das lajes proporcionou a redução do coeficiente γ_z tanto na direção x (1,46%) quanto y (0,63%). Entretanto, a estrutura ainda continua sendo classificada como de nós móveis ($\gamma_z > 1,1$) de acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

Parâmetro de Instabilidade	Lançamento modelo	Lançamento 6
γ_z	Direção x	1,236
	Direção y	1,117

Tabela 13 – Parâmetro de instabilidade γ_z para o lançamento 6.

No que diz respeito ao custo total de material, a Tabela 14 apresenta o custo total do lançamento 6. Nota-se que, embora o aumento da espessura da laje tenha ocasionado maior consumo no volume de concreto, a armadura apresentou redução significativa, obtendo um custo total de R\$ 2.232.233,47. Em comparação ao lançamento modelo, este lançamento apresentou redução de 1,46% (R\$ 33.020,91) no custo total de materiais.

Insumo	Elementos	Unidade	Consumo	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Forma	Lajes, Vigas e Pilares	m ²	0,24	18.741,98	25,95	116.725,05
Concreto	Lajes, Vigas e Pilares	m ³	1,05	2.634,85	315,07	871.670,30
Armadura	Lajes, Vigas e Pilares	kg	1,10	255.251,00	4,43	1.243.838,12

Tabela 14 – Custo total de material da superestrutura para o lançamento 6.

3.2 Combinação dos Lançamentos

Após a realização dos lançamentos, verificou-se que não seria possível obter uma configuração estrutural de nós fixos nas direções x e y concomitantemente para a edificação analisada apenas utilizando um dos sistemas estruturais apresentados. Com isso, esta etapa tem como objetivo realizar a combinação desses lançamentos a partir da análise dos menores valores do coeficiente γ_z .

Realizando uma análise isolada dos valores do coeficiente γ_z nas direções x , como mostrado na Figura 7, apenas o lançamento 5 (implantação de núcleo rígido) apresentou valores do parâmetro de instabilidade abaixo do prescrito na NBR 6118 (ABNT, 2014) para a estrutura ser classificada com nós fixos ($\gamma_z \leq 1,1$).

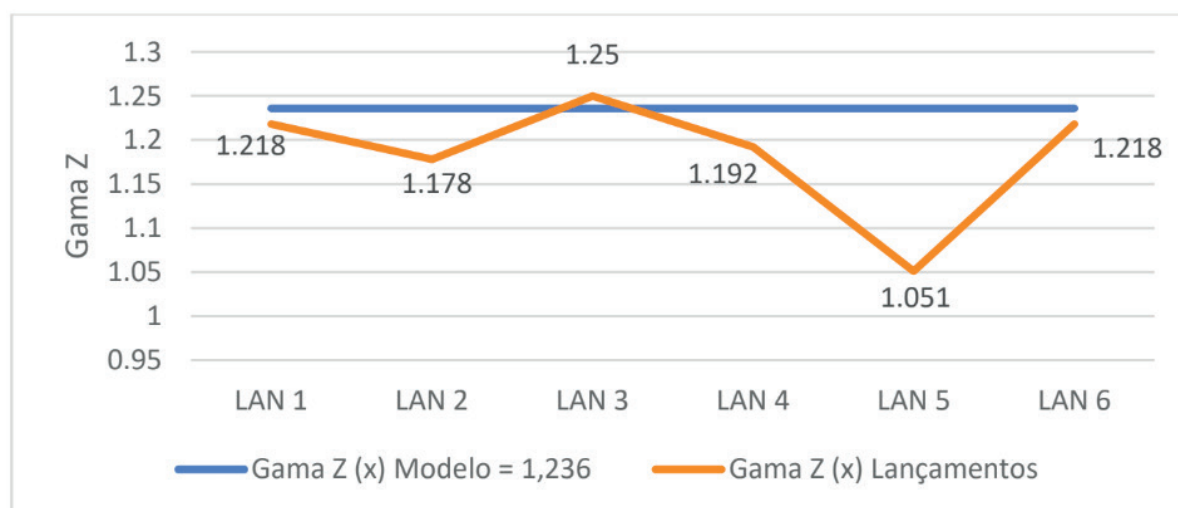


Figura 7 – Valores de Gama Z na direção (x) dos seis lançamentos (AUTORES (2020))

Para os valores do coeficiente γ_z na direção y , foram identificados dois lançamentos que apresentaram valores do parâmetro de instabilidade γ_z baixo de 1,1, como mostra a Figura 8. Sendo esses lançamentos, o lançamento 1 (aumento do f_{ck} dos pilares de 30MPa para 50 MPa) e lançamento 2 (aumento do f_{ck} dos pisos de 30MPa para 50MPa).

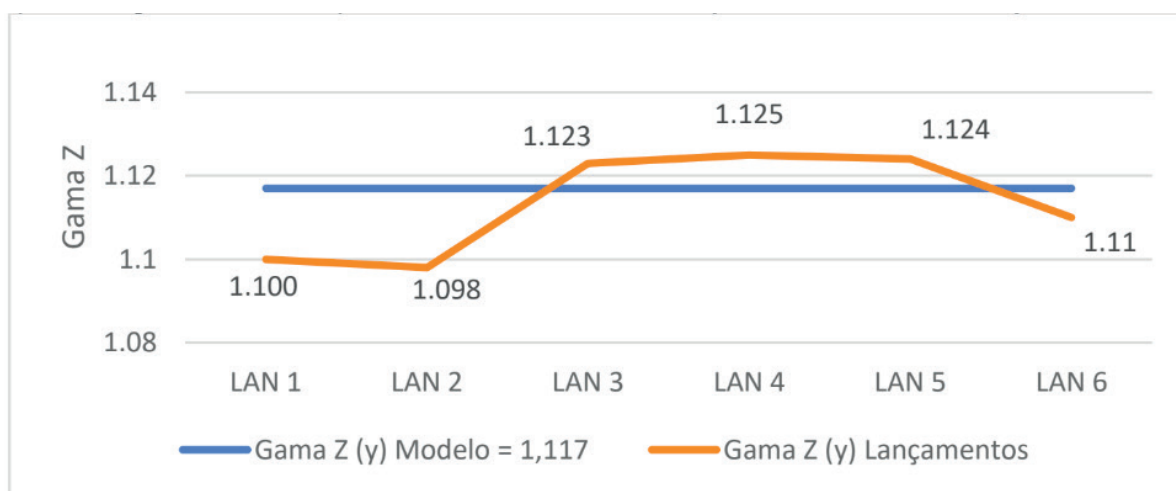


Figura 8 – Valores de Gama Z na direção (y) dos seis lançamentos (AUTORES (2020))

Embora tenham sido realizados seis lançamentos iniciais, a partir da análise considerando os valores de γ_z separadamente nas direções x e y , identificam-se nas Figura 7 e Figura 8, que apenas três lançamentos apresentaram valores do parâmetro de instabilidade que classificasse a estrutura como de nós fixos.

Sobrepondo os valores do parâmetro de instabilidade na direção x e y , obtém-se a configuração apresentada na Figura 9.

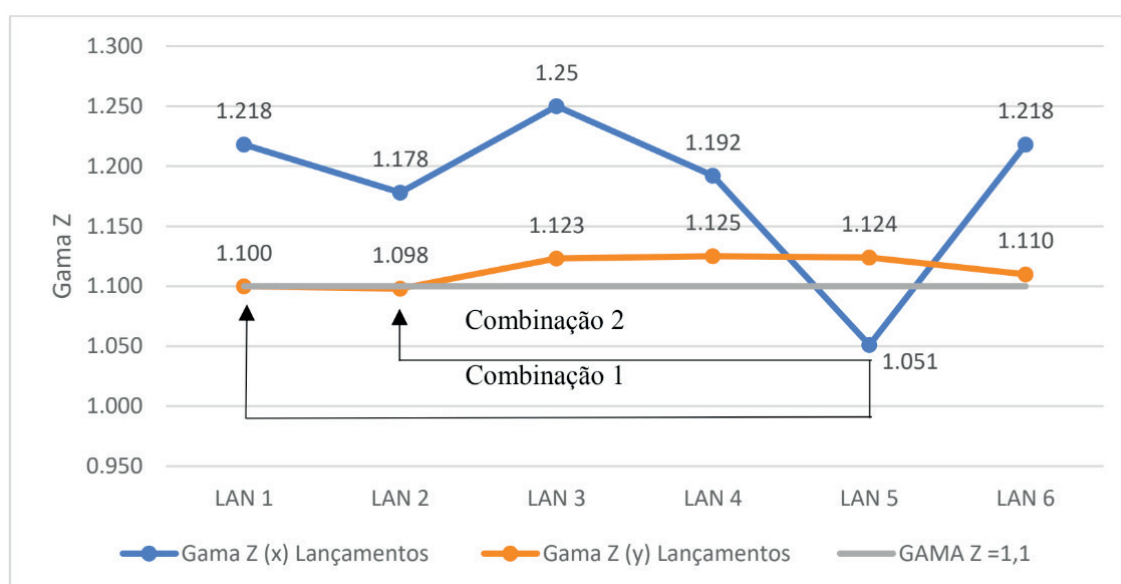


Figura 9 – Valores de Gama Z nas direções (x e y) dos seis lançamentos (AUTORES (2020))

Como apresentado anteriormente, na direção x , apenas o lançamento 5 apresentou

valores de $\gamma_z \leq 1,1$, enquanto que na direção y , têm-se os lançamentos 1 e 2. Portanto, torna-se possível a realização de duas combinações entre esses lançamentos. Sendo, a combinação 1 a sobreposição dos lançamentos 5 e 1, enquanto que a combinação 2 apresenta a junção dos lançamentos 5 e 2.

Essas combinações terão como objetivo eliminar a necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem no dimensionamento da estrutura, ou seja, para que seja classificada como de nós fixos ($\gamma_z < 1,1$).

3.2.1 Combinação 1

A configuração estrutural da combinação 1 consiste na sobreposição do lançamento 5 (implantação de núcleo rígido), com o lançamento 1 (f_{ck} dos pilares de 50MPa).

Na Tabela 15, têm-se os valores do coeficiente γ_z para a combinação 1 nas direções x e y , onde é possível observar que em ambas as direções os valores do coeficiente apresentaram reduções em ambas as direções, sendo esses valores menores ou iguais a 1,1. Logo, segundo o critério da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), para esta combinação a estrutura é classificada como de nós fixos, não sendo necessário a consideração dos efeitos de segunda ordem.

Parâmetro de Instabilidade	Lançamento modelo	Combinação 1
γ_z	Direção x	1,236
	Direção y	1,117

Tabela 15 – Parâmetro de instabilidade γ_z para a combinação 1.

Portanto, a implantação de um núcleo rígido no fosso dos elevadores e o aumento do f_{ck} dos pilares para 50MPa atenderia em termos de análise de estabilidade classificar essa estrutura como de nós fixos nas direções x e y , fazendo com que segundo o item 15.5.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014) não seja necessário a consideração dos efeitos de segunda ordem.

3.2.2 Combinação 2

Na combinação 2, tem-se a sobreposição do lançamento 5 (implantação de núcleo rígido) com o lançamento 2 (f_{ck} dos pisos de 50MPa).

Como ocorrido na combinação 1, este lançamento também apresentou resultados satisfatórios em ambas as direções x e y , uma vez que os valores do parâmetro de instabilidade (γ_z) resultaram menores que 1,1, conforme se observa na Tabela 16. Sendo assim, de acordo com o critério da norma NBR 6118 (ABNT, 2014), para esta combinação a estrutura também é classificada como de nós fixos, não sendo necessária a consideração

dos efeitos de segunda ordem.

Parâmetro de Instabilidade	Lançamento modelo	Combinação 1
Y_z	Direção x	1,236
	Direção y	1,117

Tabela 16 – Parâmetro de instabilidade Y_z para a combinação 2.

Vale salientar que seria possível realizar outras configurações estruturais com o objetivo de tornar a estrutura de nós fixos, entretanto, seria necessário realizar combinações, apresentando a sobreposição de mais de dois lançamentos como exibidos anteriormente.

Cabe destacar que as duas combinações analisadas apresentam a mesma configuração estrutural, o que difere de um lançamento para o outro é a localização onde foi considerado o aumento da resistência característica do concreto. Para a combinação 1, tem-se essa consideração nos pilares, enquanto que na combinação 2, o aumento do f_{ck} foi adotado nos pisos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**, NBR 6118. Rio de Janeiro, ABNT, 2014, 238p.

CICOLIN, L. A. B. **Estabilidade em edifícios de concreto armado com pavimentos em lajes planas**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos -SP, 2007.

FEITOSA, L. A; ALVES. E. C. **Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, Volume 8, 2015.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A.C. **Practical assessment of second order effects in tall buildings**. In: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro - RJ, 1991.

PAIXÃO, J. F. M; ALVES, E.C. **Análise de estabilidade global em edifícios altos**. Revista eletrônica de engenharia civil - REEC. Volume 13, 2016.

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA SÍLICA ATIVA NO DESEMPENHO DO CONCRETO EM SIMULAÇÃO DA AGRESSIVIDADE MARINHA

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 29/04/2020

André Luiz Louzeiro Carvalho

Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia do Maranhão
São Luís – MA

<http://lattes.cnpq.br/0241322754791498>

Luciano Carneiro Reis

Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia do Maranhão
São Luís – MA

<http://lattes.cnpq.br/5924481323285668>

Leandro Almeida Santos

Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia do Maranhão
São Luís – MA

<http://lattes.cnpq.br/9446087132790444>

Mauricio Cavalcante Cutrim Fonseca

Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia do Maranhão
São Luís – MA

<http://lattes.cnpq.br/2826555184262576>

Wesley da Cruz Gomes

Instituto Federal de Educação, Ciência e
Tecnologia do Maranhão
São Luís – MA

<http://lattes.cnpq.br/7281757092321941>

RESUMO: A atmosfera marinha é o ambiente natural de maior agressividade às estruturas de concreto devido aos complexos processos de deterioração. A utilização de materiais no concreto que melhorem sua durabilidade, a exemplo da sílica ativa, é uma linha de pesquisa promissora, entretanto, a utilização desse resíduo não é totalmente compreendida. Desse modo, o presente estudo visa analisar o comportamento do concreto com substituição parcial de cimento por sílica ativa submetido à simulação da agressividade marinha, por meio de ciclos de imersão e secagem. Para isso, foram produzidas amostras prismáticas (com barras de aço) e cilíndricas com e sem sílica ativa, utilizando teores de 4%, 8% e 10% e relações água/aglomerante de 0,40 e 0,50. Foram analisadas a resistência à compressão axial e o índice de vazios nos exemplares cilíndricos e avaliado o potencial de corrosão das armaduras das amostras prismáticas. Os resultados mostram que o teor de 4% de sílica ativa não promove melhora do desempenho do concreto quando submetido à agressividade marinha, fato este somente observado para os teores de substituição de 8 e 10%.

PALAVRAS-CHAVE: sílica ativa, agressividade marinha, resistência à compressão, potencial de corrosão, vazios.

ANALYSIS OF SILICA FUME INFLUENCE ON CONCRETE PERFORMANCE SUBJECTED TO MARINE AGGRESSIVENESS SIMULATION

ABSTRACT: The marine atmosphere is the most aggressive natural environment to concrete structures due to the complex deterioration processes. Use of alternative materials in concrete that improve its durability, such as silica fume, is a promising line of research. However, use of this residue is not totally understood. Therefore, the aim of this paper is to examine the behavior of concrete with silica fume subject to alternate wetting and drying in sodium chloride solution simulating marine aggressiveness. For this purpose, prismatic (with rebars) and cylindrical specimens with and without silica fume, using 4%, 8% and 10% contents, were made with water/binder ratios of 0,40 and 0,50. The compressive strength and voids tests were carried out in the cylindrical specimens and the corrosion potential of the prismatic specimens was evaluated. The results show that silica fume content of 4% does not improve concrete performance when subjected to marine aggressiveness, behavior only observed in the contents of 8 and 10%.

KEYWORDS: silica fume, marine aggressiveness, compressive strength, corrosion potentials, voids.

1 | INTRODUÇÃO

O desempenho das estruturas de concreto não se limita à resistência mecânica, compreende ainda a trabalhabilidade, a estética, a integridade, e, sobretudo, a durabilidade (TUTIKIAN *et al.*, 2011). A durabilidade é definida como a capacidade que a estrutura possui em resistir às influências ambientais previstas, ou seja, resistir às ações físicas e químicas, independentemente daquelas previstas no dimensionamento (ABNT, 2014).

As estruturas construídas em ambientes marinhos estão expostas a múltiplos mecanismos físicos e químicos de deterioração, tornando-os meios de alta complexidade para os estudos de durabilidade. A degradação da estrutura geralmente ocorre de modo distinto, visto que os mecanismos de ataque variam conforme o nível da maré. Mesmo aquelas que não estão em contato direto com o mar estão sujeitas à sua agressividade (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A zona entremarés é a região mais crítica de ataques, uma vez que os ciclos de molhagem e secagem possibilitam a cristalização de sais nos poros e corrosão do aço, além da presença de processos erosivos devido ao impacto das ondas e/ou partículas sólidas (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

O ataque químico da água marinha advém da grande quantidade de sais dissolvidos, cerca de 35 g/l, sendo as principais concentrações iônicas de Na⁺ e Cl⁻ (MEHTA e MONTEIRO, 2008). O ingresso dos íons cloreto no concreto, ao alcançar a armadura, na presença de água e oxigênio, causa a destruição da camada passiva, iniciando o processo corrosivo, cujos produtos tendem a ocupar volumes superiores em relação ao aço original,

gerando fissuras e, posteriormente, lascamento. Ocorre ainda redução da área de seção transversal do aço, que reduz a capacidade de carga da estrutura (NEVILLE, 2016).

Adições são materiais utilizados em conjunto com cimento, que aprimoram as propriedades do concreto através de atividade hidráulica e/ou pozolânica; enquanto um material hidráulico reage quimicamente com água para formar compostos cimentícios, as pozolanas, materiais silicosos ou silicoaluminosos finamente divididos, reagem quimicamente com o hidróxido de cálcio, na presença de umidade, para esse mesmo fim (KOSMATKA *et al.*, 2011). A sílica presente nos materiais pozolânicos deve ser amorfa, pois a estrutura cristalina apresenta baixa reatividade e, desse modo, o metacaulim, as cinzas volantes e a sílica ativa pertencem a essa classe de materiais (NEVILLE, 2016).

A sílica ativa ou microssílica é um rejeito da elaboração do silício e ligas de ferrosilício por meio do aquecimento de quartzo (fonte de sílica), carvão e pedaços de madeira em fornos a arco elétrico para remoção do oxigênio da sílica. Nesse processo, é gerado óxido de silício (SiO) em estado gasoso, que ao resfriar, condensa-se, formando dióxido de silício (SiO₂) em estado amorfo, coletado em filtros para remoção de impurezas (KOSMATKA, *et al.*, 2011).

O aprimoramento das propriedades do concreto a partir da adição da sílica ativa não se limita à sua atividade pozolânica. É observada ainda uma interação física, através do depósito das partículas extremamente finas sobre os agregados, reduzindo a porosidade na interface pasta-agregado, conhecido como efeito microfíler (NEVILLE, 2016).

Kosmatka *et al.* (2011) e Neville (2016) apontam que a sílica ativa é usualmente utilizada em teores que variam de 5 a 10% da massa do material cimentício para produção de concretos de alta resistência, enquanto a Silica Fume Association (2005) registra valores entre 4 e 15%. A adição de sílica ativa ao concreto objetiva não apenas a produção de concretos de alta resistência, mas também melhorar seu desempenho (NEVILLE, 2011).

O objetivo do presente trabalho é verificar a influência da sílica ativa nos sistemas à base de cimento quando submetidos à simulação da agressividade marinha e comparar seus resultados ao concreto sem adição, em termos de ensaios mecânicos e de durabilidade.

2 | MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

O estudo foi conduzido utilizando cimento tipo CP I 40, devido à ausência de pozolanas em sua composição, em razão da possibilidade de interferência no processo de hidratação. A sílica ativa não densificada foi doada por uma empresa de concretagem localizada em São Luís. A Tabela 1 mostra sua caracterização fornecida pelo fabricante. Como aditivo plastificante, foi utilizado o Polykem™ 805, fornecido pela Novakem.

Parâmetros físicos		Parâmetros químicos	
Densidade (g/cm ³)	2,22	Equivalente alcalino, em Na ₂ O (%)	0,7
		Perda ao fogo (%)	3,7
pH	7,9	SiO ₂ (%)	93,0
		Na ₂ O (%)	0,2
Umidade (%)	0,1	Fe ₂ O ₃ (%)	0,5
		CaO (%)	0,5
		MgO (%)	0,4
Retido 45µm (#325) (%)	3,7	Al ₂ O ₃ (%)	0,2
		K ₂ O (%)	0,9

Tabela 1 – Caracterização física e química da sílica ativa

Os agregados utilizados no estudo incluem areia natural e pedra britada, adquiridos no comércio local. As barras de aço utilizadas para o potencial de corrosão foram do tipo CA-50, com 10 mm de diâmetro e comprimento de 10 cm.

2.2 Caracterização dos materiais

A distribuição granulométrica dos agregados foi realizada de acordo com a NBR NM 248:2003, enquanto as massas específicas da areia e da brita foram definidas conforme as NM 52:2009 e NM 53:2009, respectivamente. A massa unitária no estado compactado da brita foi estimada segundo a NM 45:2006. A massa específica do cimento foi realizada segundo a NBR 16605:2017.

2.3 Programa experimental

O programa experimental foi planejado de modo analisar a influência da substituição parcial de cimento por sílica ativa (SA), em massa, no desempenho do concreto sob simulação da agressividade marinha. Três teores foram selecionados, 4%, 8% e 10%. Amostras contendo apenas cimento Portland foram produzidas como referência. Tais teores se encontram no intervalo que apresenta aprimoramentos em relação a resistência e durabilidade, conforme Kosmatka *et al.* (2011), Neville (2016) e a Silica Fume Association (2005).

Os fatores água/aglomerante (a/ag) foram definidos a partir das especificações da NBR 6118:2014, que recomenda a utilização de valor máximo de 0,45 para concretos sob agressividade marinha. Foram estabelecidos dois fatores, 0,40 e 0,50. O primeiro é inferior ao máximo sugerido, o segundo, entretanto, é superior e sua definição está pautada na tentativa do uso de uma relação acima do recomendado, reduzindo o consumo de cimento para verificar sua potencial aplicação com sílica ativa nesse ambiente.

As amostras foram nomeadas conforme esses dois parâmetros. O número fora dos

parênteses se refere ao fator água/aglomerante, enquanto o valor dentro dos parênteses é o teor de sílica. Por exemplo, a amostra 0,40(4) possui relação a/ag de 0,40 e teor de sílica de 4%.

A dosagem para definição da proporção entre os materiais foi realizada através do método ABCP/ACI, uma vez que este é fundamentado nas propriedades físicas dos constituintes do concreto. O concreto foi moldado em corpos de prova cilíndricos (10x20 cm²) e prismáticos (15x15x10 cm³) e submetidos a cura saturada por 28 dias. As barras de aço foram dispostas nas amostras prismáticas, com cobrimentos de 25 mm, 30 mm, 40 mm e 50 mm, com 2cm expostos no topo para verificação do potencial de corrosão.

De modo a padronizar o estado inicial do aço, utilizou-se do processo de limpeza química e mecânica normatizado pela ASTM G1:2017. As barras são imersas em 1 litro de solução de ácido clorídrico e água destilada, em proporção de 1:1, acrescido de 3,5 g/l de hexametileno tetramina, por 10 minutos. A próxima etapa consiste na lavagem individual em água corrente com escova de cerdas plásticas e posterior secagem com papel toalha. Os espécimes foram mantidos em estufa até o momento da moldagem. Na Figura 1 é possível comparar uma amostra nos estados inicial e final.



Figura 1 – Comparação visual entre as barras antes e após as etapas de limpeza

Como citado anteriormente, a região mais crítica do ataque pela água do mar se localiza na zona entremarés. Desse modo, após 28 dias de cura saturada, as amostras foram expostas a umidade ambiente por quatro dias e, em seguida, parcialmente imersas em solução de 5% de cloreto de sódio por três dias, constituindo um ciclo. A simulação foi realizada por 28 dias, totalizando quatro ciclos. A metodologia e concentração de NaCl utilizadas foram baseadas em estudos anteriores (LIMA, 2017; SANTOS, 2016).

2.4 Análise do desempenho do concreto

O procedimento para determinação da resistência à compressão axial foi realizado conforme orientações da NBR 5739:2015. Os corpos de prova cilíndricos foram testados nas idades de 07 e 28 dias, enquanto aqueles submetidos à ação do cloreto de sódio

foram rompidos nas idades de 49 e 56 dias. O ensaio foi realizado em tréplica, sendo a média adotada como resultado.

De modo a analisar as propriedades físicas das amostras cilíndricas, o índice de vazios foi determinado conforme a NBR 9778:2005 após 28 dias em cura. O ensaio foi realizado em réplica, sendo a média adotada como resultado.

Para avaliação da deterioração das barras de aço foi escolhido o potencial de corrosão, seguindo as orientações da norma ASTM C876:2015. O eletrodo de referência de cobre/sulfato de cobre descrito pela norma foi confeccionado pelos autores. Compreende um tubo PVC cujo interior dispõe de uma haste de cobre imersa em solução aquosa saturada de sulfato de cobre, com a extremidade inferior é encerrada por um CAP com pequenos furos para proporcionar a continuidade elétrica entre o eletrodo de referência e o aço. A conexão dos eletrodos faz surgir um fluxo de elétrons da armadura em direção ao eletrodo de referência, que, ao passar pelo voltímetro, indica uma diferença de potencial. O valor obtido apenas é considerado válido caso se apresente em uma faixa de $\pm 0,02V$ por, no mínimo, cinco minutos. Havendo variação, o concreto deve ser umedecido até que haja estabilização. O ensaio de potencial de corrosão foi realizado nas amostras prismáticas, em réplicas, para a idade de 56 dias. Na Figura 2 são mostrados os equipamentos utilizados para o ensaio. A Tabela 2 apresenta a interpretação dos resultados segundo a ASTM C876:2015.



Figura 2 – Eletrodo de referência e voltímetro utilizados no ensaio de potencial de corrosão

Valor	Interpretação
Mais positivo que -0,20V	Baixa probabilidade de corrosão ($\leq 10\%$)
No intervalo de -0,20 a -0,35V	Corrosão incerta
Mais negativo que -0,35V	Alta probabilidade de corrosão ($\geq 90\%$)

Tabela 2 – Interpretação do potencial de corrosão para eletrodo cobre/sulfato de cobre

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Caracterização dos materiais

A caracterização física dos constituintes do concreto é apresentada na Tabela 3.

A partir do módulo de finura, a areia é classificada com muito fina, de acordo com a NBR 7211:2009, característico das areias da região de São Luís, enquanto a brita é comercialmente denominada tipo 1.

Propriedade	Resultado
Massa específica do cimento	3,06 g/cm ³
Módulo de finura do agregado miúdo	1,40
Massa específica do agregado miúdo	2,66 g/cm ³
Dimensão máxima característica do agregado graúdo	19 mm
Massa específica do agregado graúdo	2,81 g/cm ³
Massa unitária no estado compactado do agregado graúdo	1650 kg/m ³

Tabela 3 – Propriedades físicas dos constituintes do concreto

3.2 Dosagem do concreto

A Tabela 4 mostra o traço unitário (cimento:areia:brita). Para cada relação a/ag, foi determinado um traço inicial, no qual o cimento foi substituído por sílica ativa nos teores determinados. Por exemplo, para um teor de 10% de sílica, a massa de aglomerante é formada por 0,90 kg de cimento e 0,10 kg de sílica. O plastificante foi utilizado somente nas misturas com relação a/ag de 0,40.

Relação água/aglomerante	Traço unitário (em massa)
0,40	1,00:0,95:2,44
0,50	1,00:1,40:3,05

Tabela 4 – Traço base obtido por meio da dosagem ABCP/ACI

3.3 Resistência à compressão axial simples

Os resultados de resistência à compressão axial simples são apresentados nas Figuras 3 e 4 para as relações água/aglomerante de 0,40 e 0,50, respectivamente, assim como seus desvios padrões.

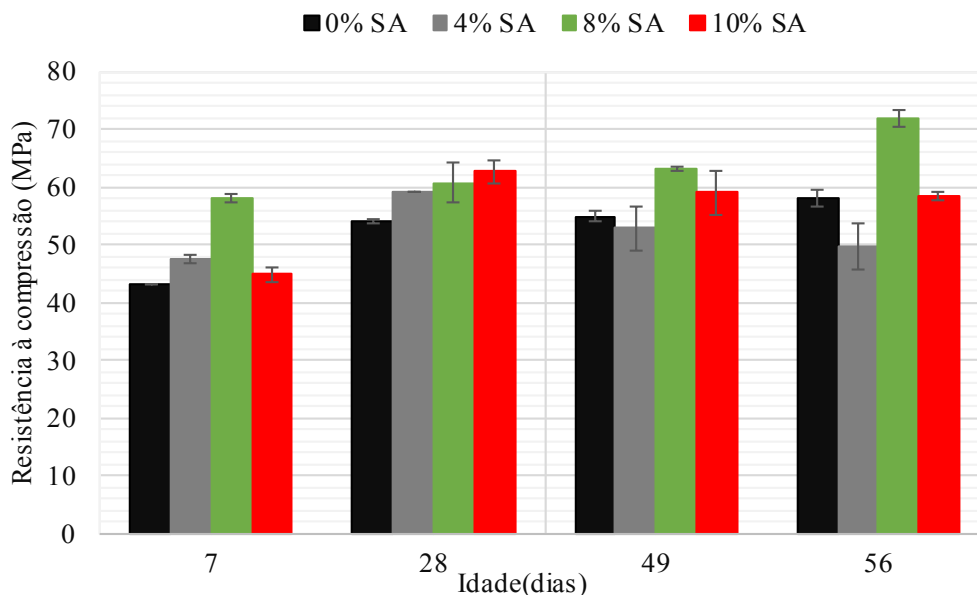


Figura 3 – Resistência à compressão axial das amostras com relação a/ag 0,40

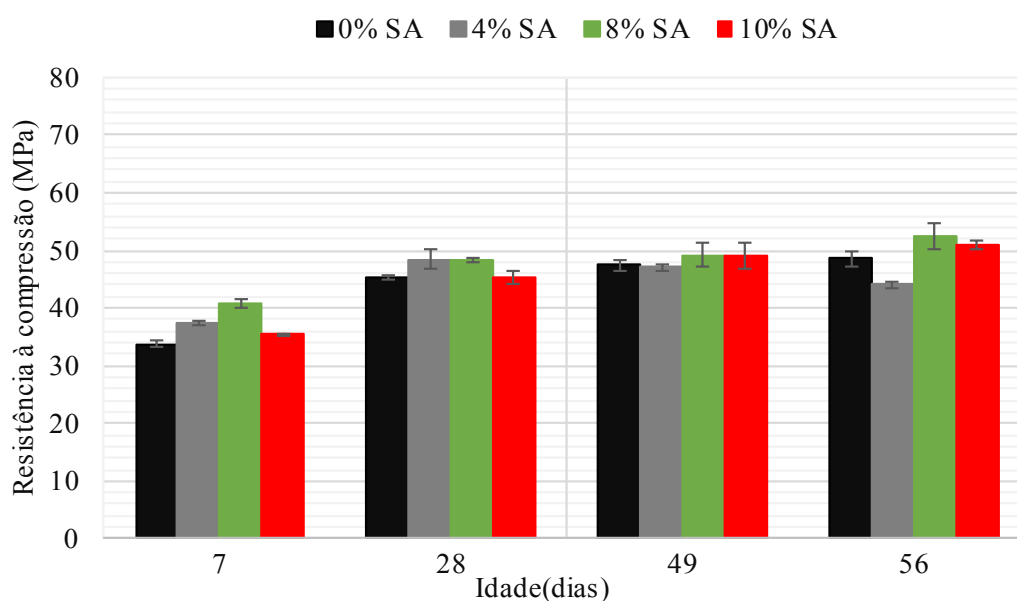


Figura 4 – Resistência à compressão axial das amostras com relação a/ag 0,50

Os resultados do período de cura saturada, referentes a 07 e 28 dias, mostram que a sílica ativa, assim como a relação água/aglomerante, exercem grande influência na resistência à compressão. Nos grupos com razão a/ag de 0,40, aos 07 dias, a maior resistência foi observada nas amostras contendo sílica, fato também observado aos 28 dias. Os teores de 8 e 10% apresentaram melhores resultados, enquanto o teor de 4% apresentou resultados bastante significativos em comparação ao concreto referência.

Esse comportamento resulta da reação pozolânica, uma reação química entre a sílica ativa, a água e o hidróxido de cálcio do cimento, para produzir silicato de cálcio hidratado (C-S-H), principal responsável pela resistência mecânica do concreto. Seu efeito é intensificado pela ação dispersante do aditivo nas partículas de cimento, permitindo um maior grau de hidratação.

Nos grupos com razão a/ag de 0,50, em relação ao período de cura saturada, as amostras com sílica ativa apresentaram comportamento semelhante ao grupo anterior aos 07 dias. No entanto, aos 28 dias, as amostras com teor de 4% exibiram melhores resultados em comparação às demais. A ausência de plastificante poderia explicar esse fato. Segundo Neville (2016), as propriedades mecânicas do concreto podem ser aprimoradas por meio da redução da relação água/cimento; no entanto, esta possui um valor limite, de modo que a hidratação possa ocorrer satisfatoriamente. Assim, quanto maior a substituição do cimento por sílica acima de 4%, menor a resistência à compressão alcançada aos 28 dias, em função da indisponibilidade de água para as reações de hidratação em virtude da não utilização do aditivo redutor de água.

Analisando o período em simulação da agressividade marinha, correspondente a 49 e 56 dias, o concreto referência exibiu ganho de resistência com o tempo nas duas relações a/ag. As amostras com teor de 4%, em ambas relações a/ag e idades, exibiram uma diminuição na resistência à compressão, indo ao encontro de Sugamoto (2007), que propõe que a penetração de cloretos no concreto é reduzida para teores entre 5 e 12 % e, conseqüentemente, eficaz na prevenção do ataque por cristalização de sal. O teor de 8%, para as duas razões a/ag, apresentou ganho de resistência, mesmo em meio agressivo. O teor de 10%, para a razão 0,40, apresentou uma pequena queda na resistência, praticamente insignificante do ponto de vista estatístico, enquanto para a razão 0,50, o concreto apresentou ganho de resistência nas duas idades.

3.4 Vazios

A Tabela 5 mostra a média dos vazios, que apresenta resultados semelhantes em ambas relações água/aglomerante. Amostras com teores de 8 e 10% de sílica ativa apresentaram redução de vazios em comparação ao concreto de referência, devido às partículas de sílica extremamente finas, que melhoram o empacotamento das partículas. Contudo, o mesmo não é observado para o teor de 4%, o que ocorre porque uma quantidade de sílica abaixo de 5% é inadequada para cobrir a superfície dos agregados (NEVILLE, 2016).

Grupo	Vazios médios (%)
0.40(0)	10,20
0.40(4)	12,78
0.40(8)	9,31
0.40(10)	9,63
0.50(0)	11,62
0.50(4)	13,23
0.50(8)	11,36
0.50(10)	11,53

Tabela 5 – Índice de vazios aos 28 dias

3.5 Potencial de corrosão

As Figuras 5 e 6 mostram, respectivamente, os resultados mais críticos das leituras para o potencial de corrosão das razões água/aglomerante 0,40 e 0,50, respectivamente, para cada cobrimento aos 56 dias. A interpretação dos resultados do potencial de corrosão anteriormente apresentada está sinalizada com linhas de cor amarela e vermelha.

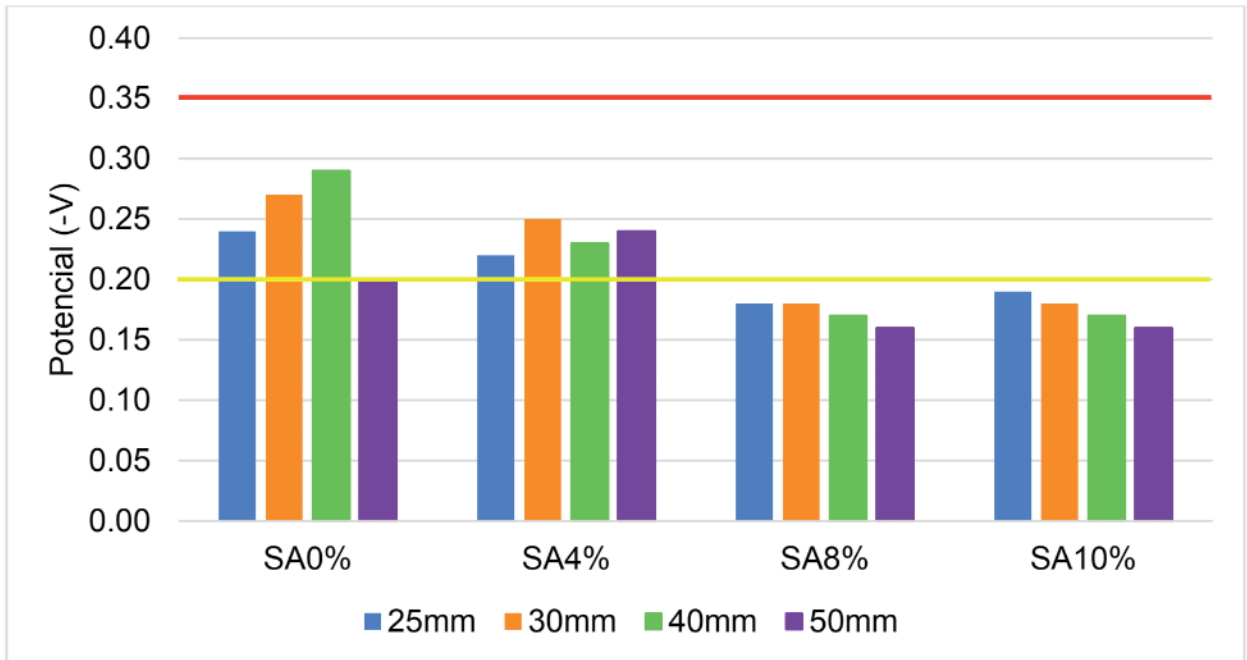


Figura 5 – Potencial de corrosão das amostras com relação a/ag 0,40

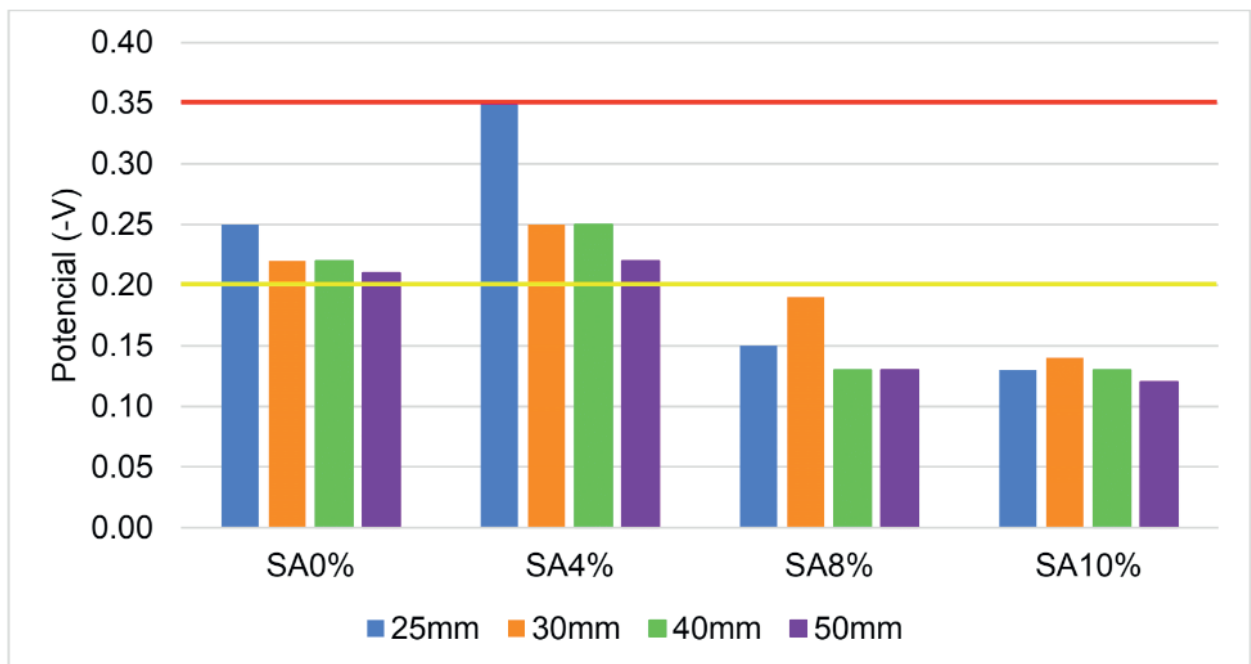


Figura 6 – Potencial de corrosão das amostras com relação a/ag 0,50

Os resultados mostram que os teores de 8 e 10%, independentemente da cobertura e relação a/ag, apresentam baixo risco de corrosão nas condições testadas. No entanto,

a análise das amostras de concreto de referência e com teor de 4% de sílica, em ambas relações a/ag, exibiram valores no intervalo de corrosão incerta, ou seja, pode ou não haver corrosão naquele momento e região analisados. Os resultados obtidos neste procedimento são favoráveis a análise dos vazios, uma vez que os grupos com maiores índices, ou seja, o concreto referência e teor de 4% de sílica apresentaram resultados menos satisfatórios.

4 | CONCLUSÕES

Os resultados obtidos mostram que, em um ambiente favorável, a utilização de sílica ativa proporciona ganho de resistência ao concreto. Esse comportamento origina-se da reação pozolânica entre a adição, a água de amassamento e o hidróxido de cálcio, que reduz a zona de transição interfacial, considerada elo fraco do sistema. Há também o efeito microfíler, um melhor empacotamento de partículas devido às dimensões microscópicas da sílica, que se torna mais proeminente a partir do seu uso simultâneo com o aditivo plastificante, devido à sua ação dispersante sobre as partículas do aglomerante.

Contudo, submeter as amostras à simulação da agressividade marinha mostrou que o simples uso de sílica ativa no concreto não melhora seu desempenho em um ambiente agressivo; para tanto, é necessário o uso de teores mínimos. Nesta pesquisa, as quantidades que apresentaram melhor eficácia foram de 8 e 10%. Somado a isso, foi possível observar a possibilidade de utilização da relação água/aglomerante de 0,50 para uma condição de agressividade apresentada pela água do mar, quando utilizado sílica ativa, valor superior ao apresentado na NBR 6118, visto que a resistência à compressão atingiu valores superiores a 40 MPa aos 28 dias, valor mínimo normatizado.

Por fim, os vazios foram notados como fator crucial para o desempenho do concreto, uma vez que a queda da resistência ocorreu em amostras com os maiores índices de vazios, que influenciou significativamente a análise do potencial de corrosão, uma vez que as amostras com vazios mais altos de cada relação água/aglomerante exibiram resultados mais propensos à corrosão.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM G1-03**: Standard practice for preparing, cleaning and evaluating corrosion test specimens. In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 2017.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C876-15**: Standard method for half cell potential of uncoated reinforcing steel in concrete. In: Annual Book of ASTM Standards. Philadelphia, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: Concreto: ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211**: Agregados para concreto: especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9778 versão corrigida de 2009**: Argamassa e concreto endurecidos: determinação absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16605**: Cimento Portland e outros materiais em pó: determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NM 45**: Agregados: determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NM 52**: Agregado miúdo: determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NM 53**: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

KOSMATKA, S. H.; KERKHOFF, B.; PANARESE, W. C.; **Design and control of concrete mixtures**. 15^a Ed. Skokie: Portland Cement Association, 2011.

LIMA, R. da Silva. **Efeito do ciclo de molhagem e secagem na resistividade elétrica superficial e na resistência à compressão do concreto**: simulação da agressividade marinha. 2017. 115 p. Monografia (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2017.

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

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2016.

SANTOS, Vito Assis Alencar dos. **Avaliação da durabilidade do concreto utilizado em postes em São Luís**. 2016. 178 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2016.

SILICA FUME ASSOCIATION. **Silica fume user's manual**. Lovettsville, 2005.

SUGAMOSTO, J. **Comparativo entre concretos produzidos com sílica ativa em pó e sílica ativa em forma de lama**. 2007. 43 f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2007.

TUTIKIAN, B.; ISAIA, Geraldo C.; HELENE, Paulo. **Concreto de alto e ultra-alto desempenho**. In: Geraldo C. Isaia. (Org.). **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1 ed. São Paulo: Ibracon, 2011, v. 2, p. 1283-1325.

ANÁLISE DE MODELOS DE CÁLCULO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS AO CISALHAMENTO COM PRFC

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 03/04/2020

Daniel Marlon Rodrigues Guedes

Universidade de Brasília

Brasília – DF

<http://lattes.cnpq.br/1163918979673482>

Ailín Fernández Pérez

Universidade de Brasília

Brasília – DF

<http://lattes.cnpq.br/9936686237666814>

Paulo Fernando Matos de Santana

Universidade de Brasília

Brasília – DF

<http://lattes.cnpq.br/7760915929378472>

Luiz Gustavo Dantas Gonçalves

Universidade de Brasília

Brasília – DF

<http://lattes.cnpq.br/1574895494456412>

Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Universidade de Brasília

Brasília – DF

<http://lattes.cnpq.br/2099550660739560>

Marcos Honorato de Oliveira

Universidade de Brasília

Brasília – DF

<http://lattes.cnpq.br/0471906852268220>

RESUMO: Polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC) são utilizados no reforço de estruturas de concreto armado por possuírem propriedades favoráveis a esse tipo de aplicação, como baixo peso específico, alta resistência à tração e por sua capacidade de aumentarem ou recuperarem a resistência de elementos estruturais de concreto. O emprego do PRFC no reforço de estruturas ao cisalhamento é ainda limitado no Brasil, em parte, devido ao custo elevado dos materiais e devido à ausência de uma normatização nacional que oriente o emprego desse tipo de reforço. Sendo assim, objetivou-se analisar metodologias de cálculo para o reforço ao cisalhamento de vigas de concreto armado com faixas de PRFC coladas externamente, com o fim de verificar quais modelos teóricos melhor representam os resultados experimentais. Foram analisadas 137 vigas de concreto armado reforçadas ao cisalhamento com PRFC, provenientes de 14 trabalhos encontrados na literatura. Foram previstos os modos e cargas de ruptura, calculados a partir de diferentes combinações entre modelos de cálculo para se determinar a resistência ao cisalhamento das vigas sem o reforço e modelos de cálculo da parcela contribuinte do reforço na resistência final. Por fim, foram realizadas análises sobre

os resultados experimentais e teóricos. Concluiu-se que as combinações entre os modelos de cálculo analisados podem ser utilizadas efetivamente para prever a capacidade resistente real de uma viga reforçada, dentro das margens de erro de cada modelo. Segundo a análise realizada, a combinação NBR 6118-Chen & Teng apresentou resultados mais próximos da segurança a um desvio padrão menor que as demais combinações.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto; Reforço; Cisalhamento; Fibra; PRFC

ANALYSIS OF CALCULATION METHODS OF RC BEAMS SHEAR-STRENGTHENED WITH CFRP

ABSTRACT: Carbon Fiber Reinforced Polymers (CFRP) are used on strengthening of reinforced concrete structures due their favorable properties to this application, like low specific weight, high tensile strength and due their capacity to increase or restore the resistance of concrete structural elements. The application of CFRP on shear strengthening of structures is still limited in Brazil, in part, due to high costs of materials and due the unavailability of a national standard that guide this use. Therefore, this research had as objective analyze methods of prediction of strengthening of reinforced concrete (RC) beams for shear with CFRP strips externally bonded, to verify which models represents better the experimental results. Were analyzed 137 RC beams shear-strengthened with CFRP, identified in 14 researches. The rupture mode and ultimate tensile were calculated with different combination between models to predict the RC beams shear resistance without strengthening and models to predict the strengthening contribution to final resistance. Finally, were analyzed the experimental e theoretical results. Was possible conclude that combination between models can be used to predict effectively the real resistance capacity of a RC beam strengthened, considering the margin of error. Through the analysis done, was verified that the combination NBR 6118-Chen & Teng shown results safer e more uniform than other combinations.

KEYWORDS: Concrete; Strengthening; Shear; Fiber; CFRP

1 | INTRODUÇÃO

As construções de concreto armado muitas vezes têm sua vida útil reduzida devido a fatores como a mudança na funcionalidade das edificações, a deterioração da estrutura com o decorrer do tempo, a ocorrência de impactos ou devido a falhas na etapa de projeto e execução, passando a edificação a um nível de desempenho inferior ao desejado, necessitando-se, assim, que seja realizado um reforço estrutural, de maneira a elevar ou recuperar a capacidade resistente das peças.

Os tipos de reforço mais utilizados são: reforço mediante adição de concreto simples ou armado, encamisamento, concreto projetado, reforço por adição de perfis metálicos, reforço por adição de chapas metálicas coladas e reforço por colagem de lâminas ou

mantas de compósitos de fibras.

O método abordado nesta pesquisa faz uso de compósitos de fibra para elevar ou recuperar a capacidade resistente das peças. Esses compósitos consistem em uma fibra de resina polimérica, conhecidos também como polímeros reforçados com fibra. A aplicação dessa técnica no Brasil, no entanto, é ainda limitada. Isso se deve, em parte, pela ausência de uma normalização nacional que oriente o seu uso.

Desta forma, este trabalho objetiva avaliar modelos de cálculo para o reforço de vigas de concreto armado ao cisalhamento com PRFC, a partir da comparação dos resultados teóricos de cada modelo com resultados experimentais. Contribuindo, cientificamente, para a difusão do uso desta técnica de reforço (GUEDES, 2018).

2 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Características do reforço com PRFC

O reforço com PRFC apresenta como vantagens propriedades inerentes à fibra, como a alta resistência à tração, baixa relaxação e imunidade à corrosão (PÉREZ, 2016). Existem três tipos fundamentais de compósito de fibra: os reforçados com fibra de vidro, com fibra de aramida e com fibra de carbono. Este trabalho se concentra no reforço ao cisalhamento com compósitos de fibra de carbono, denominados PRFC – polímero reforçado com fibra de carbono. Na Figura 1 estão exemplificados alguns usos desse tipo de reforço de vigas ao cisalhamento.



Figura 1 – Vigas Reforçadas ao Cisalhamento com PRFC.

Fonte: ZALDIGAIN, 2016)

O uso de polímeros reforçados com fibra como sistema de reforço se popularizou, principalmente, após o barateamento das matérias primas e a queda dos custos industriais (MACHADO e MACHADO, 2015).

A aplicação desta técnica em vigas para reforço ao cisalhamento pode ser classificada quanto à forma de execução em vigas, conforme mostrado na Figura 2. O primeiro tipo, envolvimento completo, é o mais efetivo (AKROUSH, 2016), porém o mais difícil de se executar, no caso de vigas, devido à presença da laje, enquanto que o reforço com

colagem de faixas nas laterais é o mais suscetível ao descolamento do PRF. Esse é um tipo de fixação que confina o elemento reforçado, então, pode ser mais efetivo ainda em peças cuja necessidade de reforço se dê principalmente por demandas de capacidade resistente do concreto, e não do aço. O reforço em “U”, por sua vez, apresenta um desempenho intermediário entre os outros dois tipos (BEBER, 2003). Os mais utilizados são os reforços do tipo em “U” e nas laterais. São encontrados também reforços do tipo “L”, que se assemelham ao do tipo em “U”, porém uma das laterais da viga não possui reforço.

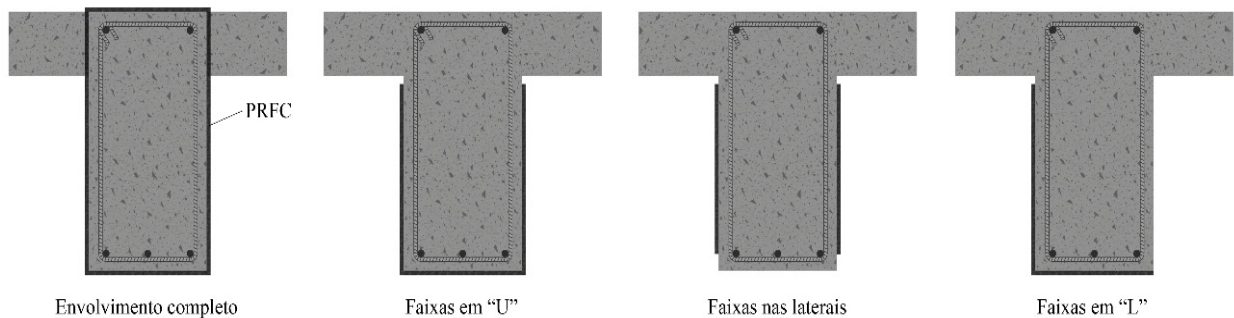


Figura 2 – Alternativas de colocação da fibra em vigas, para reforço ao cisalhamento.

Fonte: ACI, 2017

2.2 Comportamento de vigas reforçadas

Muitos estudos, realizados desde a década de 1990, tem demonstrado que vigas reforçadas ao cisalhamento rompem, principalmente, em dois modos de ruptura: ruptura por tração do PRF e descolamento do PRF dos lados da viga, dependendo de como ela foi reforçada (CHEN e TENG, 2003). Da recorrência de ruptura por descolamento, surge a importância de uma efetiva ancoragem, para que o reforço atue de forma eficiente.

Uma diferença básica entre vigas reforçadas externamente e vigas com armadura transversal convencional está no fato de que estas possuem, por meio da forma e posição dos estribos internos, uma ancoragem suficientemente garantida e, desta forma, o mecanismo de ruptura é determinado pela resistência à tração dos estribos. (SWAMY e MUKDHOPADHYAYA, 1999). Por outro lado, nas vigas reforçadas externamente, o mecanismo de ruptura está associado à eficiência da ancoragem, ou a falta dela, ao invés da resistência à tração do material de reforço, como é o caso dos estribos. (BEBER, 2003)

Como veremos adiante, a maioria dos modelos para dimensionamento de vigas reforçadas ao cisalhamento, como é o caso dos modelos analisados neste trabalho, consideram que a resistência de uma viga reforçada é dada pela soma das parcelas de contribuição do concreto, da armadura transversal e do reforço externo. Tal consideração está em concordância com uma observação importante: “O princípio geral de dimensionamento ao cisalhamento considera que o concreto comprimido fornece a

resistência primária ao cisalhamento e que, a resistência adicional ao cisalhamento deve ser fornecida através de uma armadura transversal, geralmente sob a forma de estribos internos. Alguns dos resultados de pesquisas disponíveis até o momento apontam que a mesma metodologia pode ser empregada no caso do reforço externo” (BEBER, 2003).

Segundo BEBER (2003), “quando o elemento de concreto alcança sua capacidade de resistência ao cisalhamento, um pouco antes de seu colapso, o reforço externo com PRF é alongado na direção principal das fibras em um nível que, em geral, é menor que sua deformação de ruptura”. Alguns modelos de cálculo do reforço com PRF propõem equações para estimar essa deformação específica efetiva.

Estudos experimentais demonstram que a grande maioria das vigas reforçadas com envolvimento completo rompem devido à ruptura do PRF. Embora o descolamento tenha ocorrido antes, neste caso a ruptura do PRF é que controla a resistência ao cisalhamento (CHEN e TENG, 2003). Esse comportamento em vigas reforçadas com envolvimento completo se deve à maior eficácia da ancoragem presente nesse método de colagem, levando o compósito à sua máxima capacidade de suporte. Além disso, a contribuição do PRF à resistência ao cisalhamento depende da sua configuração e orientação (BUKHARI, 2010).

Quando o descolamento ocorre, este causa a perda do confinamento das fissuras, que passam a se propagar até a ruptura final. Como o reforço permite com que a formação da primeira fissura ocorra apenas com um alto nível de carregamento, uma vez que ela é formada, ela se propaga rapidamente, causando a ruptura final, que tipicamente ocorre por descolamento (AKROUSH, 2016).

2.3 Modos de Ruptura

Rupturas por cisalhamento em estruturas de concreto armado são, naturalmente, catastróficas e repentinas e, por isso, devem ser evitadas na etapa de dimensionamento. Essa é a razão pela qual se dimensionam vigas para romperem por flexão e, então, verifica-se a resistência ao cisalhamento, uma vez que rupturas por flexão são mais dúcteis, permitindo a redistribuição de tensões e o aviso aos ocupantes da estrutura para a possibilidade de colapso. (REBEIZ, 1999) (BEBER, 2003).

Como explicitado anteriormente, vigas reforçadas ao cisalhamento com PRFC rompem, principalmente, em dois modos de ruptura: ruptura por tração do PRFC ou descolamento do PRFC dos lados da viga. Na Figura 3 são mostradas vigas que colapsaram por esses dois modos de ruptura.

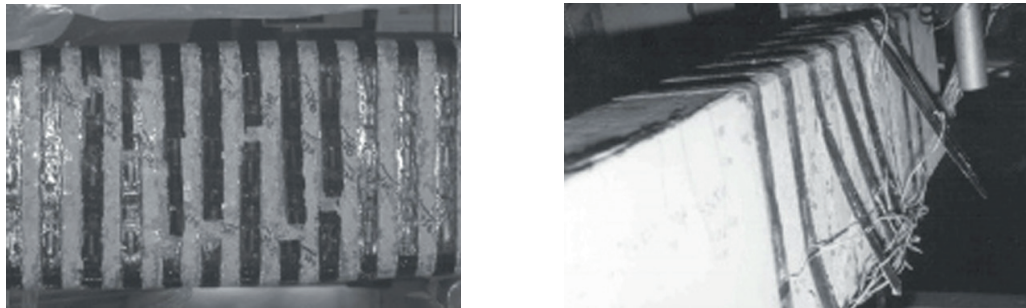


Figura 3 – Colapso de vigas por ruptura e por descolamento do PRFC.

Fonte: TENG, 2008

A ruptura do PRFC se dá devido à deformação excessiva do compósito, que em geral é tracionado pela abertura de uma fissura diagonal de cisalhamento nos lados da viga. A fibra mais tracionada, ao atingir a deformação máxima, se rompe e a ruptura do PRFC se propaga ao longo da fissura de cisalhamento, conduzindo ao colapso da viga. Descolamentos parciais podem ocorrer nesse modo de ruptura, porém o colapso da viga se deve à ruptura do reforço (CHEN e TENG, 2003).

O modo de ruptura devido ao deslocamento da fibra, na verdade, ocorre devido a uma ruptura nas interfaces PRFC-adesivo, adesivo-concreto ou mesmo no próprio concreto ou no próprio adesivo. Segundo CHEN & TENG (2003), são raros os descolamentos puramente localizados nas interfaces PRFC-adesivo, adesivo-concreto e no adesivo. Quase sempre ele ocorre no interior do substrato de concreto, a uma pequena distância da interface adesivo-concreto. É possível ainda que, quando se faz uso de mecanismos de ancoragem, a ruptura ocorra adjacente a eles, como em vigas com reforço em U, onde a ruptura se inicia por uma delaminação na junção entre a alma da viga e a laje.

Por fim, não se descarta a possibilidade de ocorrerem modos de ruptura clássicos de vigas não reforçadas. Eles podem ser de cisalhamento, devido a um sistema de reforço ineficiente, ou de flexão. Como já dito anteriormente, é desejável que, caso uma ruptura venha ocorrer em uma estrutura usual, esta venha a ser por flexão. Portanto, ao se reforçar uma viga, a sua capacidade de resistência ao cisalhamento deve, em geral, ser elevada de tal forma que o modo de ruptura a que a viga reforçada passará seja por flexão. Destaca-se que a ancoragem do PRFC tem papel fundamental na transferência de esforços para o reforço.

Os principais modos de ruptura identificados estão resumidos na Tabela 1.

Rupturas clássicas de flexão e cisalhamento	<ol style="list-style-type: none"> 1. Deformação plástica excessiva da armadura longitudinal 2. Esmagamento do concreto 3. Ruptura por tração diagonal 4. Esmagamento da diagonal comprimida de concreto
Ruptura no sistema de reforço ao cisalhamento	<ol style="list-style-type: none"> 5. Ruptura do PRFC 6. Descolamento no concreto 7. Descolamento na interface concreto-adesivo 8. Descolamento na interface adesivo-compósito 9. Descolamento no adesivo (falha na coesão da resina) 10. Falha no mecanismo de ancoragem

Tabela 1 – Modos de ruptura de vigas de concreto armado reforçadas ao cisalhamento com faixas de PRFC coladas externamente.

2.4 Modelos de Cálculo

Como métodos para dimensionamento da armadura de cisalhamento das vigas, foram escolhidas as normas ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2011) e as recomendações de Zsutty (1968). O objetivo é combinar esses métodos com cada um dos métodos de dimensionamento do reforço ao cisalhamento escolhidos: fib – Bulletin 14 (2001), ACI 440.2R-17 (2017) e as recomendações de Chen e Teng.

Os modelos de previsão da resistência ao cisalhamento de uma viga de concreto armado se baseiam na treliça de Mörsch, proposta em torno de 1900 por W. Ritter e E. Mörsch. A teoria associa o mecanismo de uma viga de concreto armado no estágio II (fissurada) com uma treliça, em que as armaduras e o concreto equilibram conjuntamente o esforço cortante. Com correções adequadas sobre a proposta inicial (CARVALHO, 2015), tem-se hoje a treliça de Mörsch como base de cálculo ao cisalhamento das principais prescrições normativas. A Figura 4 ilustra a treliça de Mörsch.

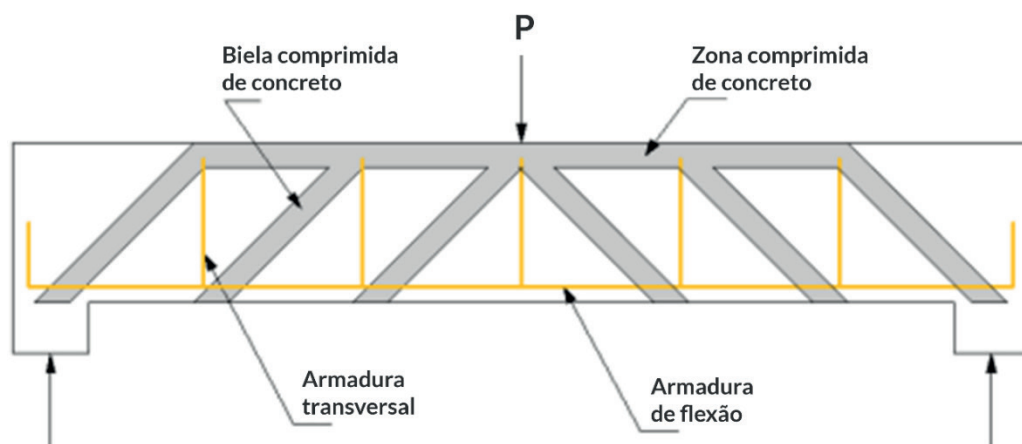


Figura 4 – Treliça de Mörsch.

Fonte: ALTOQI, 2010

2.5 Estudos Experimentais

Com o objetivo de determinar o desempenho das prescrições de cada método para o dimensionamento de vigas reforçadas ao cisalhamento com PRFC, foi montado um banco de dados com resultados experimentais encontrados na literatura. O banco consiste em 137 vigas, provenientes de 14 trabalhos, sendo 7 nacionais e 7 internacionais (NETO, 2000), (FILHO, 2001), (ARAÚJO, 2002), (ALTIN; ET AL., 2010), (MOFIDI & CHAALLAL, 2011), (BEBER, 2003), (GALVEZ, 2003), (TÄLJSTEN, 2003), (KHALIFA, AHMED; ET AL., 2000), (GALLARDO, 2002), (PELLEGRINO & MODENA, 2002), (SPAGNOLO; ET AL., 2013), (BARROS & DIAS, 2003) e (CHEN, G.M.; ET AL., 2016). Todas essas vigas foram submetidas a ensaio de flexão a quatro pontos e foram reforçadas ao cisalhamento com PRFC. Quanto às características gerais das vigas analisadas, é importante destacar o espectro dos principais parâmetros das vidas do banco de dados, tais como o vão das vigas (0,90 m a 4,00 m), a largura (12 cm a 20 cm), a altura (15 cm a 50 cm), a resistência do concreto à compressão (22,5 MPa a 101,86 MPa), a resistência do aço dos estribos e a presença ou não deles (máximo de 799,2 MPa). Na Figura 5a está representada a vista longitudinal de uma dessas vigas. A parte direita da representação mostra o interior da viga juntamente com os estribos, enquanto que a parte esquerda mostra a superfície da viga com o PRFC colado externamente. Na Figura 5b está representada a vista da seção transversal interior da viga.

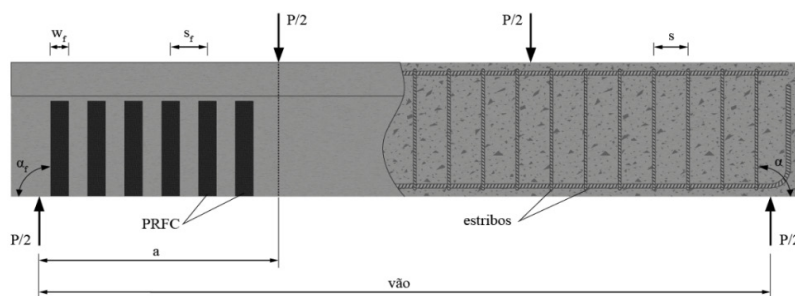


Figura 5a – Vista longitudinal da viga.

Fonte: autor

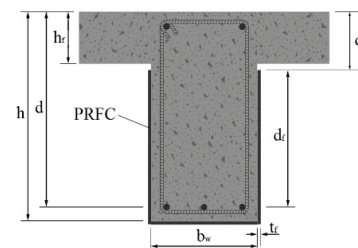


Figura 5b – Vista da seção transversal da viga.

Fonte: autor

3 | METODOLOGIA

Os modelos de cálculo assumem que a resistência total de uma viga reforçada é dada, em geral, pela soma das parcelas de resistência providas pelo concreto (V_c), pela armadura transversal (V_{sw}) e pelo reforço (V_f). As disposições normativas foram utilizadas para calcular a parcela $V_c + V_{sw}$, enquanto que os três modelos de cálculo do reforço foram utilizados para o cálculo de V_f .

Foi realizada a combinação de cada um dos três modelos usados para o

dimensionamento de vigas ao cisalhamento com cada um dos três modelos de cálculo do reforço, resultando, portanto, em 9 combinações que resultaram em diferentes valores da resistência total prevista de vigas reforçadas.

Para determinar as combinações que melhor representam os resultados experimentais, foi realizada uma análise estatística. Fundamentalmente, foi feita a análise da relação entre a capacidade resistente teórica com a capacidade resistente experimental: V_{exp}/V_{teo} . As combinações que melhor aproximam essa razão com a unidade, melhor representam os resultados experimentais.

Outra análise realizada foi o critério de COLLINS (2001), adaptado por MORAES (2013), o Demerit Points Classification – DPC, por meio do qual a relação V_{exp}/V_{teo} de cada viga é classificada em faixas que vão de “extremamente perigoso” a “extremamente conservador”, além disso, cada uma dessas faixas possuem um escore de penalidade. A penalidade total do modelo de cálculo analisado é definida, então, pela soma do produto entre a relação V_{exp}/V_{teo} e o escore de classificação da viga. Uma penalidade maior significa não apenas que o método é perigoso, mas pode significar também que há muito conservadorismo, e pouca aproximação com a situação real observada. Na Tabela 2 estão expostas as faixas e escores correspondentes do DPC.

	Classificação	Escore de Penalidade
$V_{exp}/V_{teo} < 0,50$	Extremamente Perigoso	10
$0,50 \leq V_{exp}/V_{teo} < 0,65$	Perigoso	5
$0,65 \leq V_{exp}/V_{teo} < 0,85$	Baixa Segurança	2
$0,85 \leq V_{exp}/V_{teo} < 1,30$	Segurança Adequada	0
$1,30 \leq V_{exp}/V_{teo} < 2,00$	Conservador	1
$2,00 \leq V_{exp}/V_{teo}$	Extremamente Conservador	2

Tabela 2 – Critério de COLLINS (2011), adaptado por MORAES (2013) - Demerit Point Classification – DPC.

4 | RESULTADOS E ANÁLISE

O gráfico da Figura 6 nos mostra os métodos de colagem que compõem cada um dos trabalhos, bem como a resistência média experimental das vigas de cada método e trabalho.

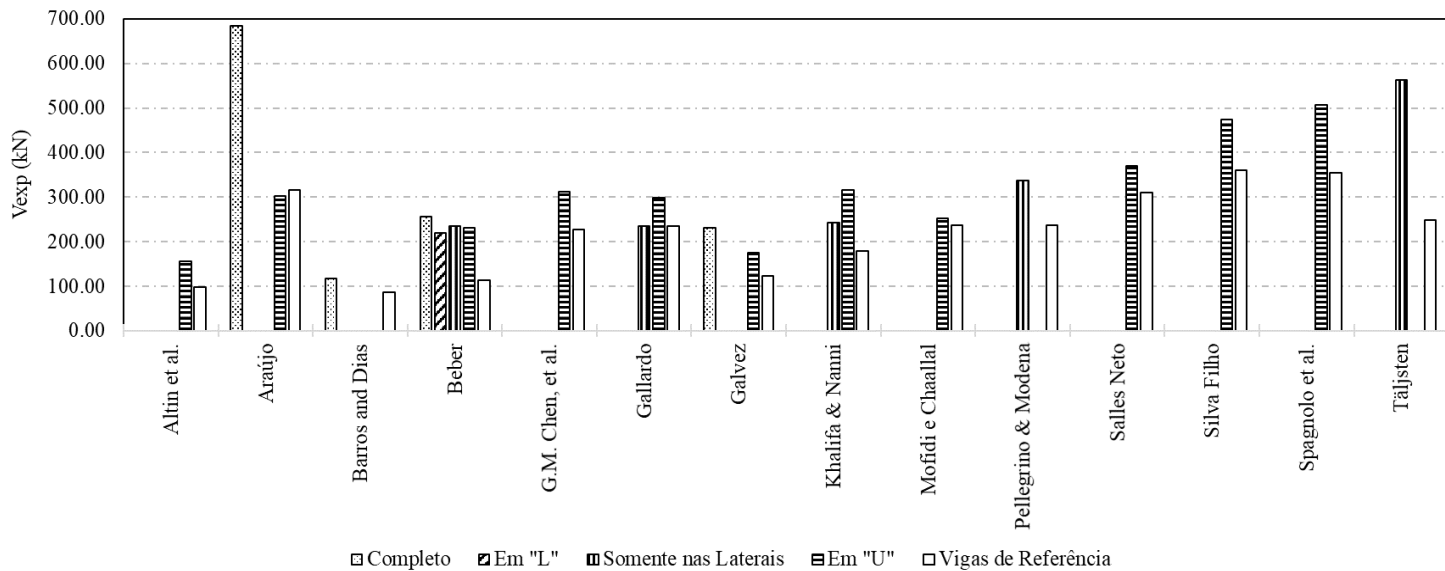


Figura 6 – Carga Experimental de Ruptura x Método de Colagem do PRFC.

Fonte: autor

Os resultados da análise estatística das combinações realizadas estão expostos na Tabela 3, onde estão dispostos a média, o desvio padrão, o coeficiente de variação e a porcentagem de resultados contra a segurança – que possuem relação V_{exp}/V_{teo} menor que a unidade.

Cálculo de V_c e V_{sw}	Cálculo de V_{prfc}	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de Variação	Resultados Contra a Segurança
NBR 6118	ACI 440	1.13	0.28	24.8%	37.8%
	FIB	1.01	0.23	22.4%	55.1%
	Chen & Teng	1.17	0.23	19.3%	24.5%
ACI 318	ACI 440	1.23	0.32	26.1%	25.5%
	FIB	1.09	0.25	23.3%	39.8%
	Chen & Teng	1.28	0.25	19.7%	14.3%
Zsutty	ACI 440	1.02	0.24	23.1%	53.1%
	FIB	0.92	0.20	21.5%	63.3%
	Chen & Teng	1.06	0.21	19.5%	37.8%

Tabela 3 – Análise estatística das vigas reforçadas ao cisalhamento com PRFC.

A tabela nos mostra que a combinação ACI 318-Chen & Teng possui a maior média e a menor quantidade de resultados contra a segurança, entretanto, nota-se que ela apresenta um desvio padrão mais elevado que outras cinco combinações e, além disso, aparente ter um conservadorismo em nível excessivo.

O menor desvio padrão foi verificado na combinação Zsutty-FIB, no entanto, a quantidade de resultados contra a segurança foi a mais alta, alcançando quase 50% de todas as vigas analisadas. Verifica-se que combinando Zsutty com Chen & Teng o

desvio padrão ainda se mantém, relativamente, baixo, mas neste caso uma redução nos resultados contra a segurança.

Analisando os resultados das combinações da NBR 6118, verifica-se que os melhores resultados foram obtidos a partir da combinação com Chen & Teng, verificando-se, para este caso, uma média acima da unidade, mas não tão conservadora quando aquela resultante da combinação com o ACI 318, e o segundo mais baixo desvio padrão, além de uma quantidade, relativamente, pequena de resultados contra a segurança.

Na Figura 7 estão distribuídos os resultados de cada viga, considerando cada combinação de cálculo, separados por modelo de cálculo do cisalhamento. Verifica-se nos três gráficos que as combinações que melhor favorecem a segurança se dão por meio da combinação dos modelos de cálculo do cisalhamento com Chen & Teng, que ainda apresenta nos três gráficos o melhor ajustamento à tendência linear, o que é observado pelo valor de R^2 mais próximo da unidade. Isso significa uma menor dispersão dos resultados em torno da regressão linear.

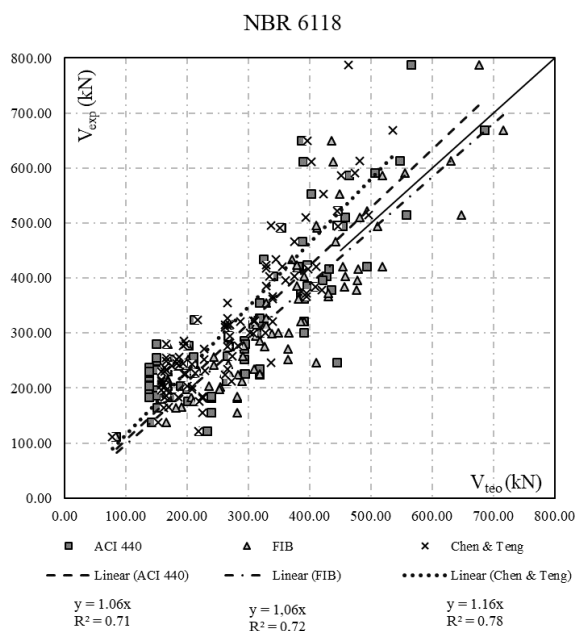


Figura 7a – Distribuição de resultados das combinações a partir da NBR 6118.

Fonte: autor

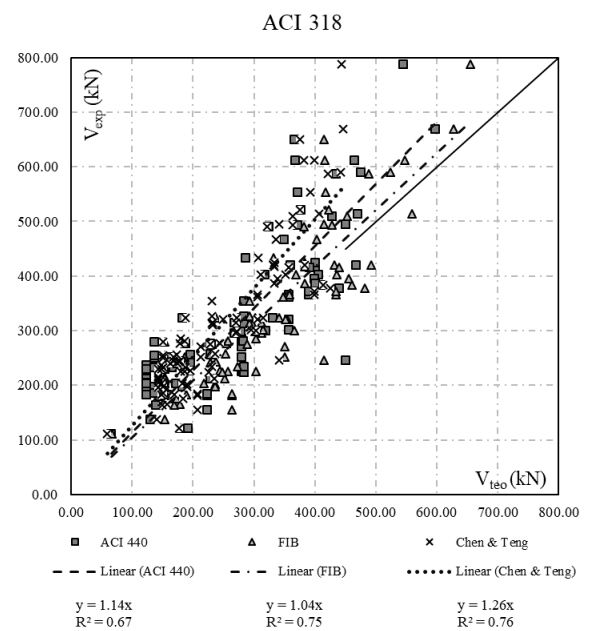


Figura 7b – Distribuição de resultados das combinações a partir do ACI 318.

Fonte: autor

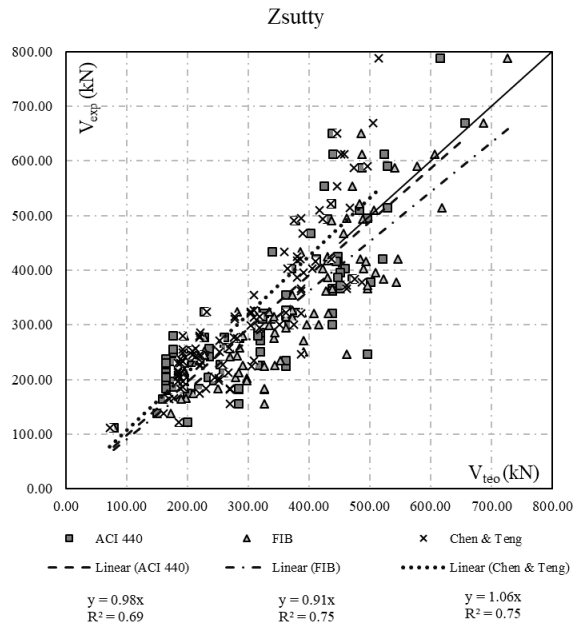


Figura 7c – Distribuição de resultados das combinações a partir de Zsutty.

Fonte: autor

Ainda na parte de análise estatística, foi realizado um gráfico de diagrama de caixa que expressa a variabilidade de V_{exp} / V_{teo} para as 9 combinações de cálculo, conforme Figura 8.

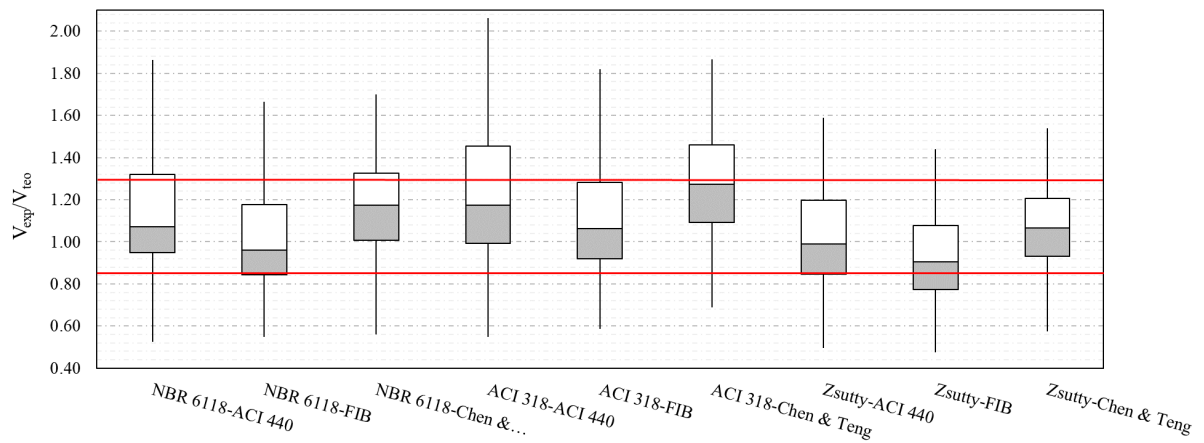


Figura 8 – Diagrama de Caixa de V_{exp}/V_{teo} por Combinação de Cálculo.

Fonte: autor

O diagrama de caixa, mostrado na Figura 8, divide os resultados de cada combinação em quatro quartis. A caixa central representa o segundo e terceiro quartis, e a linha que divide essa caixa central em duas partes distintas representa a média dos resultados calculados. As linhas horizontais vermelhas representam os limites inferior e superior da faixa considerada de segurança apropriada pelo Critério de COLLINS (2001), adaptado por MORAES (2013), que são iguais a, respectivamente, 0,85 e 1,30.

É notável que as combinações realizadas a partir do ACI 318 geraram resultados mais conservadores, nos quais o terceiro quartil extrapolou o limite superior do Critério de COLLINS (2001), adaptado por MORAES (2013), e a média dos resultados esteve acima da unidade.

Analisando as outras combinações, nota-se que a combinação NBR 6118-FIB, Zsutty-ACI 440 e Zsutty-Chen & Teng o segundo e terceiro quartil dentro dos limites do Critério de COLLINS (2001), adaptado por MORAES (2013), mas a média de resultado da combinação Zsutty-ACI 440 esteve ligeiramente abaixo da unidade. Quanto à combinação Zsutty-Chen & Teng, essa apresentou uma menor dispersão dos quartis centrais em relação à outras, e ainda apresentou média acima da unidade.

Os resultados da análise pelo critério de COLLINS (2001), adaptado por MORAES (2013), para cada combinação estão expostos na Figura 9. Por meio dela, verifica-se que as menores penalidades são aplicadas às combinações: NBR 6118-Chen & Teng e Zsutty-Chen & Teng.

É importante, no entanto, verificar a distribuição de penalidade em cada combinação, uma vez que o método penaliza não apenas valores cuja relação V_{exp}/V_{teo} esteja abaixo da unidade. Essa distribuição de resultados está exposta na Figura 10. Por meio dela pode-se verificar que, no geral, as combinações a partir do ACI 318 geram poucos resultados abaixo da segurança apropriada, no entanto, há muitos resultados conservadores, como constatado pelo diagrama de caixa.

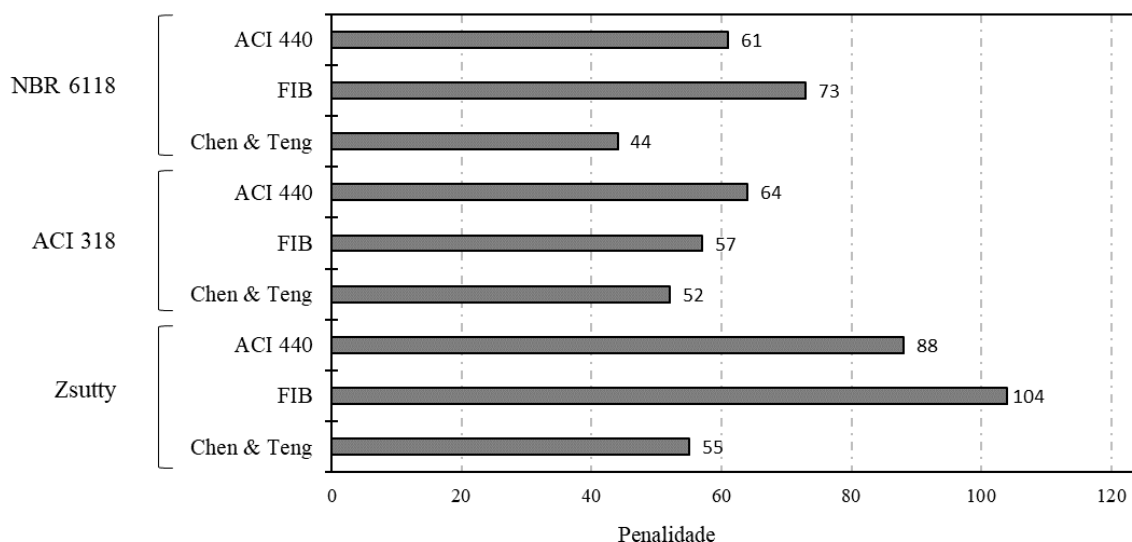


Figura 9 – Penalidade de COLLINS (2001), adaptado por MORAES (2013), aplicada em cada combinação.

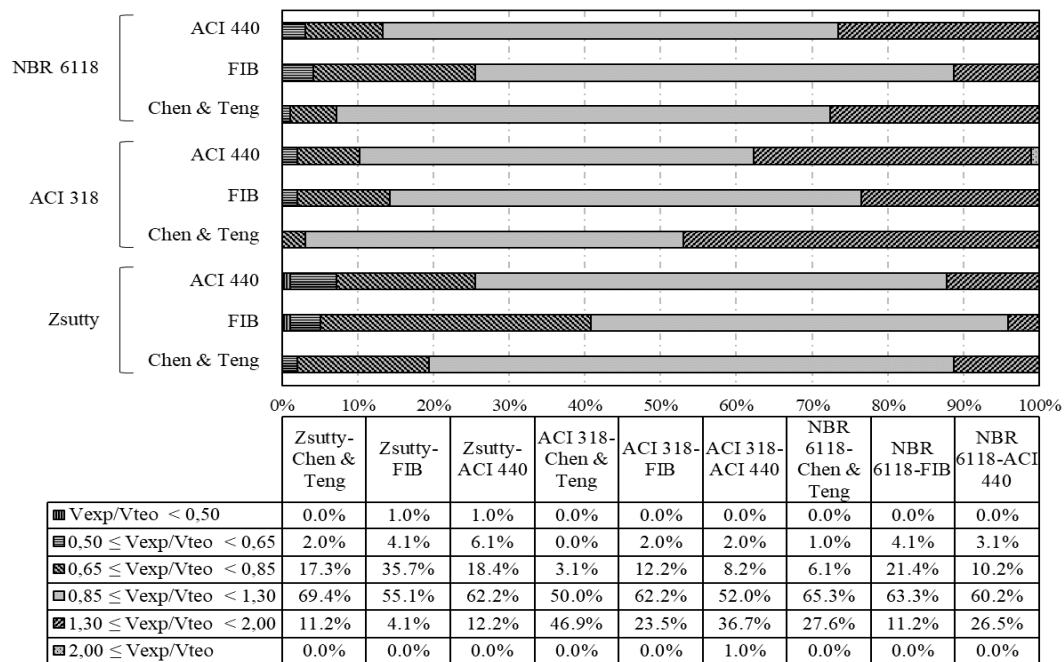


Figura 10 – Distribuição das vigas segundo o critério de COLLINS (2001), adaptado por MORAES (2013).

Verifica-se que a ABNT NBR 6118 (2014) apresenta menos conservadorismo que o ACI 318 (2011) e, também, uma distribuição melhor, como se pode verificar na combinação entre a NBR 6118-Chen & Teng, que não apresentou nenhum resultado na faixa “Extremamente Perigoso”, e apresentou apenas 1,0% de resultados na faixa “Perigoso” e 6,1% na faixa “Baixa Segurança”.

A partir de Zsutty começa a se observar uma maior quantidade de resultados abaixo da faixa de “segurança apropriada”, quando combinado com o ACI 440 e o FIB. No entanto, a combinação Zsutty-Chen & Teng não apresentou nenhum resultado na faixa “Extremamente Perigoso”, e apenas 1,0% de resultados na faixa “Perigoso”, mas 18,4% na faixa “Baixa Segurança”.

5 | CONCLUSÕES

Por meio dos resultados obtidos neste trabalho, pode-se concluir que as combinações entre os modelos de cálculo da parcela de resistência ao cisalhamento provida pelo concreto e armadura transversal e os modelos de cálculo da resistência provida pelo reforço com PRFC podem ser utilizados efetivamente para prever a capacidade resistente real de uma viga reforçada, dentro das margens de erro de cada modelo.

Foi possível observar que o ACI 318 é mais conservador na previsão da capacidade resistente ao cisalhamento provida pelo concreto e aço, em relação à NBR 6118 e ao modelo de Zsutty, sendo este o menos conservador. Quanto aos modelos de previsão da

capacidade resistente provida pelo reforço, o modelo do FIB apresentou os resultados menos conservadores, enquanto o modelo de Chen & Teng foi o mais conservador. O modelo do ACI 440.2R apresentou resultados intermediários.

Combinando modelos, os melhores resultados observados foram resultantes das combinações NBR 6118-Chen & Teng e Zsutty-Chen & Teng, por terem aproximado os resultados experimentais da previsão teórica com maior acurácia e, além disso, terem apresentado mais resultados a favor da segurança sem, no entanto, apresentarem tanto conservadorismo quanto as combinações obtidas a partir do ACI 318.

A combinação Zsutty-Chen & Teng apresentou mais resultados contra a segurança que a combinação NBR 6118-Chen & Teng, que por sua vez apresentou melhores resultados em relação às outras combinações, considerando os parâmetros e aspectos aqui avaliados e pontuados. Cabe ressaltar que a combinação Chen & Teng apresentou bons resultados em todas as combinações. Isso resulta de uma série de fatores que são levados em consideração neste modelo de cálculo do reforço.

REFERÊNCIAS

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

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318M-11 - Building Code Requirements for Structural Concrete**. Farmington Hills, MI. 2011.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 440.2R-17 - Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures**. Farmington Hills, MI. 2017.

AKROUSH, E. A. **CFRP shear strengthening of reinforced concrete beams in zones of combined shear and normal stresses**, 2016.

ALTIN; et al. **Journal of Reinforced Plastics and Composites**, v. 29, n. 19/2010, 2010.

ALTOQI, 2010. Disponível em: <http://faq.altoqi.com.br/content/268/653/pt-br/dimensionamento-de-vigas-ao-cisalhamento-_nbr-6118_2007.html>.

ARAÚJO, A. S. D. **Reforço ao cisalhamento de vigas T de concreto armado com fibra de carbono com dois tipos de ancoragem**. Brasília: Universidade de Brasília, 2002.

BARROS & DIAS. **Shear strengthening of reinforced concrete beams with laminate strips of CFRP**, 2003.

BEBER, A. J. **Comportamento Estrutural de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Compósitos de Fibra de Carbono**. Tese de Doutorado em Engenharia. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

BUKHARI, E. A. **Shear strengthening of reinforced concrete beams with CFRP**, 2010.

CARVALHO, E. A. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. 4ª. ed. São Carlos, 2015.

- CHEN, G.M.; et al. **T-section RC beams shear-strengthened with anchored CFRP U-strips**. Composite Structures, 2016.
- CHEN, J. F.; TENG, J. G. **Shear capacity of FRP-strengthened RC beams - FRP rupture**. Construction and Building Materials, 2003.
- CHEN, J. F.; TENG, J. G. **Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding**. Construction and Building Materials, 2003.
- COLLINS, M. P. **Evaluation of shear design procedures for concrete structures**. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design., 2001.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON - FIB. **fib-Bulletin 14: Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures** - Technical Report. 2001.
- FILHO, J. N. D. S. **Vigas T em concreto armado reforçadas ao cisalhamento com compósito de fibra de carbono**. Brasília: Universidade de Brasília, 2001.
- GALLARDO, G. D. O. **Reforço ao esforço cortante em vigas de concreto aplicando-se folhas flexíveis de fibra de carbono pré-impregnadas**. Campinas: Universidade Estadual de Campinas, 2002.
- GALVEZ, L. E. M. **Reforço estrutural à força cortante em vigas de concreto armado por meio de colagem externa de mantas flexíveis de fibras de carbono (PRFC)**. Campinas: Universidade Estadual de Campinas, 2003.
- GUEDES, D. M. R. **Análise de Modelos de Cálculo de Vigas de Concreto Armado Reforçadas ao Cisalhamento com PRFC**. 2018. Monografia de projeto final (Bacharelado em Engenharia Civil) - Graduação, Universidade de Brasília, 2018.
- KHALIFA, AHMED; ET AL. **Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites**. Cement & Concrete Composites, 2000.
- KHALIFA, E. A. **Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members**, 1998.
- LOTURCO, B. **Téchne Pini**, 2017. Disponível em: <<https://techne.pini.com.br/2017/05/saiba-tudo-sobre-reforco-estrutural-com-fibra-de-carbono/>>.
- MACHADO, A. D. P.; MACHADO, B. A. **Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Sistemas Compostos FRP - Teoria & Prática**, PINI. 2015.
- MENDOÇA, P. D. T. R. **Materiais Compostos e Estruturas–Sanduíche: Projeto e Análise**. Barueri, São Paulo: Manole, 2005.
- MOFIDI & CHAALLAL. **Shear strengthening of RC beams with externally bonded FRP composites effect of strip-width-to-strip-spacing ratio**. Journal of Composites for Construction - ASCE, 2011.
- MOLINA, J. L. **Refuerzo a flexión de vigas de hormigón mediante polímeros reforzados con fibra de carbono**. Universitat Politècnica de València, Escola Tècnica Superior de Gestió en l'Edificació , Valencia, 2013.
- MORAES NETO, B. N. **Comportamento à punção de lajes lisas em concreto reforçado com fibras de aço sob carregamento simétrico**. Brasília: Universidade de Brasília, 2013.
- NETO, M. S. **Comportamento ao cisalhamento de vigas “T” de concreto armado reforçadas com compósito de fibra de carbono**. Brasília: Universidade de Brasília, 2000.

PELLEGRINO & MODENA. **Fiber reinforced polymer shear strengthening of reinforced concrete beams with transverse steel reinforcement.** *Journal of Composites for Construction*, 2002.

PÉREZ, A. F. **Reforço de vigas ao cisalhamento com compósito de fibra de carbono (PRFC).** 2016.

REBEIZ, K. S. **Shear strength prediction for concrete members.** *Journal of Structural Engineering*, v. 125, n. 3, 1999.

REFORCO DE ESTRUTURAS, 2016. Disponível em: <www.reforcodeestruturas.com.br>.

SHACKELFORD, J. F. **Ciência dos Materiais.** 6^a. ed. São Paulo: PEARSON, 2008.

SPAGNOLO; ET AL. **Vigas T de concreto armado reforçadas à força cortante com compósito de fibras de carbono,** v. 6, 2013. ISSN 1.

SWAMY, R. N.; MUKDHOPADHYAYA, P. **Debonding of carbon-fibre-reinforced polymer plate from concrete beams.** 1999.

TÄLJSTEN, B. **Strengthening concrete beams for shear with CFRP sheets.** *Construction and Building Materials*, 2003.

TENG, C. A. **Shear strengthening of reinforced concrete (RC) beams with fibre-reinforced polymer (FRP) composites,** 2008.

ZALDIGAIN, 2016. Disponível em: <www.zaldigain.com>.

ZSUTTY, T. C. **Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data,** 1968.

VIAPOL, 2016. Disponível em: <www.viapol.com.br>.

ANÁLISE DINÂMICA NA FLAMBAGEM DE UMA COLUNA ESBELTA DE CONCRETO ARMADO COM CRITÉRIOS DA NBR 6118/14

Data de aceite: 01/06/2020

Alexandre de Macêdo Wahrhaftig

Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica, Departamento de Construção e Estruturas,
alixa@ufba.br,

<http://lattes.cnpq.br/7971716903240686>, ORCID:
<http://orcid.org/0000-0002-7144-1917>

Kaique Moreira Matos Magalhães

Universidade Federal da Bahia, Escola Politécnica, Departamento de Construção e Estruturas,
kaique.magalhaes@ufba.br,

<http://lattes.cnpq.br/2970969792768557>, ORCID:
<http://orcid.org/0000-0002-7898-4711>

RESUMO: Avaliou-se, analiticamente, a força crítica de flambagem de uma estrutura real, esbelta, de concreto armado, com variações de geometria ao longo do seu comprimento. Todos os elementos da dinâmica estrutural presentes na análise foram levados em consideração, inclusive o seu peso próprio. As imperfeições construtivas e/ou efeitos de segunda ordem foram linearizadas por meio da parcela negativa da rigidez geométrica, a não linearidade física do concreto foi considerada por meio da redução do produto de rigidez à flexão e o comportamento viscoelástico do concreto foi levado em conta

pelos critérios da fluência da NBR 6118 (ABNT, 2014). Na modelagem matemática utilizou-se um conjunto de molas distribuídas ao longo do comprimento da fundação para representar a ação do solo sobre a estrutura. A força crítica de flambagem foi, então, dinamicamente definida para diferentes instantes ao longo do tempo. Foram encontradas reduções de 70% para o módulo de elasticidade e de 59% para a força crítica de flambagem, em análises realizadas entre zero e quatro mil dias.

PALAVRAS-CHAVE: Força crítica de flambagem, Solução analítica, Fluência, NBR 6118/2014.

DYNAMIC ANALYSIS ON THE BUCKLING OF A REINFORCED CONCRETE COLUMN WITH NBR 6118/14 CRITERIA

ABSTRACT: The critical buckling force of an actual, slender, reinforced concrete structure with variations in geometry along its length was analytically evaluated. All elements of structural dynamics present in the analysis were taken into account, including their own weight. The structural imperfections and/or second order effects were linearized by the negative part of the geometric stiffness. The physical nonlinearity of the concrete was also considered in terms

of reducing the flexural stiffness, and the viscoelastic behavior of concrete was accounted according to the creep criteria of the NBR 6118 (ABNT, 2014). In the mathematical modeling, the ground was modeled as a set of distributed springs along the foundation length. Then, the critical buckling load was dynamically defined to different instants along the time. Reductions of 70% in the modulus of elasticity, and of 59% in the critical buckling load, in analyzes performed between zero and four thousand days, were found.

KEYWORDS: Critical buckling load, Analytical solution, Creep, NBR 6118/2014.

1 | INTRODUÇÃO

De acordo com AWREJCEWICZ (2015) uma coluna representa um elemento estrutural contínuo submetido a forças de compressão axial cujas vibrações são governadas por equações diferenciais parciais (EDP) não lineares. A avaliação da capacidade resistente de uma coluna pode ser realizada de diferentes maneiras. Para elementos esbeltos analisa-se o limite de carregamento pela chamada força crítica de Euler e não apenas por sua capacidade em suportar tensões (UZNY, 2011). Isso quer dizer que uma coluna esbelta atinge o seu Estado Limite Último (ELU), definido pela perda de sua estabilidade, sem haver mesmo alcançado o esgotamento resistente de suas seções transversais, configurado, esse, quer seja por um estado de plastificação ou de ruína propriamente dita.

O primeiro a investigar a força crítica de flambagem foi Euler em 1774, definindo formulações baseadas na Estática, que teve seus estudos complementados por GREENHILL em 1881, que incluiu o peso próprio da coluna. De acordo com TIMOSHENKO (1961) a flambagem de Euler ocorre ainda dentro da região de comportamento elástico do material, sendo definida como o fenômeno em que um elemento estrutural perde o equilíbrio, ou é fletido, sob a ação de uma força axial compressiva suficientemente grande para tirá-lo de sua configuração reta inicial, sendo esse, talvez, o mais conhecido critério de verificação da segurança de uma coluna esbelta. Uma coluna esbelta de concreto armado se caracteriza como um sistema contínuo, submetido a forças axiais de compressão que incluem o seu peso próprio. Esse sistema, do ponto de vista da dinâmica estrutural, pode ser associado a um sistema análogo contendo um único grau de liberdade. Desta forma, o primeiro modo de vibração fica restrito a uma configuração previamente estabelecida mediante uma função matemática que descreve o movimento vibratório e as propriedades dinâmicas de interesse podem ser expressas em função da coordenada generalizada, previa e adequadamente definida na geometria do sistema. RAYLEIGH (1877) aplicou esse conceito ao estudo da vibração de sistemas prismáticos, estabelecendo uma função de forma válida em todo o domínio do problema.

Para casos reais, onde as propriedades dos elementos estruturais variam ao longo do seu comprimento, a formulação desenvolvida para o cálculo das rigidezes e massas devem ser resolvidas observando-se os intervalos definidos na geometria do

sistema. Nesses casos, as integrais obtidas usando o método de RAYLEIGH devem ser resolvidas dentro dos limites estabelecidos para cada segmento, ou seja, as propriedades generalizadas devem ser calculadas para cada segmento da estrutura, conforme definido por sua geometria e somadas ao final.

Esse procedimento deve ser aplicado tanto para o cálculo da frequência quanto para a determinação da força crítica de flambagem, devendo, essa análise, levar em conta todas as parcelas da rigidez estrutural, a saber: a rigidez convencional, que depende do comportamento do material quanto à elasticidade, viscoelasticidade ou mesmo plasticidade; a rigidez geométrica, dependente da força normal atuante na estrutura, e que deve incluir o seu peso próprio (WAHRHAFTIG, 2013a, 2013b, 2016c, 2016d, 2017e); assim como a contribuição do solo, dada pela interação solo-estrutura. É importante destacar que a interação solo-estrutura tem sido uma questão importante no estudo do movimento vibratório de estruturas reais, devido ao fato de que essa interação pode influenciar significativamente no comportamento de um problema de natureza dinâmica (ZUO, 2018).

A estrutura selecionada para este estudo foi um poste esbelto de concreto armado (CA) com 46 metros de comprimento e de geometria variável, para o qual a força crítica de flambagem foi dinamicamente definida. Incluiu-se, para tanto, os efeitos da fluência e da fissuração do concreto, conforme previsões normativas presentes na NBR 6118 (2014), da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), além da não-linearidade geométrica, que foi resolvida por meio da parcela da rigidez geométrica.

2 | DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura analisada no presente estudo é um poste esbelto, real, de concreto armado com geometria variável, que tem 46 m de altura, incluindo a superestrutura com 40 m, de seção circular vazada, e a fundação, do tipo tubulão; com base contando com um diâmetro de 140 cm e comprimento de 20 cm, e fuste com diâmetro de 80 cm e comprimento de 580 cm. Seu índice de esbeltez é da ordem de 400. Os módulos de elasticidade para a superestrutura e para a fundação foram calculados conforme a NBR 6118/14 (ABNT, 2014) para resistências características à compressão de 45 MPa e 20 MPa, respectivamente. Um conjunto de antenas e plataforma são, normalmente, instaladas no topo da estrutura para transmissão do sinal de rádio, configurando uma massa concentrada aplicada na extremidade livre da coluna, cuja determinação do valor limite foi a razão da presente investigação. Cabos, escada e guarda-corpo são instalados ao longo de toda a extensão da estrutura, adicionando-lhe uma massa distribuída de 40 kg/m. Os detalhes geométricos da coluna são mostrados na Figura 1, onde g é a aceleração da gravidade; s representa cada segmento estrutural; S , D e th são o tipo de seção, o diâmetro externo e a espessura da parede, respectivamente; d_b representa do

diâmetro das barras de aço; n_b é o número de barras e c' é o cobrimento do concreto.

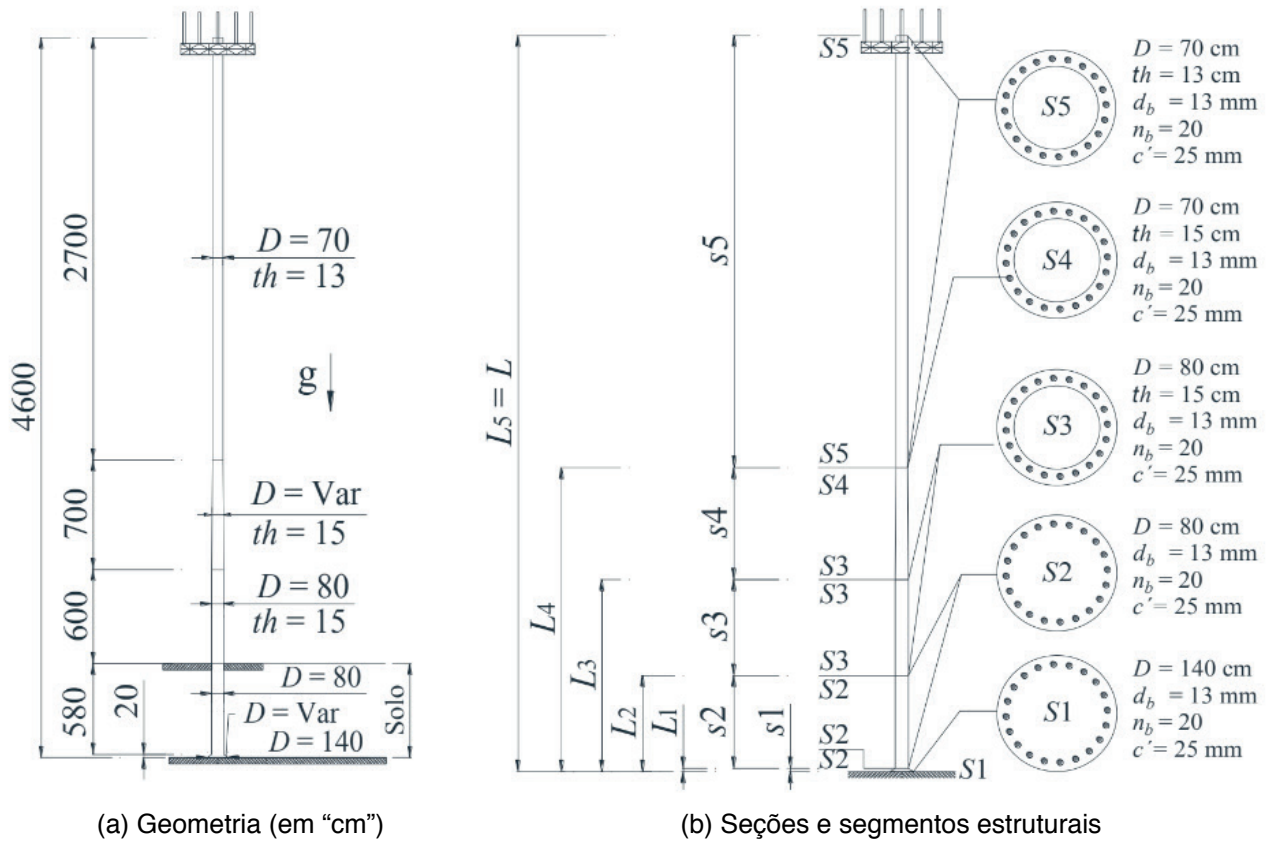


Figura 1. Poste de concreto armado

A ação lateral do solo foi representada por um parâmetro elástico igual a 2668,93 kN/m³ e as densidades do concreto armado foram admitidas como sendo 2600 kg/m³ e 2500 kg/m³ para a superestrutura e para a fundação, respectivamente. As massas e densidades relativas à estrutura estão resumidas na Tabela 1. A não-linearidade física do CA foi computada de acordo com a ABNT (NBR 6118, 2014), que sugere uma redução de 50% no momento de inércia da seção.

Dispositivos	Comprimentos	Densidades/Massas
Superestrutura	6–46 m	2600 kg/m ³
Fundação	0–6 m	2500 kg/m ³
Massa distribuída	6–46 m	40 kg/m
Massa concentrada	46 m	A ser determinada

Tabela 1. Dispositivos na estrutura

A consideração das barras de aço no cálculo do momento de inércia foi realizada pela homogeneização das seções transversais, por meio dos fatores de homogeneização (Fh_s), que multiplicam o momento nominal de inércia da cada seção, sendo obtidos os seguintes valores, respectivamente, para as seções de 1 a 5: $Fh_1 = 1,0199$; $Fh_2 = 1,0568$;

$$Fh_3 = 1,0811; Fh_4 = 1,0671 \text{ e } Fh_5 = 1,0859.$$

3 | CRITÉRIOS DA NBR 6118/14 PARA A FLUÊNCIA DO CONCRETO

O modelo proposto pela NBR 6118/14 (ABNT, 2014) considera que a fluência do concreto ε_{cc} é composta por dois termos, um referente à deformação lenta $\varepsilon_{c,tot}$ e o outro à rápida ε_{cca} . A deformação rápida é irreversível e ocorre durante as primeiras 24 horas após a estrutura ser submetida às forças que a originou. Já a deformação lenta é composta por outras duas parcelas, a deformação lenta irreversível ε_{ccf} e a deformação lenta reversível ε_{ccd} . As equações 1 e 2 apresentam os termos para determinação da fluência do concreto e a deformação lenta, respectivamente.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd} \quad (\text{Equação } 1)$$

$$\varepsilon_{c,tot} = \varepsilon_c + \varepsilon_{cc} = \varepsilon_c (1 + \varphi) \quad (\text{Equação } 2)$$

$$\varphi = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d \quad (\text{Equação } 3)$$

onde o coeficiente φ da equação 3 representa a soma dos coeficientes de deformação rápida φ_a , lenta irreversível φ_f e lenta reversível φ_d . A deformação rápida é calculada pela relação entre a resistência do concreto no momento da aplicação da força e sua resistência final. A deformação lenta irreversível é determinada em função da umidade relativa do ambiente, consistência do concreto no lançamento, espessura fictícia da peça e da idade fictícia do concreto no instante de aplicação da força. A deformação lenta reversível depende apenas da duração do carregamento. O seu valor final e o seu desenvolvimento ao longo do tempo são independentes da idade do concreto no momento da aplicação da do carregamento.

A NBR 6118/14 apresenta algumas hipóteses que são adotadas para a determinação dos efeitos de fluência, quando as tensões no concreto são relativas às cargas de serviço. A primeira é a consideração da variação linear entre a tensão aplicada e a deformação por fluência ε_{cc} . Considera-se também que para o mesmo concreto, as curvas de deformação lenta irreversível φ_f em função do tempo, correspondentes às diferentes idades do concreto no momento do carregamento, são obtidas, umas em relação às outras, por deslocamento paralelo ao eixo das deformações, conforme a Figura 2.

Quando se deseja que a determinação da fluência do concreto seja realizada em um determinado instante t , a equação 1 pode ser escrita como uma função do tempo, conforme equação 4, de onde se origina uma função, também temporal, do módulo de elasticidade:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varepsilon_{cca} + \varepsilon_{ccf} + \varepsilon_{ccd} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}} \varphi(t, t_0) \quad (\text{Equação } 4)$$

onde $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ representa a variação no tempo da deformação devido à fluência, σ_c é

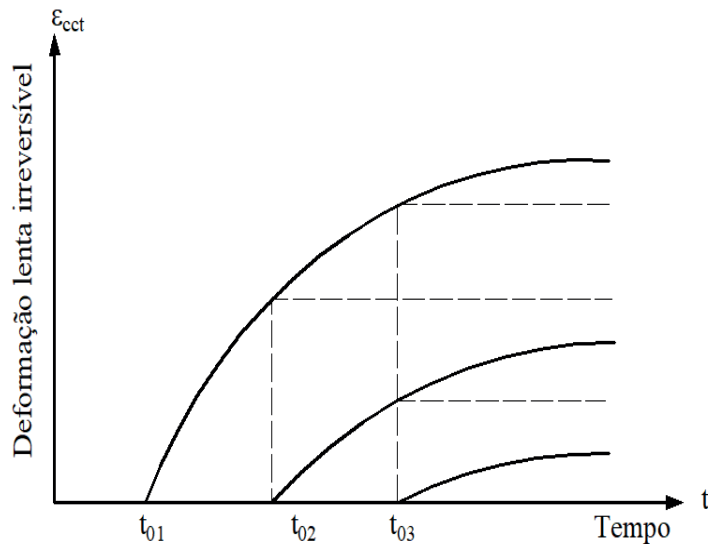


Figura 2. Variação temporal da deformação lenta irreversível (NBR 6118/14).

a tensão no concreto, E_{c28} é o módulo de deformação tangente inicial para 28 dias e $\varphi(t, t_0)$ o coeficiente de fluência em função do tempo, dado pela equação 5:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \beta_d \quad (\text{Equação } 5)$$

onde t é a idade fictícia do concreto no instante considerado (em “dias”); t_0 é a idade fictícia do concreto no momento do carregamento (em “dias”), sendo φ_a é calculado pela equação 6; o coeficiente $\varphi_{f\infty}$ é o valor final da deformação lenta dado pela equação 7; $\beta_f(t)$ e $\beta_f(t_0)$ são os coeficientes relativos à deformação lenta irreversível, em função da idade do concreto obtidos pela equação 8; $\varphi_{d\infty}$ é o valor final do coeficiente de deformação lenta reversível que é considerado igual a 0,4 e β_d é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível, calculada em função do tempo $(t - t_0)$ decorrido após o carregamento, obtido pela equação 9:

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right] \quad (\text{Equação } 6)$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \varphi_{2c} \quad (\text{Equação } 7)$$

$$\beta_f(t) = \frac{t^2 + At + B}{t^2 + Ct + D} \quad (\text{Equação } 8)$$

$$\beta_d(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} \quad (\text{Equação } 9)$$

É de interesse mencionar que relação de $f_c(t_0)$ e $f_c(t_\infty)$ representa a função do

crescimento da resistência do concreto; Q_{1c} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente, em porcentagem, e da consistência do concreto e j_{2c} é o coeficiente dependente da espessura fictícia da peça, definido pela equação 10, e os termos A , B , C e D do coeficiente relativo à deformação lenta irreversível são calculados pelas equações 11, 12, 13 e 14, respectivamente:

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad (\text{Equação } 10)$$

$$A = 42h^3 - 350h^2 + 588h + 113 \quad (\text{Equação } 11)$$

$$B = 768h^3 - 3060h^2 + 3234h - 23 \quad (\text{Equação } 12)$$

$$C = -200h^3 + 13h^2 + 1090h + 183 \quad (\text{Equação } 13)$$

$$D = 7579h^3 - 31916h^2 + 35343h + 1931 \quad (\text{Equação } 14)$$

onde h_{fic} e h representam a espessura fictícia da peça analisada, em centímetros e metros respectivamente.

4 | SOLUÇÃO DA DINÂMICA ESTRUTURAL PARA A FORÇA CRÍTICA DE FLAMBAGEM

O modelo apresentado na Figura 3 representa uma coluna engastada na base e livre na extremidade superior, em vibração livre, sem amortecimento, onde t indica tempo, s um certo segmento da geometria, $q(t)$ é a coordenada generalizada do problema e $\phi(x)$ representa a forma do movimento vibratório, aproximando um modelo matemático do campo da dinâmica estrutural ao problema prático proposto. A equação 15 se refere a uma função trigonométrica usada como função de forma e considerada válida em todo o domínio da estrutura:

$$\phi(x) = 1 - \cos\left(\frac{\pi x}{2L}\right) \quad (\text{Equação } 15)$$

onde x tem origem na base e L é o comprimento (ou a altura) total da estrutura.

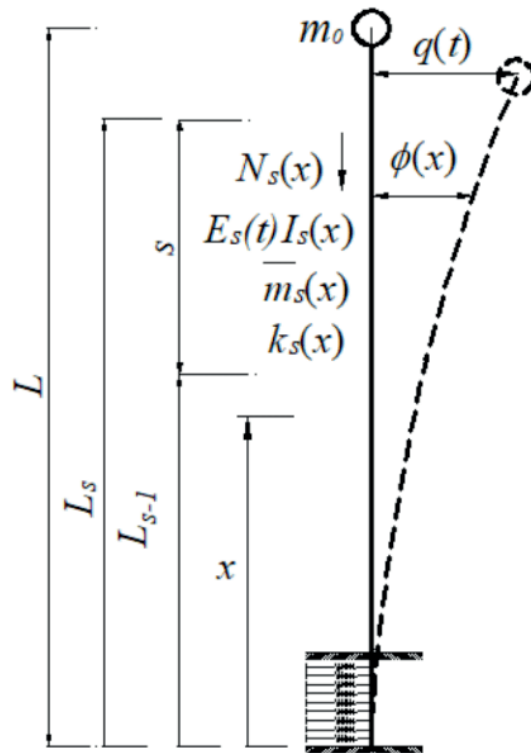


Figura 3. Modelo matemático da dinâmica estrutural

Este modelo representa uma coluna sob a ação de uma força axial de compressão $N(x)$, podendo ter propriedades constantes e variáveis ao longo do seu comprimento. Essas propriedades incluem a geometria, elasticidade ou viscoelasticidade e a densidade. Molas $k_s(x)$ são aplicadas para representar a interação lateral do solo com a estrutura. A coluna está sob a ação de forças gravitacionais, originadas na massa distribuída devido ao peso próprio da estrutura mais escada, cabos e guarda-corpo; e de uma massa concentrada na extremidade livre, a ser definida na iminência da instabilidade, cujo valor representa o limite do carregamento vertical que pode ser aplicado, entendido em termos do peso de antenas, plataforma e suportes.

Para encontrar a solução analítica do problema é necessário considerar a função trigonométrica dada pela equação 14, cuja utilização restringe o problema a um sistema com um único grau de liberdade. O uso da equação 14 como uma função de forma válida para uma estrutura com geometria variável foi validada por Wahrhaftig (2017f) em comparação com análises computacionais pelo método dos elementos finitos. Aplicando o princípio dos trabalhos virtuais e suas derivadas, obtêm-se as propriedades dinâmicas do sistema em questão. A rigidez elástica/viscoelástica convencional é dada por:

$$K_{0s}(t) = \int_{L_{s-1}}^{L_s} E_s(t)I_s(x) \left(\frac{d^2\phi(x)}{dx^2} \right)^2 dx \quad (\text{Equação } 16)$$

$$\text{com } K_0(t) = \sum_{s=1}^n k_{0s}(t) \quad (\text{Equação } 17)$$

onde, para o segmento s da estrutura, $E_s(t)$ é o módulo viscoelástico do material

como função do tempo, $I_s(x)$ é o momento de inércia que varia ao longo do segmento em relação ao movimento considerado, obtido pela interpolação das seções subsequentes, todas homogeneizadas (se for constante será simplesmente I_s), $k_{0s}(t)$ é o termo da variação temporal da rigidez, $K_0(t)$ é a rigidez final variando ao longo do tempo e n é o número total de segmentos existentes na geometria analisada. Se o material tiver comportamento exclusivamente elástico as respectivas equações deixam de ser funções temporais. A rigidez geométrica aparece como uma função da força axial, incluindo a contribuição do peso próprio, sendo expressa por:

$$k_{gs}(m_0) = \int_{L_{s-1}}^{L_s} \left[N_0(m_0) + \sum_{j=s+1}^n N_j + \bar{m}_s(x)(L_s - x)g \right] \left(\frac{d\phi(x)}{dx} \right)^2 dx \quad (\text{Equação } 18)$$

$$\text{com } N_0(m_0) = m_0g \quad (\text{Equação } 19)$$

$$\text{e } K_g(m_0) = \sum_{s=1}^n k_{gs}(m_0) \quad (\text{Equação } 20)$$

onde $k_{gs}(m_0)$ é a rigidez geométrica do segmento s , $N_0(m_0)$ é a força concentrada no topo do sistema, obtida pela equação 19, e $K_g(m_0)$ é a rigidez geométrica total da estrutura, dada pela equação 20, sendo, todos esses, como se vê, dependentes da massa (m_0) localizada na extremidade livre da coluna. Na equação 18, N_j representa a força normal nos segmentos superiores ao segmento considerado, sendo obtida por:

$$N_j = \int_{L_{s-1}}^{L_s} \bar{m}_s(x)g dx \quad (\text{Equação } 21)$$

onde $\bar{m}_s(x)$ é a massa por unidade de comprimento. Assim, a massa generalizada total é encontrada fazendo-se:

$$M(m_0) = m_0 + m \quad (\text{Equação } 22)$$

considerando:

$$m = \sum_{s=1}^n m_s, \text{ com} \quad (\text{Equação } 23)$$

$$m_s = \int_{L_{s-1}}^{L_s} \bar{m}_s(x)(\phi(x))^2 dx \text{ e} \quad (\text{Equação } 24)$$

$$\bar{m}_s(x) = A_s(x)\rho_s \quad (\text{Equação } 25)$$

onde $A_s(x)$ representa a área da seção transversal e ρ_s a densidade do material,

no respectivo segmento s . Se a seção transversal tiver uma área constante ao longo do intervalo, $A_s(x)$ será somente A_s , conseqüentemente, a distribuição de massa por unidade de comprimento será, também, constante. Da mesma forma, se a massa m_0 não variar, todos os outros parâmetros que dependem dela também serão constantes.

Uma abordagem prática para considerar a participação do solo na vibração do sistema é considerá-lo como uma série de molas verticalmente distribuídas ao longo da fundação, que atuam introduzindo uma força restauradora no sistema estrutural. Com $k_s(x)$ denotando o parâmetro de mola, a rigidez efetiva do solo (como uma função da variável x ao longo do comprimento) pode ser definida como:

$$K_{So} = \sum_{s=1}^n k_{so}, \text{ com} \quad (\text{Equação} \quad 26)$$

$$k_{so} = \int_{L_{s-1}}^{L_s} k_s(x) \phi(x)^2 dx \text{ e} \quad (\text{Equação} \quad 27)$$

$$k_s(x) = S_s D_s(x) \quad (\text{Equação} \quad 28)$$

onde o parâmetro K_{So} é uma característica elástica que consiste na soma de $k_s(x)$ ao longo da profundidade da fundação, que dependente de sua geometria $D_s(x)$ e do parâmetro elástico do solo S_s , considerado constante neste caso em cada camada, mas não necessariamente precisa ser. Sendo a força normal positiva, pode-se obter a rigidez total do sistema como uma função de duas variáveis:

$$K(m_0, t) = K_0(t) - K_g(m_0) + K_{So} \quad (\text{Equação} \quad 29)$$

Conseqüentemente, a frequência natural do primeiro modo, como uma função do tempo e da massa concentrada na extremidade livre, pode ser calculada, em Hertz, pela equação 30.

$$f(m_0, t) = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K(m_0, t)}{M(m_0)}} \quad (\text{Equação} \quad 30)$$

O procedimento matemático descrito acima define a força crítica de flambagem para a nulidade da frequência, momento em que a estrutura perde sua rigidez. Todos os parâmetros generalizados, como a rigidez total, equação 29, a massa total, equação 22, assim como a força normal na extremidade livre, equação 20, foram expressos como uma função da massa concentrada. Ao se introduzir a fluência na análise, foi necessário considerar um modelo que representasse o comportamento viscoelástico do concreto, após o que, a frequência se torna uma função temporal, porque o módulo de elasticidade

também o é. Assim sendo, e escrevendo a frequência em termos da massa concentrada no topo e do tempo, equação 30, a força crítica de flambagem é estabelecida para um determinado valor que leva a frequência a se tornar nula, em qualquer instante de interesse, que, obviamente, multiplicada pela aceleração da gravidade, definirá a força correspondente ao colapso do sistema.

Tomando-se as considerações anteriores e servindo-se da massa concentrada como a variável independente do problema, a força crítica de flambagem, N_p pode ser encontrada pelo conceito presente na equação 31:

$$f(m_0, t) = 0 \Rightarrow N_0(m_0) \Big|_{f(m_0, t)=0} = N_f \quad (\text{Equação } 31)$$

A variação da frequência estrutural com a consequente definição da força crítica de flambagem, conforme estabelecido na equação 31, pode ser observada no gráfico da Figura 4. Além dos instantes que foram arbitrariamente escolhidos, a análise poderia ter sido realizada para quaisquer outros momentos de interesse durante a vida útil da estrutura, mas percebe-se haver uma tendência de convergência após decorridos 4000 dias. A Tabela 2 sintetiza os resultados obtidos. Na presente análise foram consideradas as condições padrão de produção do concreto, uma humidade relativa do ar de 70% e uma aceleração da gravidade igual a 9,807 m/s².

Tempo (dia)	Módulo de Elasticidade	N_f	m_0
	(MPa)	(kN)	(kg)
0	34278,92	253,518	25851,64
90	17516,54	149,432	15237,82
1000	11501,91	112,084	11429,39
2000	10736,11	107,329	10944,51
3000	10441,38	105,498	10757,80
4000	10284,57	104,525	10658,58
Variação	70%	59%	

Tabela 2. Resultados obtidos.

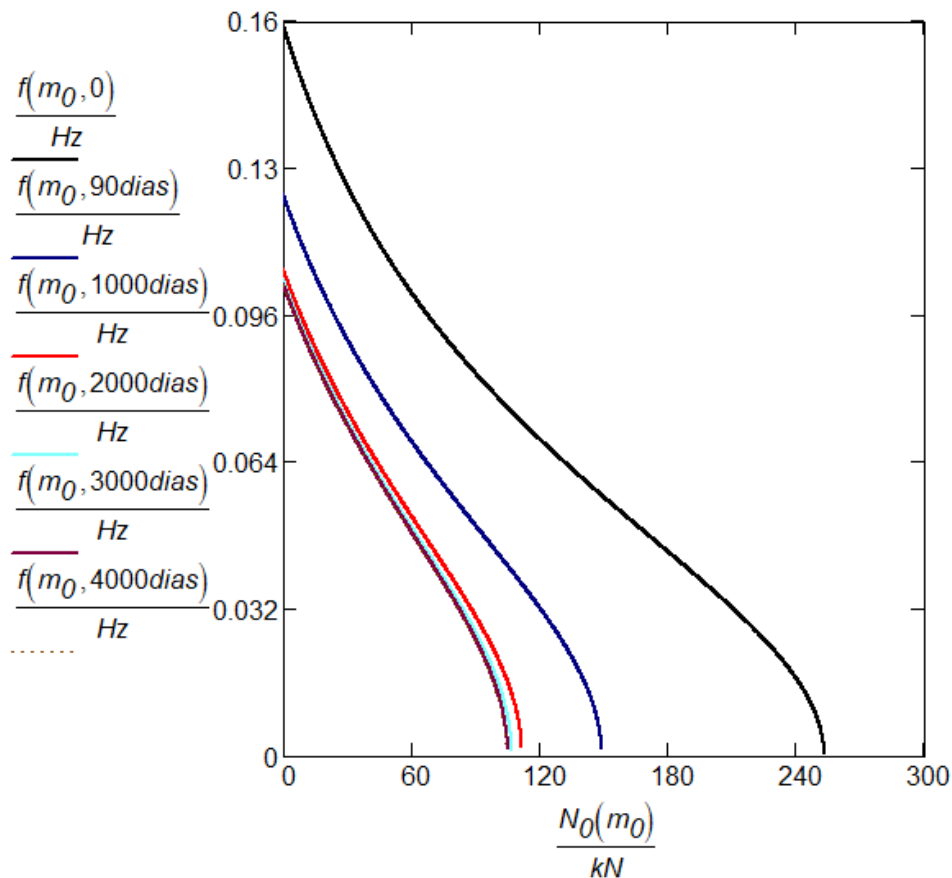


Figura 4. Força crítica de flambagem dinamicamente definida

5 | CONCLUSÃO

Analisou-se a força crítica de flambagem de uma estrutura real de concreto armado por um processo analítico baseado nos conceitos de vibração dos sistemas estruturais. A estrutura analisada apresentava uma variação de geometria ao longo de sua altura, sendo, na análise, considerados todos os parâmetros necessários ao cálculo dinâmico, podendo-se mencionar: as imperfeições geométricas, que foram consideradas por meio da rigidez geométrica; a não linearidade física e a fluência do concreto, que foram levados em conta por meio das recomendações da NBR 6118 (2014) da ABNT.

Com as considerações anteriores presentes no procedimento analítico, a flambagem estrutural foi estabelecida para uma força de compressão de 253,52 kN no instante inicial e de 104,52 kN após decorridos 4000 dias da entrada em serviço da estrutura, ambos os valores correspondendo à nulidade da primeira frequência natural de vibração, o que representa uma redução de 59% na capacidade de carregamento vertical da estrutura. Devido à fluência, o módulo de elasticidade apresentou uma variação de 70% ao longo do período considerado.

Análises comparativas com outros métodos de cálculos e emprego de critérios normativos de outros códigos devem ser incluídas em estudos futuros.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto-procedimento**, 2014.

AWREJCEWICZ J.; KRYSKO A. V.; ZAGNIBORODA N. A.; DOBRIYAN V. V.; KRYSKO V. A.. **On the general theory of chaotic dynamics of flexible curvilinear Euler–Bernoulli beams**. *Nonlinear Dyn* 2015; 79(1): 11–29. DOI: 10.1007/s11071-014-1641-5.

RAYLEIGH. **Theory of sound**. New York: Dover Publications, re-issued; 1877.

TIMOSHENKO S. P.; GERE J. M.. **Theory of elastic stability**. 2nd ed. New York: McGraw-Hill Book Company, 1961.

UZNY S.. **An elastically supported geometrically nonlinear slender system subjected to a specific load in respect of bifurcational load and free vibrations**. *Int J Bifurc Chaos* 2011; 21(10): 2983–2992. DOI:10.1142/S0218127411030295.

WAHRHAFTIG A. M.; BRASIL R. M. L. R. F.; BALHAZAR J. M.. **The first frequency of cantilever bars with geometric effect: a mathematical and experimental evaluation**. *J Brazilian Soc Mech Sci Eng* 2013(a); 35(4): 457–467. DOI:10.1007/s40430-013-0043-9.

WAHRHAFTIG A. M.; **A técnica de discretização em barras comprimidas e as frequências naturais de vibração**, Congreso de Métodos Numéricos en Ingeniería (CMN), Bilbao, España, 2013(b).

WAHRHAFTIG A. M.; BRASIL R. M. L. R. F.. **Representative experimental and computational analysis of the initial resonant frequency of largely deformed cantilevered beams**. *Int J Sol Struct* 2016(c); 102–103: 44–55. DOI:10.1016/j.ijsolstr.2016.10.018.

WAHRHAFTIG, A. M.; BRASIL, R. M. L. R. F.. **Vibration analysis of mobile phone mast system by Rayleigh method**, *Applied Mathematical Modelling* 2016(d); 42: 330-345. DOI:10.1016/j.apm.2016.10.020.

WAHRHAFTIG A. M.; BRASIL R.M.L.R.F.. **Initial undamped resonant frequency of slender structures considering nonlinear geometric effects: the case of a 60.8 m-high mobile phone mast**. *J Brazilian Soc Mech Sci Eng* 2017(e); 39(3): 725–735. DOI: 10.1007/s40430-016-0547-1.

WAHRHAFTIG A. M.. **Analysis of the first modal shape using two case studies**. *Int J Comput Meth* 2017(f); 1840019-1–1840019-14. DOI:10.1142/S0219876218400194.

ZUO H.; BI K.; HAO H.. **Dynamic analyses of operating offshore wind turbines including soil structure interaction**. *Eng Struct* 2018; 157: 42–62. DOI:10.1016/j.engstruct.2017.12.001.

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE COMPÓSITOS CIMENTÍCIOS REFORÇADOS COM TECIDOS ESTRUTURAIS DE FIBRAS DE SISAL

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 09/03/2020

Sandro Fábio César

Universidade Federal da Bahia

Salvador – Bahia

<http://lattes.cnpq.br/8407361148875253>

Sande dos Santos Batista

Universidade Federal da Bahia

Salvador – Bahia

<http://lattes.cnpq.br/4117193250190595>

Mariana Santos Nunes

Universidade Federal da Bahia

Salvador – Bahia

<http://lattes.cnpq.br/3515782559822422>

Adilson Brito de Arruda Filho

Universidade Federal do Recôncavo da Bahia

Cruz das Almas – Bahia

<http://lattes.cnpq.br/3470509114767800>

Paulo Roberto Lopes Lima

Universidade Estadual de Feira de Santana

Fera de Santana – Bahia

<http://lattes.cnpq.br/5331705076186659>

Ricardo Fernandes Carvalho

Universidade Federal da Bahia

Salvador – Bahia

<http://lattes.cnpq.br/0118382623890489>

José Humberto Teixeira dos Santos

Universidade Federal do Recôncavo da Bahia

Cruz das Almas – Bahia

<http://lattes.cnpq.br/7393163368659559>

RESUMO: Na busca por desenvolver materiais de construção mais sustentáveis esta pesquisa teve como objetivo o desenvolvimento de compósitos cimentícios reforçados com tecidos estruturais, *in natura* e hornificado, da fibra de sisal, que foram agrupadas em feixes para confecção do tecido em um tear manual. Os compósitos foram submetidos ao ensaio de flexão em quatro pontos para análise do desempenho mecânico. Através dos resultados obtidos verificou-se que o tratamento de hornificação elevou o desempenho mecânico dos compósitos, mostrando condições para serem utilizados como elemento estrutural, semiestrutural ou de vedação.

PALAVRAS-CHAVE: Argamassa cimentícia, compósitos, fibra de sisal.

ANALYSIS OF THE FLEXURAL BEHAVIOR OF CEMENTITIOUS COMPOSITES REINFORCED WITH STRUCTURAL FABRICS OF SISAL FIBERS

ABSTRACT: In the search for the development of more sustainable building materials, this research had the objective of developing cementitious composites reinforced with structural fabrics, *in natura* and hornification, of sisal fiber, which were grouped in bundles for fabric preparation in a manual loom. The composites were submitted to the four point bending test to analyze the mechanical performance. Through the results obtained, it was verified that the furnace treatment increased the mechanical performance of the composites, showing conditions to be used as structural, semi-structural or sealing element.

KEYWORDS: Cement mortar, composites, sisal fiber.

1 | INTRODUÇÃO

O impacto causado ao meio ambiente pela indústria da construção civil, tem sido evidenciado e portanto faz-se necessário desenvolver e aplicar novas tecnologias com materiais renováveis, que sejam menos agressivos ao ambiente. Nesse sentido, estudos tem sido realizados utilizando fibras naturais vegetais em detrimento a fibras sintéticas como reforço de materiais compósitos (ARRUDA FILHO, 2015; LIMA, 2009; CARVALHO, 2005 e LIMA, 2004), que são materiais oriundos da combinação de dois ou mais constituintes com propriedades físicas e químicas distintas (CARVALHO, 2005).

A utilização de fibras naturais vegetais, como o sisal, para o reforço de compósitos, é uma alternativa viável, por ser proveniente de fonte renovável, possuir baixo custo e ser abundante no Brasil, considerado o maior produtor mundial de fibra de sisal, exportando cerca de 70% de sua produção (CONAB, 2018).

O reforço do compósito a partir das fibras pode ocorrer de diversas formas: fibras, feixes, fios, mantas e tecidos, sendo a última, a que fornece melhores propriedades para esse tipo de compósito, que conhece-se a direção dos esforços (ARRUDA FILHO, 2015 e CALDAS, 2015), até mesmo em matrizes cimentícias que apresentam ruptura frágil, o reforço auxilia na distribuição de tensões no compósito, tornando o material mais tenaz e dúctil (LIMA, 2009).

As fibras naturais apresentam certas limitações, como variações dimensionais em função da umidade e degradação em meio alcalino, o que restringe o desempenho do compósito (FERREIRA *et al.*, 2012). Para minimizar a alcalinidade do meio, promover uma proteção superficial das fibras e aumentar a durabilidade dos compósitos cimentícios podem ser adicionados à matriz materiais pozolânicos em substituição parcial ao cimento Portland, pois, além de reduzir o pH, reduzem o teor de hidróxido de cálcio e aumentam a resistência à compressão (ARRUDA FILHO, 2015 e LIMA, 2004). Também podem ser realizados tratamentos nas fibras, como a hornificação, para minimizar a variação

dimensional, elevar a resistência a tração e rigidez, e prolongar a vida útil do material (FERREIRA *et al.*, 2012).

Desta forma, o presente trabalho teve como principal objetivo desenvolver compósitos com matriz cimentícia reforçadas com tecido estrutural de fibras de sisal *in natura* e hornificado, e analisar a influência potencial do tratamento de hornificação dos tecidos de sisal no comportamento mecânico dos compósitos.

2 | PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para o reforço, utilizaram-se fibras oriundas da Associação dos Pequenos Agricultores do Estado da Bahia – APAEB, situada no município de Valente – Bahia. As mesmas foram lavadas à temperatura de 50° C, por 20 minutos, para retirada de alguns constituintes que poderiam reagir com a matriz retardando sua pega e cura. Após a lavagem, as fibras foram colocadas para secar ao ar livre durante 24h (ARRUDA FILHO, 2015).

A partir das fibras foi confeccionado um tecido do tipo tramado simples unidirecional, em um tear manual de pente liço com 400 mm de largura. O urdume foi composto com linhas de algodão espaçadas em 2,5 mm e a trama por feixes de fibras de sisal, contendo 10 fibras cada, espaçados em 1 mm.

Depois de pronto, parte do tecido passou pelo processo de hornificação – ciclos de molhagem/secagem. Para realização deste procedimento o tecido foi imerso em um recipiente com água a temperatura ambiente (≈ 27 °C) durante 3h, até atingir a saturação. Depois o tecido foi estendido para retirada do excesso de água e então foi colocado para secar em estufa à 80 °C por 16h. Este procedimento teve duração de 24h, o que correspondeu a 1 ciclo de molhagem e secagem e foi repetido por 10 vezes (FERREIRA *et al.*, 2012).

Para confecção da matriz cimentícia, adaptou-se do estudo realizado por Lima *et al.* (2018) , e assim, foi utilizado o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V – ARI), areia lavada, sílica ativa, superplastificante Vedacit Adiment Premium (teor de 0,8%) e o Agente Modificador de Viscosidade – VMA (teor 0,07%). O traço utilizado nesta matriz foi 1 : 0,4 : 2 : 0,76 (cimento : sílica : areia : água).

Dois compósitos foram moldados com quatro camadas de reforço, os quais diferenciavam-se pelo reforço de tecido utilizado – *in natura* e hornificado. Os tecidos utilizados foram cortados previamente com as dimensões da forma utilizada (400 mm x 400 mm), e pesados para obtenção da massa do reforço. Aplicou-se desmoldante na forma para facilitar a remoção da placa após a secagem inicial. Em seguida, iniciou-se a preparação da argamassa conforme a norma da ABNT NBR 13276 (2002).

A moldagem do compósito iniciou aplicando-se uma camada de 2 mm de argamassa na forma metálica, depois foi colocada a primeira camada de tecido de feixes de fibra de sisal e esta foi compactada com um rolo de nylon para melhor impregnação da matriz no

reforço. Assim, sucessivamente para as outras camadas de tecido de sisal, que foram colocadas paralelamente, e argamassa até que as quatro camadas de reforço estivessem conformadas no compósito. Por fim, aplicou-se uma camada de argamassa, cobrindo totalmente o tecido. Uma tampa de acrílico foi utilizada para melhorar o acabamento superficial da placa e evitar a perda de umidade durante a secagem inicial.

Após 48 horas, as placas foram desmoldadas e levadas para cura em tanque com água a temperatura ambiente até o 28º dia. Após esse período, as placas foram cortadas em formato prismático gerando 16 corpos de prova cada, de dimensões 200 mm x 50 mm, as quais apresentaram espessura média de 12 mm.

3 | APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

3.1 Ensaio de tração no reforço

O comportamento mecânico do reforço foram realizados ensaios de tração direta nas fibras, feixes e tecidos, seguindo as prescrições das normas ASTM D 3822 (2007), ASTM D 2256 (2010), ASTM D 5035 (2011), respectivamente. A partir desse ensaio foram obtidos os valores de carga e deslocamento ao decorrer do tempo, e então foi possível calcular a deformação específica e a tensão, na Tabela 1 constam os resultados encontrados.

		Def. Específica (mm/mm)	Resistência à tração (MPa)	Rigidez (GPa)
Fibras	<i>In natura</i>	0,0220 ± 0,0032	540,93 ± 48,59	25,43 ± 4,25
	Honificadas	0,0180 ± 0,0044	588,92 ± 75,18	33,21 ± 11,37
Feixes	<i>In natura</i>	0,0111 ± 0,0016	330,02 ± 57,10	34,69 ± 4,34
	Honificados	0,0117 ± 0,0014	375,59 ± 33,89	40,82 ± 4,19
Tecidos	<i>In natura</i>	0,0311 ± 0,0038	295,82 ± 46,95	11,14 ± 1,99
	Honificados	0,0273 ± 0,0039	310,45 ± 48,21	13,75 ± 1,86

Tabela 1 - Resultados do ensaio de tração no material de reforço - Fibras, feixes e tecido.

Os resultados obtidos pelo ensaio de tração na fibra demonstraram que o sisal sofre deformação elástica, ocorrendo um ganho de tensão e de deformação até o ponto de ruptura, comportamento este, característico de fibras vegetais (CALDAS, 2015) (Figura 1a). A hornificação possibilitou um aumento de 8,87% para a resistência à tração e 30,59% para a rigidez.

A partir das curvas geradas pelo ensaio nos feixes (Figura 1b), observou-se uma pequena acomodação das fibras que compõe o feixe, seguida de um aumento de tensão até ocorrer a primeira ruptura e, a partir de então, a ruptura sequencial das demais fibras. Com o tratamento de hornificação houve um aumento de 13,81% para a resistência à tração paralela as fibras e 17,67% para a rigidez.

No ensaio dos tecidos observou-se distintos comportamentos (Figura 1c), verificando-se inicialmente uma pequena acomodação devido um realinhamento das fibras, seguido do aumento gradual da tensão e rigidez até início da fase de rupturas das fibras. Detectou-se aumento de 4,95% para a resistência à tração e 23,43% para a rigidez nos tecidos hornificados.

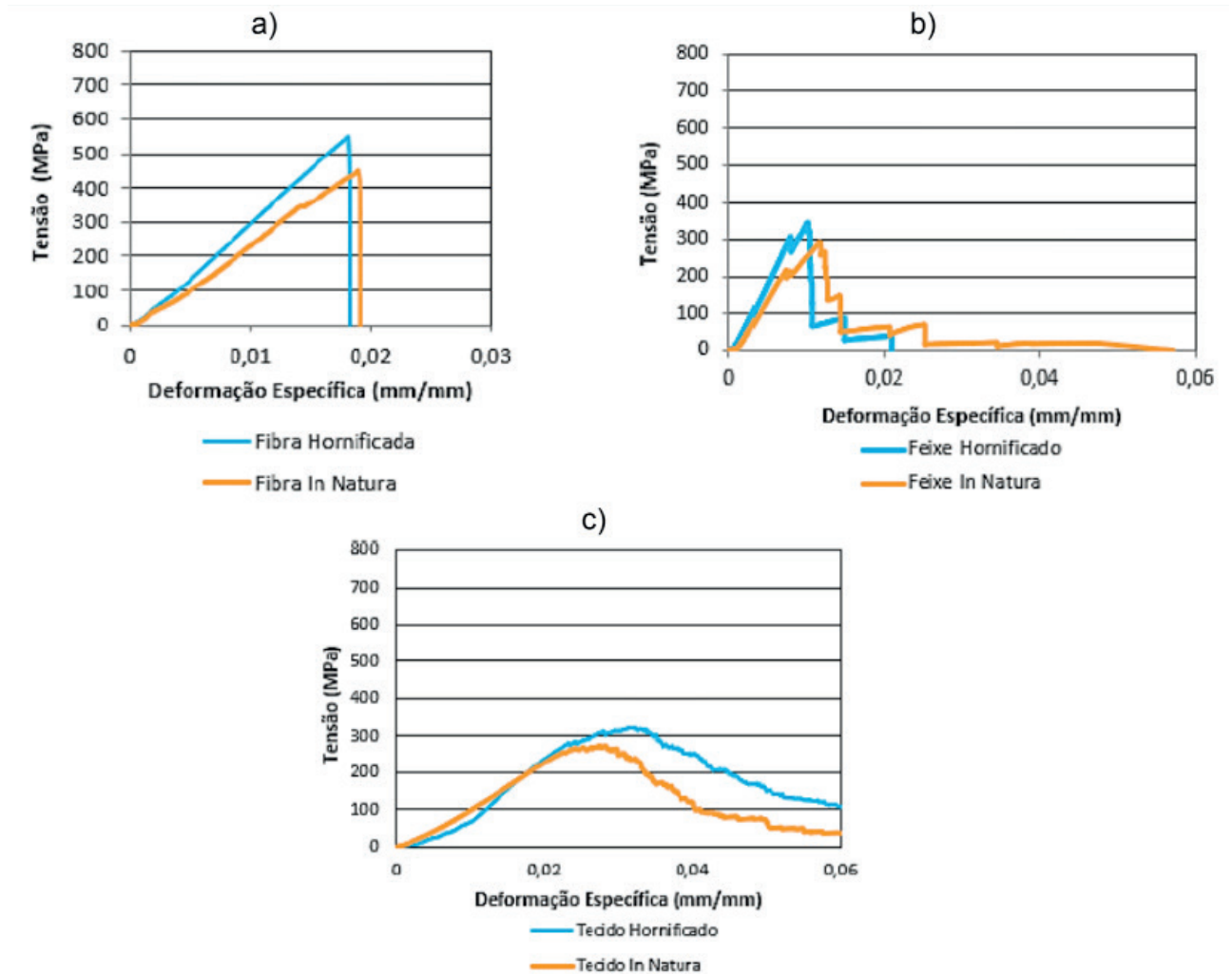


Figura 1 - Curva Tensão x Deformação Específica. Ensaio de tração. Curvas típicas. a) Fibras; b) Feixe; c) Tecido.

Ao comparar os resultados dos feixes com os obtidos pela fibras, pode-se observar que houve uma redução dos valores médios do desempenho mecânico. Isto pode ter ocorrido pelo fato dos feixes serem formados por múltiplas fibras, então quando ocorre a ruptura de cada fibra a área da sessão transversal do feixe diminui, porém não é considerada no cálculo das tensões, como observado por Arruda Filho (2015). Além disso, os valores dos desvios padrões também reduziram, visto que um número maior de fibras – 10 por feixe – proporciona uma compensação estatística.

3.2 Ensaio de flexão em quatro pontos no compósito

A Figura 2 apresenta a realização dos ensaios nos compósitos, que foram realizados

de acordo com as normas ASTM C 947 (1999) e ASTM C 459 (1997). Durante a realização do ensaio a máquina de ensaio universal estática servo-elétrica modelo Autograph AGS-X Séries, fabricante Shimadzu, forneceu os dados de carga e deslocamento. A tensão foi calculada a partir da Equação 1:

$$\sigma = \frac{\left(\frac{q}{2} \cdot a\right) \cdot \left(\frac{e}{2}\right)}{I} \text{ (MPa)} \quad (1)$$

Onde: q é a carga (kN), a corresponde a distância entre o ponto de apoio e o ponto de aplicação da carga (mm), e representa a espessura da placa (mm), e I corresponde ao momento de inércia da seção transversal (mm⁴).



Figura 2 - Realização do ensaio de flexão em quatro pontos nos compósitos.

A Figura 3 apresenta o comportamento da curva Tensão x Deformação para os compósitos reforçados com tecido *in natura* e hornificado. Inicialmente o compósito está trabalhando no regime elástico, no qual o mesmo tem grande ganho de resistência e deslocamento mínimo. Então, a matriz atinge uma tensão crítica, onde ocorre a primeira fissura e, por consequência, queda de tensão. Após o surgimento da primeira fissura, imediatamente, o reforço passa a suportar as cargas que vão aumentando gradativamente, até o surgimento de uma nova fissura em outro ponto frágil da matriz e ocorre uma queda de tensão. Esse ciclo de surgimento de fissuras e de combate às mesmas pelo reforço se repete diversas vezes. Finalizado o ciclo de múltiplas fissuras as cargas continuam a aumentar até atingir a resistência máxima do compósito. Após este pico de tensão máxima, verifica-se um comportamento de amolecimento da placa devido ao aumento da espessura das fissuras, ocasionando a redução da resistência do compósito. O comportamento apresentado pela placa quando submetido ao ensaio de flexão em quatro pontos foi semelhante ao encontrado por Arruda Filho (2015).

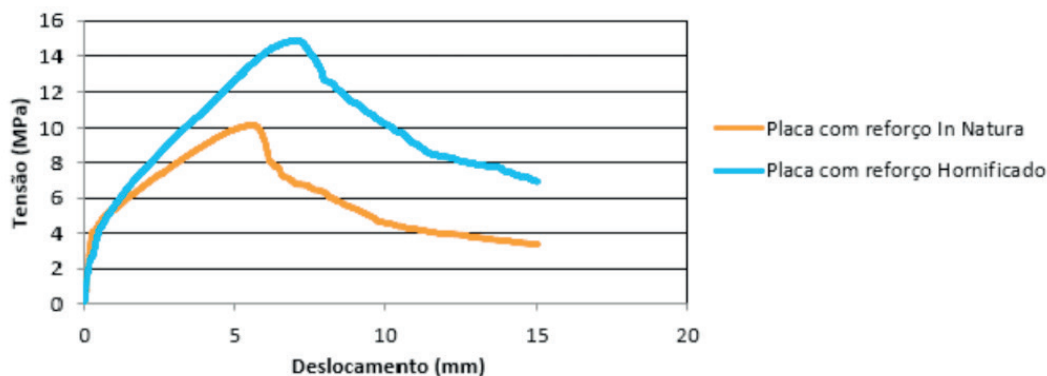


Figura 3 - Curva Tensão x Deslocamento. Ensaio de flexão em quatro pontos nas placas – Curvas Típicas.

Os resultados obtidos pelos compósitos reforçados estão dispostos na Tabela 2.

Placa	Tensão Crítica (MPa)	Deslocamento na Tensão Crítica (mm)	Tensão Máxima (MPa)	Deslocamento na Tensão Máxima (mm)
Reforço <i>In natura</i>	4,01 ± 0,13	0,36 ± 0,01	10,28 ± 0,43	6,12 ± 0,55
Reforço Hornificado	5,13 ± 0,76	0,56 ± 0,02	14,69 ± 0,39	6,78 ± 0,36

Tabela 2 - Resultados do ensaio de flexão em quatro pontos nas placas.

A partir da Figura 3 e dos resultados dispostos na Tabela 2 observa-se que o aumento de resistência a flexão da placa com reforço hornificado em relação a placa com reforço *in natura*. Sendo verificado um aumento de 27,93% para a tensão crítica e 42,90% para a tensão máxima.

4 | CONCLUSÕES

A partir dos ensaios de tração direta pôde-se observar que, após a realização do tratamento de hornificação, com dez ciclos de molhagem e secagem houve uma melhora no desempenho mecânico do material de reforço, promovendo um incremento de resistência à tração e rigidez.

Através do ensaio de flexão, verificou-se que os compósitos com matriz cimentícia reforçados com tecido estrutural de fibras de sisal apresentam aumento de tenacidade em relação à matrizes cimentícias sem reforço. Com a realização do tratamento de hornificação foi possível incrementar sinergia entre os diferentes materiais do compósito.

Logo, o tratamento de hornificação no reforço melhora o desempenho mecânico dos compósitos cimentícios reforçados com tecido estrutural de sisal, tornando-os mais resistentes aos esforços de flexão, admitindo assim, potencial para uso como elementos estruturais, semiestruturais ou de vedação.

AGRADECIMENTOS

Ao Departamento de Tecnologia da Universidade Estadual de Feira de Santana, ao Departamento de Construção e Estruturas da Universidade Federal da Bahia, e a Universidade Federal do Recôncavo da Bahia pelo apoio para realização da pesquisa e pela bolsa concedida.

REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 459**: Standard test method for asbestos-cement flat products. Annual Book of ASTM Standards, V. 04.05, 1997.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 947**: Standard test method for flexural properties of thin-section glass-fiber-reinforced concrete (using simple beam with third-point loading). Annual Book of ASTM Standards, 1999.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 2256**: Standard Test Method for Tensile Properties of Yarns by the Single-Strand Method. Annual Book of ASTM Standards, 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 3822**: Standard Test Method for Tensile Properties of Single Textile Fibers. Annual Book of ASTM Standards, 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 5035**: Standard Test Method for Breaking Force and Elongation of Textile Fabrics (Strip Method). Annual Book of ASTM Standards, 2011.

ARRUDA FILHO, A. B. **Placas cimentícias reforçadas com tecidos estruturais de sisal**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.

CALDAS, B. G. S. **Estrutura sanduíche de matriz poliéster reforçado cm tecido de sisal conformado por infusão a vácuo**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Escola Politécnica da Universidade Federal da Bahia, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2015.

CARVALHO, R. F. **Compósito de fibra de sisal para uso em reforço de estruturas de madeira**. 2005. Tese (Doutorado em Ciências e Engenharia dos Materiais) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

CONAB, 2018. **Fibras - Conjuntura Setembro 2017**. Disponível em: <https://www.conab.gov.br/.../15253_02a2a248e38eb4f68c8734448bf580d2>. Acesso em: 01 de julho de 2018.

FERREIRA, S. R.; LIMA, P. R. L.; SILVA, F. A.; TOLEDO FILHO, R. D. **Influência de ciclos de molhagem-secagem em fibras de sisal sobre a aderência com matrizes de cimento Portland**. Revista Matéria, v. 12, n. 2, p. 1024-1034, jun. 2012.

LIMA, J. C. A. **Modelagem computacional de placas de matriz cimentícia reforçadas com fibras de sisal**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental), Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2009.

LIMA, P. R. L. **Análise teórica e experimental de compósitos reforçados com fibras de sisal**. 2004. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

LIMA, P. R. L.; BARROS, J. A. O.; ROQUE, A. B.; FONTES, C. M. A; LIMA, J. M. F. **Short sisal fiber reinforced recycled concrete block for one-way precast concrete slabs**. Construction and Building Materials, v. 187, p. 620-634, out. 2018.

ANÁLISE ESTRUTURAL E CONSTRUTIVA DA PONTE ESTAIADA DA RODOVIA DO PARQUE – (BR-448)

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 03/04/2020

Rafael Cariolato Dorneles

Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul - PUCRS Porto Alegre – RS

Paula Manica Lazzari

Universidade Federal do Rio Grande do Sul –
UFRGS
Porto Alegre – RS

RESUMO: Nesse trabalho foi realizada uma análise estrutural e construtiva da ponte estaiada da Rodovia do Parque (BR-448). Foi feito um estudo quanto a distribuição longitudinal dos estais com o objetivo de descobrir quais os motivos da distribuição do tipo Semi-Leque (ou Semi-Harpa) ter sido escolhida para a construção da ponte. Para isso, foram selecionadas, além da distribuição original, mais duas distribuições (Harpa e Leque), a fim de fazer uma comparação quanto ao seu comportamento estrutural. Como auxílio ao desenvolvimento do trabalho, foi utilizado o *software* SAP2000. Através desse programa e dos dados referentes ao projeto da ponte estaiada, obtidos através do DNIT, foram inseridas as propriedades dos materiais, dimensões e carregamentos de cada peça da

estrutura, somente o peso próprio e as cargas móveis da ponte. Analisando os resultados, chegou-se a conclusão de que o sistema Semi-Harpa (ou Semi-Leque) é a solução mais adequada para a construção da ponte, pois abrange as qualidades do sistema Harpa e Leque, dando estabilidade global em toda a estrutura.

PALAVRAS-CHAVE: pontes estaiadas, sistemas de ancoragem, estais.

STRUCTURAL AND CONSTRUCTIVE ANALYSIS OF THE CABLE-STAYED BRIDGE OF THE RODOVIA DO PARQUE - (BR-448)

ABSTRACT: In this work was carried out a structural and constructive analysis of the cable-stayed bridge of the Rodovia do Parque (BR-448). A study was carried out on the longitudinal distribution of the cables in order to find out the reasons for the Semi-Fan (or Semi-Harp) distribution chosen for the bridge construction. For this, besides the original distribution, two more distributions (Harp and Fan) were selected, in order to make a comparison regarding their structural behavior. As an aid to the development of the work, SAP2000 software was used. Through this program and the data related to the design of the stationary bridge, obtained

through the DNIT, the properties of the materials, dimensions and loads of each piece of the structure were inserted. Analyzing the results, it was concluded that the Semi-Harp system is the most suitable solution for the construction of the bridge, because it covers the qualities of the Harp and Fan system, giving overall stability throughout the structure.

KEYWORDS: cable stayed bridge, anchorage systems, cable.

1 | INTRODUÇÃO

Desde os tempos remotos da história tem-se construído obras de arte especiais, mais precisamente pontes. Obras que, segundo Marchetti (2008), são projetadas para vencer obstáculos (rios, braços de mar, vales profundos, outras vias, etc.), dando continuidade a uma via de comunicação qualquer. Nessa conjuntura, há uma necessidade constante de aprofundar o conhecimento em relação a estes tipos de estrutura, visando evoluir na parte de projeto estrutural e técnicas construtivas.

Para Mazarim (2011), as pontes estaiadas vêm se mostrando uma solução interessante desde as civilizações antigas até os dias de hoje. Afirma que, no Egito Antigo, foram utilizadas cordas como meio de sustentação dos mastros nas suas embarcações, e, ainda, que as antigas tribos norte americanas faziam passarelas de madeira sustentadas por cordas. Troitsky (1977, citado por YTZA, 2009) afirma que é provável que as primeiras pontes estaiadas tenham sido feitas colocando um ou mais troncos para cruzar um córrego, ou amarrando troncos com um cipó para atravessar vales estreitos.

Com o passar do tempo, várias pesquisas, estudos, hipóteses foram realizadas para o aperfeiçoamento da sua construção, com várias tentativas e erros. Mazarim (2011) comenta que as primeiras tentativas de construir realmente uma ponte estaiada foi em 1784, num projeto de um carpinteiro alemão chamado C. T. Lescher, no qual projetou uma ponte numa estrutura estaiada totalmente de madeira. Com o avanço das ligas metálicas, estas soluções se tornaram mais viáveis e capazes de sustentar maiores esforços e, conseqüentemente, maiores vãos.

Apesar do sucesso de seu desenvolvimento, muitos projetos não deram certo e resultaram em acidentes, sendo decisivos para um abandono parcial como meio construtivo por certo tempo. Para Mazarim (2011) estes acidentes aconteceram principalmente pela falta de conhecimento aerodinâmico das estruturas. A forma como o vento provoca efeitos de vibração no tabuleiro nos estais, foi uma incógnita durante muitos anos. Mas, isso não impediu de oportunizar mais estudos e aprimoramentos, gerando estruturas com maior rigidez, sendo capazes de sustentar a passagem do vento e o peso próprio.

Conforme Bastos (2014), atualmente as pontes estaiadas encontram-se em grande evidência para o cenário nacional e internacional. A quantidade de estudos e pesquisas realizados é considerada restrita e a sua utilização em larga escala é considerada recente, principalmente para o Brasil, país no qual foi introduzida a pouco mais de dez anos. Em

dados recentes, nos últimos quinze anos, foram contabilizados mais de 45 obras, entre as executadas e em execução. (LACERDA, 2016).

No Rio Grande do Sul, o emprego de construções com estruturas especiais estaiadas é mais recente ainda, com obras que não chegam a fazer uma década de realização. Dentre elas, pode-se citar a ponte estaiada da Rodovia do Parque, na BR-448, inaugurada em 2013, na qual é objeto de estudo para a realização deste trabalho. Fazendo uma análise estrutural, comparando diferentes distribuições longitudinais da ponte estaiada. Esta análise será feita com a ajuda do *software* SAP2000, sendo consideradas cargas permanentes e acidentais. Além disso, serão estudados os métodos construtivos mais adequados a serem utilizados na execução de estruturas estaiadas.

Não serão partes integrantes nesse trabalho, qualquer outro estudo estrutural que não envolva estruturas estaiadas ou que apresentem semelhanças aparentes, como pontes pênséis entre outras. Os esforços de fundação não entrarão em pauta no projeto, por isso sofreram uma simplificação quanto a sua contribuição na estrutura. Este estudo também não envolverá os efeitos das cargas de vento e da temperatura.

2 | REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Componentes estruturais

Segundo Mazarim (2011), de forma geral, uma estrutura estaiada consiste basicamente de um tabuleiro, torres e cabos de sustentação (estais). Numa ponte mais convencional é preciso diversos pontos de apoio para suportar um grande vão. Já em pontes estaiadas, utilizam-se menos pontos de apoio, pois toda a força de sustentação se encontra nos estais transferindo-as para a torre. Sendo assim, não há necessidade do uso de tabuleiros mais rígidos para meio estrutural, tornando-se uma peça mais esbelta e mais agradável visualmente.

2.1.1 Estais

Formado por um agrupamento de cordoalhas ou barras, os estais são o principal componente de uma estrutura estaiada, responsável pela transferência da carga do tabuleiro para a torre. Usualmente, usam-se estais com cordoalhas de sete fios, com um distanciamento de seis a doze metros. Segundo Mazarim (2011), seu sistema é dividido em três partes: tensionamento, proteção e ancoragem.

Os elementos de tensionamento têm como responsabilidade transferir o carregamento do tabuleiro até o mastro. Quando se tem uma situação, na qual a solução envolve barras rígidas, os componentes vão ser barras únicas ou barras paralelas, ao invés de fios. Ultimamente, é mais utilizada cordoalhas do que barras rígidas. (MAZARIM, 2011).

O sistema de ancoragem, de maneira geral, serve para ancorar os estais na torre e no tabuleiro, permitindo que se possa efetuar alguma manutenção, caso necessário. Esse sistema apresenta grande dimensão e elevado peso próprio, com a capacidade de resistir aos esforços provenientes dos estais. O sistema também efetua um isoalongamento dos estais, para manter o mesmo carregamento e funcionamento, segundo Mazarim (2011). O bom funcionamento dos estais está condicionado ao correto funcionamento das ancoragens (GOMES, 2013).

A proteção é normalmente revestida de polietileno de alta densidade (PEAD) e apresenta resistência a raios ultravioletas, protegendo da corrosão e ao intemperismo. Além disso, invariavelmente usa-se tubo anti-vandalismo, com alta resistência e altura suficiente para conter vândalos.

2.1.2 Distribuição longitudinal dos estais

Em função da distribuição topográfica, somente três distribuições foram analisadas para este trabalho. Essas tipologias serão apresentadas nos próximos itens.

2.1.2.1 Harpa

Esse formato faz com que os estais tenham uma distribuição paralela e distanciamentos iguais entre si, oferecendo uma mesma inclinação e simetria ao sistema. No aspecto estético é bastante agradável visualmente. Na parte estrutural, torna-se eficiente com a ação das cargas permanentes, fazendo as forças na carga horizontal atuarem no mastro e as verticais na fundação, mantendo um equilíbrio (MAZARIM, 2011).

2.1.2.2 Leque

Nessa configuração, diferente da harpa, os estais encontram-se ancorados no topo do mastro, dando uma maior ênfase nas forças verticais e menor para as horizontais, diminuindo o acúmulo de tensões no sistema de ancoragem do tabuleiro. Sua flexibilidade proporciona ganhos consideráveis quando são submetidos a movimentos horizontais, como abalos sísmicos. Com a inclinação dos estais, a força dos cabos para equilibrar as cargas verticais fica menor, e com isso, seu diâmetro fica menor. (MAZARIM, 2011).

Dentre as principais desvantagens desse sistema, está a construção do topo da torre. Tanto na prática quanto no cálculo, esse processo abrange enorme complexidade na sua execução. (VARGAS, 2007). Para Walther (1985, citado por TORNARI, 2002) essa região apresenta grande concentração de tensões e só pode ser construída com muita precisão e elevado custo. Vale destacar também que esse acúmulo de estais no mastro não transmite um visual agradável na parte estética da estrutura. Em função de sua complexidade construtiva, cálculo e custo elevado, essa solução não é muito usada no Brasil.

2.1.2.3 Semi-harpa ou semi-leque

Esse sistema tornou-se uma solução viável como um meio de juntar os benefícios da configuração em harpa e em leque e também para solucionar os problemas que os dois apresentam.

Ao fazer a distribuição das ancoragens ao longo do pilar, as ligações ficam menos complexas e o topo do pilar fica menos carregado de estais, permitindo que o mastro fique mais esbelto. No geral, a inclinação dos cabos é maior do que no sistema em harpa. Sua inclinação variável e bem distribuída faz com que as forças horizontais aplicadas no tabuleiro fiquem menores, semelhante ao sistema em leque. (MAZARIM, 2011). Vale ressaltar que essa configuração apresenta um visual esteticamente agradável.

2.1.3 Tabuleiro

Também denominado de viga de enrijecimento, sua finalidade é transferir as cargas de seu peso próprio e cargas móveis para os pontos de ancoragem dos cabos. O tabuleiro comporta-se como um elemento de compressão na ponte, sendo um fator importante para o funcionamento do sistema de cargas horizontais, como as cargas de vento (MAZARIM,2011).

Os tabuleiros de concreto podem ser pré-moldado ou moldado *in-loco*. Inicialmente, eram estruturas bem rígidas, mas, após a inclusão de um maior número de estais e o uso do concreto protendido, ficaram mais esbeltas e mais vinculadas ao fator estético (MAZARIM, 2011).

Nas primeiras pontes estaiadas construídas, foram usados tabuleiros metálicos, por apresentarem maior rigidez para conter a flexão longitudinal de uma estrutura com poucos estais ancorados e também pela facilidade de execução. Segundo Mazarim (2011), esses materiais são 80% mais leves que os tabuleiros de concreto, gerando uma redução das dimensões dos elementos estruturais, porém são mais caros.

Também existe o tabuleiro misto (concreto e aço), que ao trabalhar de forma conjunta com estes dois segmentos, pode-se ter inúmeras vantagens. Segundo Mazarim (2011), o uso do aço possibilita uma seção reduzida e uma facilidade na instalação e condução do material e o concreto traz benefício na sua durabilidade e na execução.

2.1.4 Torre

Também denominada de mastro ou pilone, tem a principal função de transmitir para a fundações as cargas originadas pelo sistema de cabos. (GOMES, 2013). Em função do esforço de compressão aplicado e da distribuição dos estais, as torres apresentam grandes alturas. Por apresentar resistência à compressão, normalmente o material mais

usado é o concreto. Apesar de existirem torres em aço, o uso desse material deve ser bem planejado e estudado.

2.2 Métodos Construtivos

Para construção de uma ponte, deve ser levada em conta os seus parâmetros específicos necessários para fazer um estudo aprofundado e apresentar as suas propriedades técnicas. Quem realiza essa tarefa na maioria dos casos é o Estado, a concessionária ou algum órgão privado. Segundo Ytza (2009), dentre as características que são levadas em conta está a localização, finalidade, importância, durabilidade, cronograma de obra e o custo. A importância da ponte e a durabilidade desejada levam ao estudo de materiais a serem utilizados e a forma que estes devem ser preparados e implementados. (COMBAULT, 2008 citado por YTZA, 2009). Para a construção da ponte estaiada na BR-448 foi utilizado o método de Balança Sucessivo, que será explicado a seguir.

2.2.1 Balanças Sucessivos

É o método construtivo que melhor se adapta às obras estaiadas, sendo o método mais utilizado (STUCCHI, 1999 citado por YTZA, 2009). Esse procedimento construtivo é indicado quando a altura da ponte em relação ao terreno for grande, sendo necessário obedecer ao gabarito de navegação durante a construção. Sua construção é feita por segmentos (aduelas), formando consolos que vão avançando sobre o vão. Dessa solução, existem dois métodos construtivos. Um deles é o método *in loco*, na qual se utiliza formas deslizantes para a realização da concretagem e quando se atinge a resistência, as aduelas são protendidas. Se utilizar aduelas pré-moldadas, elas serão feitas no canteiro de obras e transportadas com auxílio de treliças metálicas até atingir o extremo do balanço e logo são protendidas longitudinalmente.

3 | PONTE SOBRE O RIO GRAVATAÍ

3.1 Considerações Gerais

A ponte estaiada na Rodovia do Parque, na BR-448, apresenta uma extensão total de 268 m. Ela é composta por um segmento central, sobre o Rio Gravataí, com distância de 148 m e mais dois com comprimento de 60 m cada, nas extremidades. Sua seção transversal apresenta 31,40 m de largura. (DNIT, 2011). A rodovia apresenta seis faixas de rolamento em duas pistas separadas por uma guia central, seguindo as recomendações de segurança padrão DNIT. Além disso, o projeto está vinculado para veículos de Classe 45, através das exigências das Normas Brasileiras e especificações do DNIT, sendo o

trecho estaiado, às recomendações do Eurocode. (DNIT, 2011).

3.2 Estrutura e detalhes construtivos

As torres apresentam uma seção quadrada vazada com dimensão variada, com base de 6,00 m x 3,00 m e topo de 4,00 m x 3,00 m. Na parte superior da torre estão instaladas as ancoragens destinadas a instalação dos estais. Também foi projetada uma travessa que interliga as duas torres transversalmente, sendo elas de concreto protendido moldadas *in loco*. Na extremidade da torre, possuem dois pilares detalhados numa sessão retangular vazada com dimensão externa de 3,00 m x 3,00 m. (DNIT, 2011).

Todo o trajeto sobre o rio Gravataí foi projetado em balanços sucessivos, com tabuleiros moldadas *in loco*, sendo 18 presentes no vão central e 7 em cada extremidade do vão, cada um com 6,60 m de comprimento. Segundo o DNIT, o fechamento central foi executado com escoramento suspenso nas aduelas finais com comprimento final de 5,60 m. A cada 3,30 m, foram instalados transversinas metálicas com variação na altura entre 1,25 m e 1,75 m, com 79 unidades no total. As vigas longitudinais, na qual se instala as ancoragens, possuem segmento constante com altura de 1,60 m e largura variável entre 1,40 m e 1,60 m. Essas vigas possuem duas unidades, cada uma localizada nas extremidades do tabuleiro na seção transversal da estrutura.

Esse projeto apresenta três tipos básicos de ancoragens fixas e reguláveis, atendendo todos os requisitos ditos através das normas internacionais:

- a. 31 cordoalhas com diâmetro de 15,7 mm;
- b. 37 cordoalhas com diâmetro de 15,7 mm;
- c. 55 cordoalhas com diâmetro de 15,7 mm.

Segundo o DNIT, para obter melhor qualidade da ancoragem, foram realizados ensaios do efeito de fadiga por laboratório especializado com quantidade mínima de $2,10 \times 10^6$ ciclos na unidade ancoragem-estai.

O trecho inicial da superestrutura foi construído com escoramento direto após a concretagem e em seguida a protensão nas travessas que interligam as duas torres. Após a instalação, tensionamento do primeiro estai e liberado o escoramento, foram instalados os carros de concretagem das próximas aduelas e as demais peças da ponte estaiada. O tensionamento do estais foi feito com auxílio de um macaco tipo monocordoalha, levando em conta a possibilidade de um estaiamento global no tabuleiro, para uma possível correção no greide da ponte. Finalizado o estaiamento, foi instalado tubos anti-vandalismo e tubos em HDPE, para conter raios ultravioletas. (DNIT, 2011).

O concreto apresenta resistência característica à compressão (f_{ck}) de 40 MPa, com presença de sílica ativa e aditivos, para dar estabilidade e maior trabalhabilidade ao concreto e $a/c = 0,45$, para minimizar a retração e garantir a resistência suficiente para estaiamento após 3 dias de cura.

Na ponte estaiada da BR-448, o sistema de estais escolhidos foram cordoalhas múltiplas de sete fios, bastante utilizada no Brasil e no exterior, com resistência que equivale ao aço CP-170 RB. Para essa tipologia, o número de cordoalhas mais comum está na faixa de 19 a 161 cordoalhas. A atuação dos estais se deve pelas solicitações do peso próprio e da força axial aplicada na estrutura. (DNIT, 2011).

3.2.1 Propriedades dos materiais

Os parâmetros de cada material utilizado foram retirados através do memorial descritivo e memória de cálculo do DNIT. Todas as propriedades de cada material, para cada peça da estrutura estaiada, estão apresentados no Quadro 1 abaixo. Todos os dados foram levados em conta no *software* SAP2000.

Aço CA-50	Concreto	Aço para Estaiamento CP-170 RB
$E_s = 21000000 \text{ tf/m}^2$	$E_c = 3541700 \text{ tf/m}^2$	$E_s = 19500000 \text{ tf/m}^2$
$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$	$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$	$f_{ptk} = 1770 \text{ MPa}$
$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1,40$	Veículo-Tipo de 45 tf
$f_{yd} = 43500 \text{ tf/m}^2$	$f_{cd} = 28,6 \text{ MPa}$	Carga por roda: 7,5 tf
	$f_{ctk} = 3,51 \text{ MPa}$	Carga de multidão distribuída: 0,500 tf/m ²

Quadro 1 : Propriedades dos Materiais

Seguindo a NBR-7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1982) e através dos dados do projeto da ponte estaiada sobre o Rio Gravataí, o veículo-tipo da superestrutura apresenta classe 45, com 45 tf de peso total. A carga móvel de pontes rodoviárias ou também chamado de trem-tipo é composta por um veículo e a carga uniformemente distribuída. A área do veículo é retangular e apresenta 3,00 m de largura e 6,00 m de comprimento.

3.2.2 Cargas Atuantes

Em seguida foram definidas as cargas atuantes de cada peça da ponte estaiada. Todas as cargas apresentadas no Quadro 2 a seguir, foram inseridas no programa SAP2000. A carga móvel foi considerada por uma carga distribuída de forma uniforme.

Peso Próprio da Viga (g1)	Pavimento e Recapeamento (g2)
$g1 = 2,50 \text{ tf/m}$ - seção vazada	Carga Adicional de $0,2 \text{ tf/m}^2$
$g2 = 4,53 \text{ tf/m}$ - seção cheia	PAV = $1,18 \text{ tf/m}$
Peso Próprio da Laje sobre a Viga (g1*)	Guarda-Rodas (g2)
$g1^* = 2,16 \text{ tf/m}$	Guarda-Rodas Lateral = $0,6165 \text{ tf/m}$
Peso Próprio da Transversina (g1)	Guarda-Rodas Central = $0,2466 \text{ tf/m}$
$g1 = 2,17 \text{ tf/m}$	

Quadro 2: Cargas Atuantes

3.3 Modelagem da ponte sobre o Rio Gravataí

Após obter todos os dados, foi lançado o modelo da ponte estaiada da BR-448 no *software* SAP2000. Com esse programa, foram definidas as propriedades dos materiais, carregamentos, geometrias e dimensões de cada peça. Primeiramente, foi feito o projeto original (Sistema Semi-Leque) da ponte, sem nenhuma alteração na sua geometria ou na distribuição dos estais, à exceção das fundações. Estas foram substituídas por apoios com restrição total dos movimentos, ou seja, foram engastados. Para inserir os carregamentos no *software*, foram aplicadas as cargas do peso próprio e em seguida as de carga móvel, que foram nomeadas respectivamente de *Dead* e *Moving*. Após esse procedimento, as cargas foram fundidas em uma única configuração chamada *Comb*, na qual soma-se as cargas de movimento e de peso próprio.

No Sistema em Leque, toda a distribuição da ancoragem foi direcionada para topo da torre. Já no Sistema em Harpa, a distribuição dos estais no tabuleiro foi o mesmo que da torre. Essas três tipologias de organização podem ser observadas na Figura 1 a seguir.

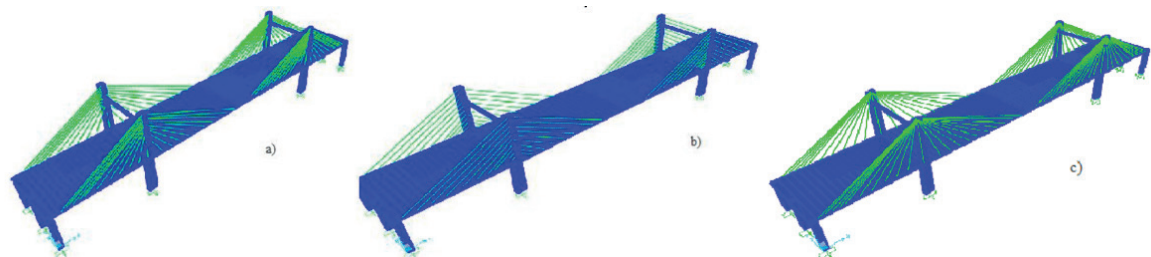


Figura 1: Pontes Estaiadas lançadas no SAP2000: a) Semi-Harpa ou Semi-Leque; b) Harpa e c) Leque

4 | RESULTADOS

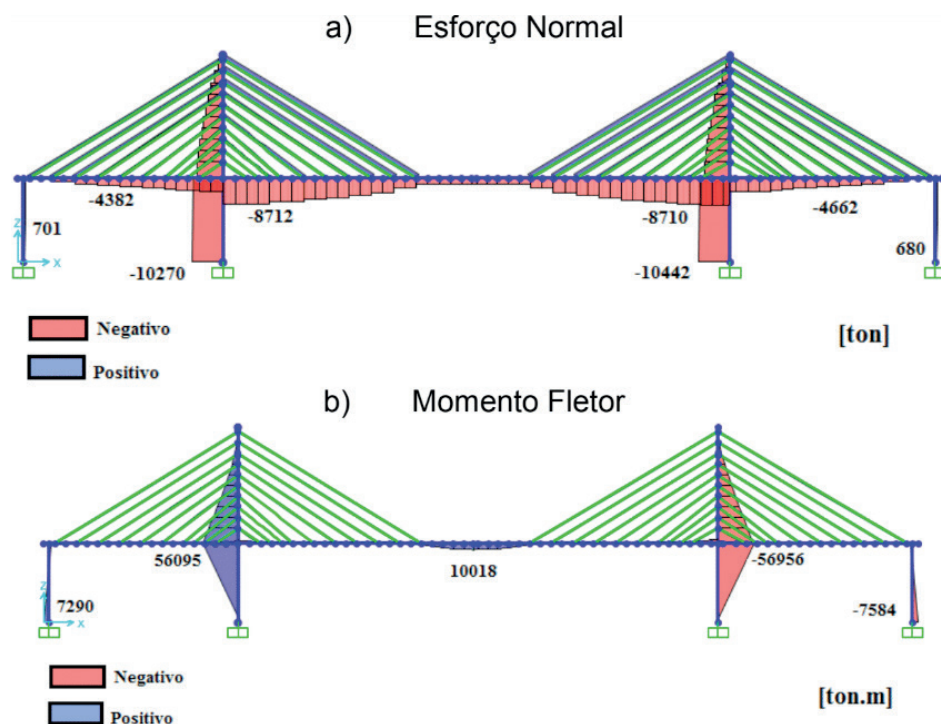
Após feitas as três tipologias de pontes estaiadas, partiu-se para a análise de cada elemento de cada um dos modelos, através das solicitações originadas de seus carregamentos (Esforço Normal, Momento Fletor) gerados pelo programa.

4.1 Sistema Harpa

Segundo Torneri (2002), este sistema é considerado instável por apresentar uma simetria na distribuição dos estais e nas rigidezes à flexão e uma distribuição assimétrica das cargas em função da variação da altura e do espaçamento dos estais dando maior deformabilidade ao tabuleiro. Além disso, quanto mais próximos os estais ficam no tabuleiro, mais ele sofrerá esforços horizontais da Força Normal, dando instabilidade na estrutura. Analisando os diagramas das solicitações de Esforço Normal e Momento Fletor, percebe-se que as torres apresentam maior valor de Esforço Normal comparado ao tabuleiro, indicando que o tabuleiro é a estrutura mais rígida e a torre mais esbelta.

Para Torneri (2002), em função do espaçamento e pelo número de estais, ocorre um melhoramento na distribuição das cargas de toda a estrutura, garantindo uma estabilidade global. Sua flecha de deformação, em função da presença de cabos rígidos próximos à torre, fez seu valor ficar menor se comparado ao sistema Semi-Leque. Além disso, conforme os estais vão se avançando na torre, o comprimento do estais fica mais curto e mais rígido, fazendo as solicitações da estrutura ficarem menos evidentes. Observando os valores de Esforço Normal na tabela, percebe-se que quanto mais afastado os estais ficam da torre, maior valor de esforço normal nos estais.

Para melhor entendimento, esse sistema pode ser comparado a uma gangorra em seu ponto de equilíbrio, se houver algum excesso de carregamento em algum ponto da estrutura, o sistema ficará instável. O resultado das solicitações pode ser analisado na Figura 2 a seguir.



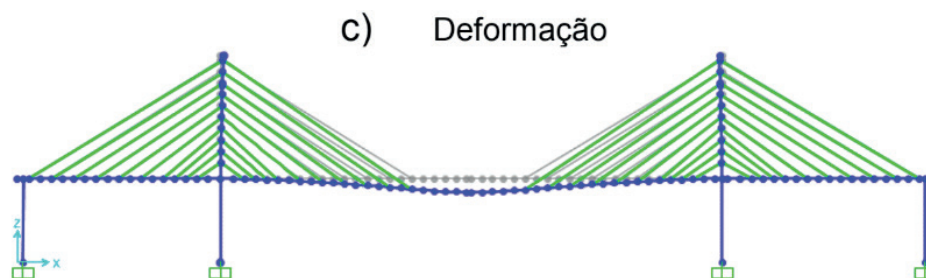


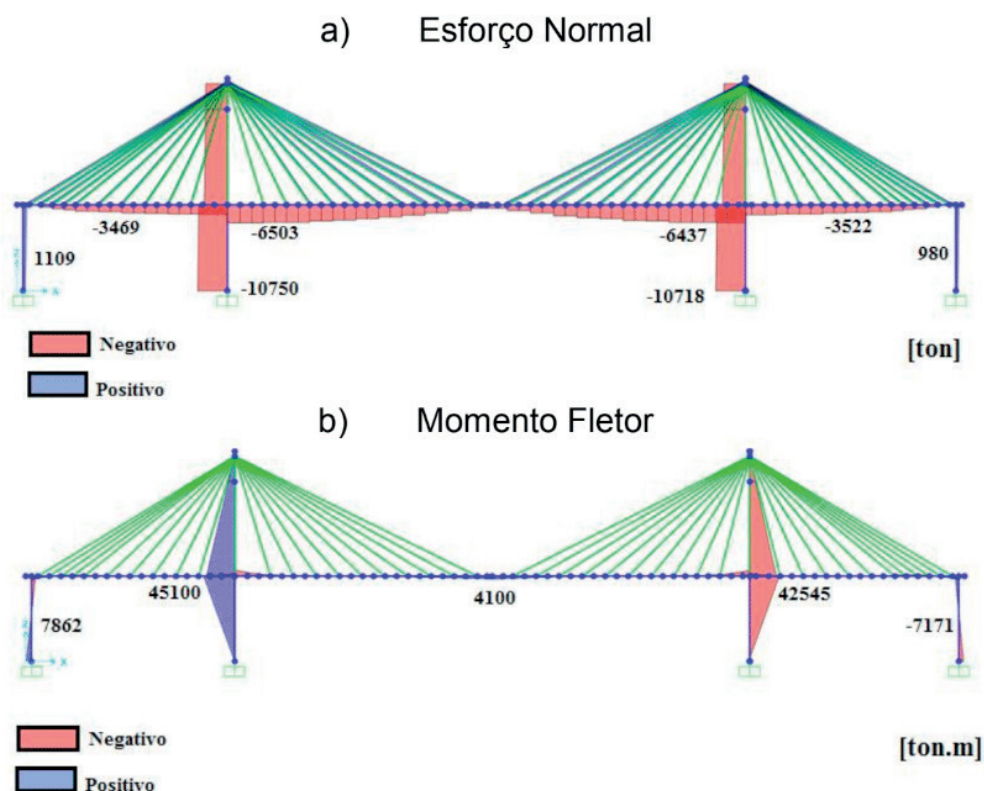
Figura 2: Sistema Harpa: Solicitações de: a) Esforço Normal, b) Momento Fletor e c) Deformação

4.2 Sistema leque

Nesse sistema, em função dos cabos estarem essencialmente tensionados e ancorados em um único ponto, no topo do mastro, o deslocamento da torre e a deformação do tabuleiro são menores comparados às outras configurações. Encontrou-se pouca deformação no plano longitudinal, pois com o aumento da tração no cabo, ele fica mais rígido e a flecha diminui.

Em função dos estais estarem bem tensionados e verticalizados, as solicitações de Esforço Normal e Momento Fletor apresentaram valores pequenos valores pequenos em relação ao sistema Harpa e Semi-Harpa. Por esse motivo que o tabuleiro apresenta pouca evidência de momento no diagrama de Momento Fletor. Analisando a torre, percebe-se que, em função dos estais estarem ancorados no topo, apresenta efeitos de compressão em toda a sua estrutura. Por esse motivo que para dar estabilidade global, necessita de um torre rígida.

Essas observações podem ser analisadas na Figura 3 a seguir.



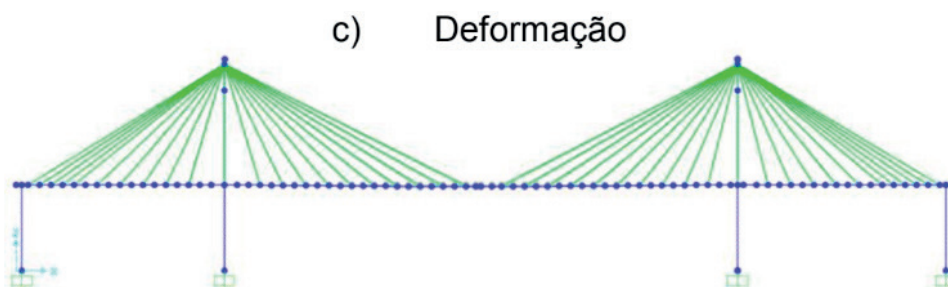


Figura 3: Sistema Leque: Solicitações de: a) Esforço Normal, b) Momento Fletor e c) Deformação

4.3 Sistema semi-leque ou semi-harpa

Analisando os diagramas de solicitações de Esforço Normal e Momento Fletor, referentes ao sistema Semi-Leque ou Semi-Harpa, tem-se a conclusão de que seus resultados, no geral, ficam intermediários em relação ao Sistema Harpa e Leque. Como já mencionado anteriormente, esse sistema surgiu para fundir as qualidades dos Sistema Harpa e Leque e melhorar os defeitos presentes.

Em Leque, existe um acúmulo de tensões encontrados no topo do mastro, com elevados efeitos de solicitações por tração em cada estai ancorado. Indicando que a torre precisa ser bem rígida. Se houver uma melhor distribuição das tensões dos estais, causará um alívio dessas tensões. Já na configuração em Harpa, apresenta uma simetria na distribuição dos estais dando maior variabilidade nas solicitações, tanto verticais quanto horizontais, causando um desequilíbrio na estrutura. Mas, ao fazer um agrupamento no sistema de ancoragem e elevar mais próximo do mastro, os esforços horizontais ficarão menos evidentes e a estrutura ficará estável. Essas observações podem ser analisadas através da Figura 4 a seguir.

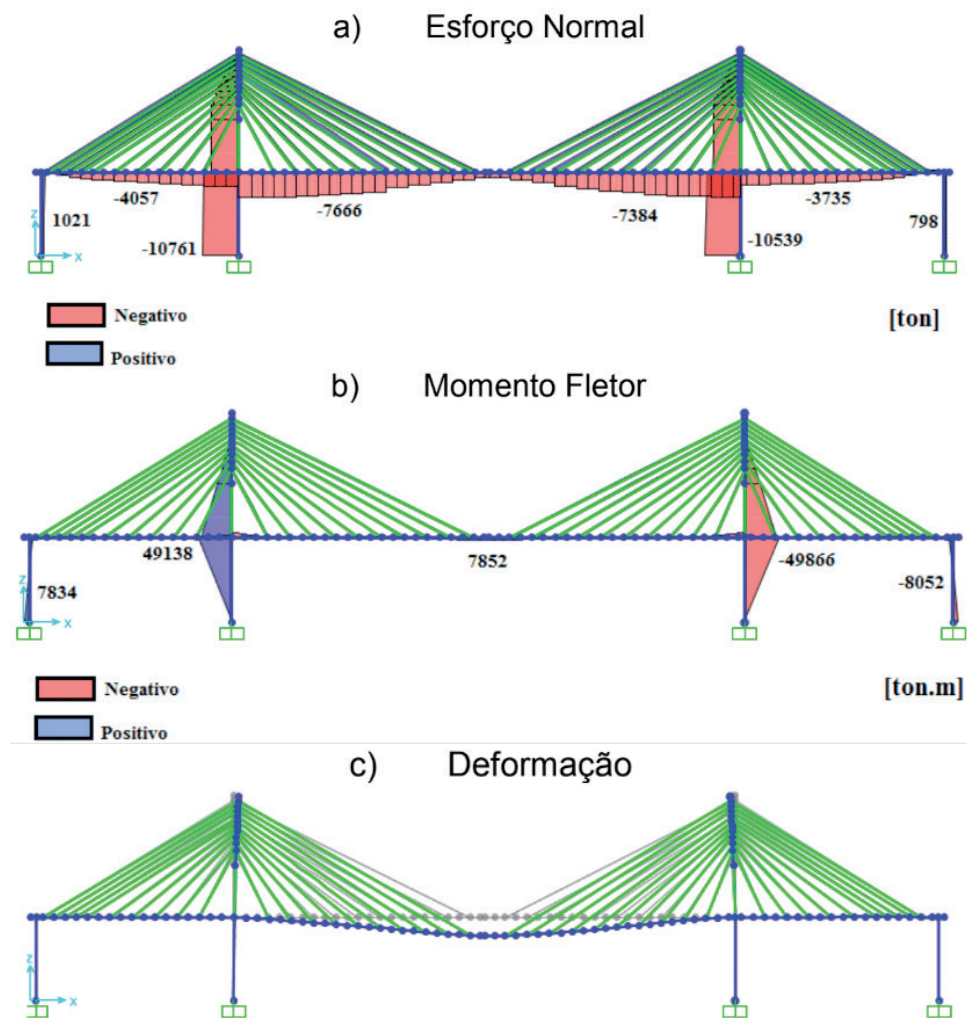


Figura 4: Sistema Semi-Leque ou Semi-Harpa: Solicitações de: a) Esforço Normal, b) Momento Fletor e c) Deformação

5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Visto que projetos e construções vinculadas às pontes estaiadas tem-se aumentado nos últimos anos, foi realizada uma análise construtiva e estrutural de uma ponte estaiada, que se encontra em Porto Alegre, na BR-448, na rodovia denominada de Rodovia do Parque.

O objetivo desse trabalho, foi descobrir os principais motivos que levaram a ponte da Rodovia do Parque a apresentar uma distribuição longitudinal do tipo Semi-Harpa (ou Semi-Leque). Para isso, foram selecionadas, além da distribuição original, mais duas distribuições (Harpa e Leque), a fim de fazer uma comparação quanto ao seu comportamento estrutural.

Como auxílio ao desenvolvimento do trabalho, foi utilizado o *software* SAP2000. Através desse programa e os dados referentes ao projeto da ponte estaiada, obtidos através do DNIT, foram inseridas todas as propriedades, dimensões e carregamentos de cada peça da estrutura, somente alterando a distribuição de ancoragem. Ao testar o carregamento, foram somente levadas em conta a carga do peso próprio e a carga móvel.

Com base nos resultados das solicitações (esforço normal e momento fletor) de cada tipologia de distribuição longitudinal da ponte, foi feita uma análise para cada uma delas. Chegou-se a conclusão que distribuição Semi-Harpa é a alternativa mais correta para se construir, pois numa distribuição Harpa, apesar de sua simetria ser esteticamente agradável, ela é uma estrutura instável com variação na distribuição de ancoragem e nas solicitações de esforço normal tanto horizontal quanto vertical. E numa distribuição em Leque todos os estais estão extremamente tensionados, necessitando de uma torre rígida, além de um cálculo preciso e de um especialista na execução da obra.

Por ser uma estrutura que abrange as qualidades das duas tipologias comentadas anteriormente, a Semi-Leque pode ser definida como se fosse uma estrutura “perfeita”, por apresentar um alívio nas tensões dos cabos, um equilíbrio de seus esforços (esforço normal e momento fletor), além de uma simetria visual.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR-7188 – **Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre** – Rio de Janeiro, ABNT, 1982, 4 p.

DNIT-**Estudo de Viabilidade Técnico-Econômica e Ambiental e Projeto Executivo de Engenharia para Implantação de Rodovia Federal: Projeto de Execução da Ponte sobre o Rio Gravataí – Trecho Estaiado**, Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

GOMES, R. R. S. **Aspectos técnicos e construtivos de projeto de uma ponte estaiada**. 131 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2013.

LACERDA, I. G. **Pontes Estaiadas com Selas ou Ancoragens Individuais** 7 p. Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2016.

MARCHETTI, O. **Pontes de concreto armado**. 237 p. 1ª ed. São Paulo: Blucher, 2008.

MAZARIM, D. M. **Histórico das pontes estaiadas e sua aplicação no Brasil**. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo. 2011.

TORNERI, P. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: comparação de alternativas**. 272 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2002.

VARGAS, L. A. B. **Comportamento estrutural de pontes estaiadas: efeitos de segunda ordem**. 2007. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2009.

YTZA, M. F. Q. **Métodos construtivos de pontes estaiadas: estudo da distribuição de forças dos estais**. 2009. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2009.

ANÁLISE LINEAR E NÃO LINEAR DE UM EDIFÍCIO DE VINTE PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 27/03/2020

Fernanda Fonseca Lima

Universidade Federal do Pará – Núcleo de desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE)
Tucuruí – Pará
<http://lattes.cnpq.br/8881635043434821>

Gabriel Rodrigues Gomes

Universidade Federal do Pará – Núcleo de desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE)
Tucuruí – Pará
<http://lattes.cnpq.br/1647853897322173>

Denilda Silva Costa

Universidade Federal do Pará – Núcleo de desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE)
Tucuruí – Pará
<http://lattes.cnpq.br/5311378175669956>

Leonardo Moreira Santana

Universidade Federal do Pará – Núcleo de desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE)
Tucuruí – Pará
<http://lattes.cnpq.br/8451554065806924>

Jaciara Santos Brandão

Universidade Federal do Pará – Núcleo de desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE)
Tucuruí – Pará
<http://lattes.cnpq.br/8212481898109102>

Marcelo Rassy Teixeira

Universidade Federal do Pará – Núcleo de desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE)
Tucuruí – Pará
<http://lattes.cnpq.br/8912916360456192>

RESUMO: A análise estrutural é essencial na concepção de edifícios altos, pois permite compreender e modelar de forma aproximada o real comportamento da estrutura. O objeto deste estudo se trata de um prédio de 20 (vinte) pavimentos modelados pelos autores. O objetivo geral deste trabalho é a análise não linear geométrica dessa estrutura. As justificativas da pesquisa pautam-se na necessidade de verificações apuradas dos esforços e deslocamentos em edifícios sob a égide da segurança estrutural, do bom desempenho em serviço e da economia no gasto com recursos materiais e humanos. Os objetivos específicos são: modelar a estrutura existente de forma

aproximada no software de análise por método dos elementos finitos, o SAP2000 e pelo programa de análise estática o EBERICK V10; verificar os esforços resultantes da análise não linear; comparar os deslocamentos máximos da análise linear e não linear geométrica. Conclui-se que a análise não linear geométrica apresentou valores de deslocamentos de ordem de 1 a 2% maiores que a análise linear.

PALAVRAS-CHAVE: Edifícios altos. Análise não linear. Análise geométrica.

LINEAR AND NONLINEAR ANALYSIS OF A BUILDING OF TWENTY STORIES IN REINFORCED CONCRETE

ABSTRACT: Structural analysis is essential in the design of tall buildings, as it allows an approximate understanding and modeling of the actual behavior of the structure. The object of this study is a building of 20 (twenty) stories modeled by the authors. The general objective of this work is the nonlinear geometric analysis of this structure. The justifications of the research are based on the need for accurate verifications of efforts and displacements in buildings under the aegis of structural safety, good service performance and savings in material and human resources spending. The specific objectives are: to roughly model the existing structure in the finite element method analysis software SAP2000 and the static analysis program EBERICK V10; verify the efforts resulting from nonlinear analysis; compare the maximum displacements of the linear and nonlinear geometric analysis. It is concluded that the nonlinear geometric analysis presented displacement values of 1 to 2% higher than the linear analysis.

KEYWORDS: Tall buildings. Nonlinear analysis. Geometric analysis.

1 | INTRODUÇÃO

A idealização de edificações altas está cada vez mais se expandindo nas grandes cidades brasileiras, pois devido ao parcelamento do solo e o exacerbado crescimento populacional a verticalização é a opção mais viável do ponto de vista técnico e sustentável. Logo, essas edificações estão sujeitas a fortes ações horizontais e necessitam de rigidez para combater essas ações. (CORELHANO, 2010).

A análise de segunda ordem global de edifícios é indispensável nos dias atuais, pois a tecnologia do concreto sofreu grandes avanços e tornou possível a execução de concretos de resistências elevadas, podendo ultrapassar os 50 MPa, ocasionando estruturas mais esbeltas. Décadas atrás a resistência usual em estruturas de concreto era em torno de 15 MPa a 20 MPa. Em relação aos pilares, quanto mais esbeltos mais necessária é a análise de segunda ordem global, pois eles são considerados os maiores responsáveis pela estabilidade global dos edifícios (ZUMAETA MONCAYO, 2011).

A análise estrutural é uma das áreas de constante evolução no processo de produção

do conhecimento na engenharia. Por muito tempo era comumente pensada e operada pelos cientistas da área apenas levando-se em consideração a teoria elástica linear, e o dimensionamento valia-se tão somente do conceito de tensão de segurança.

A linearização de modelos em decorrência da majoração nos coeficientes de segurança pode induzir ao superdimensionamento da estrutura, acarretando assim um gasto exacerbado e desnecessário. Outras desvantagens da modelagem linear são: a reserva de resistência do comportamento não linear não é considerada, tampouco quantificada; e o modo de colapso é desconhecido, dificultando a avaliação estrutural para alguns tipos de ações.

Mediante isso, faz-se necessário a análise não linear das estruturas, as quais podem ser consideradas como não linearidade física e geométrica. A não linearidade geométrica é quando há uma relação não linear entre deformações e deslocamentos e também no momento que as equações de equilíbrio devem levar em conta a estrutura deformada.

Na análise não linear, considera-se o comportamento não linear geométrico e dos materiais. Toda a geometria da estrutura bem como todas as suas armaduras, precisam ser conhecidas para que a análise não linear possa ser efetuada, pois a resposta da estrutura depende de como ela foi armada. Condições de equilíbrio, de compatibilidade e de ductilidade devem ser necessariamente satisfeitas. Análises não lineares podem ser adotadas tanto para verificações de estados-limites últimos como para verificações de estados-limites de serviço. (ABNT, 2014).

Desta forma, a maior parte destes elementos é restrito ao problema de rotações moderadas. Uma alternativa para a consideração de grandes deslocamentos e rotações baseada no uso das deformações de Reissner foi apresentada. Contudo, essa formulação é bastante complexa, envolvendo a interpolação da deformação de membrana e da curvatura ao longo do elemento.

Entre os modelos utilizados para representar o comportamento do concreto armado pode-se citar o modelo elástico, que é o mais simples e mais utilizado na análise de estruturas. Nesse modelo as deformações são elásticas, ou seja, depois de retirado o carregamento aplicado o corpo retorna à sua configuração indeformada sem apresentar deformação residual. Quando a deformação é proporcional à tensão tem-se um material elástico linear, caso contrário, diz-se que o material é elástico não linear. Outro modelo também muito utilizado é o modelo plástico, cuja principal característica é o aparecimento de deformações residuais quando ocorre o descarregamento. Esses modelos podem ainda ser combinados, surgindo os modelos elasto-plásticos. Atualmente existem também os modelos que utilizam a mecânica da fratura e do dano, os quais tentam reproduzir o mecanismo interno de microfissuras que surgem com o aumento das deformações em materiais frágeis, como o concreto.

Os esforços de primeira e de segunda ordem global podem ser obtidos por meio do processo P-delta. Porém, como ele não é um parâmetro de estabilidade a avaliação da estabilidade global é realizada após a análise. O P-delta nada mais é do que um processo

de análise não linear geométrica (ZUMAETA MONCAYO, 2011).

O γz (Gama-Z) é um processo simplificado de avaliação da estabilidade global e dos efeitos de segunda ordem mediante multiplicação dos momentos de primeira ordem por um coeficiente γz . Baseia-se na hipótese de que as sucessivas linhas elásticas, devida as ações verticais aplicadas numa estrutura com os nós deslocado, sucedem-se segundo uma progressão geométrica. Há casos excepcionais em que não se deve aplica esse processo simplificado, por exemplo, quando se tem vigas de transição, quando se tem estruturas que já possuem deslocamentos devido a carregamentos verticais, entre outros (VASCONCELOS, 2000).

Segundo Lopes (2005), P-delta é um efeito que ocorre em qualquer estrutura onde os elementos estão submetidos a forças axiais, ou seja, forças na direção longitudinal da peça. Pode-se dizer que é um processo que relaciona a carga axial (P) com o deslocamento horizontal (Δ).

O SAP2000 é capaz de realizar análise não linear geométrica de duas formas: a análise denominada “Efeito P-delta” (global e local), que leva em conta parcialmente a configuração deformada no equilíbrio dos elementos, ou a análise denominada “Grandes Deslocamentos”, que leva em conta a configuração deformada no equilíbrio dos elementos, considerando grandes deslocamentos e rotações, utilizando a Formulação Lagrangeana atualizada. Em ambos os casos as deformações específicas dentro do elemento são sempre admitidas como pequenas. A análise “Efeito P-Delta” é aplicada quando grandes tensões estão presentes na estrutura, caso da maioria das estruturas aporricadas de concreto armado, logo, será dada mais ênfase a esta formulação. Já para o caso onde a estrutura sofre grandes deslocamentos e rotações, é indicada a análise escolhendo-se a opção de “Grandes Deslocamentos”.

O programa utiliza como parâmetro de instabilidade o coeficiente γz . O coeficiente γz é calculado para cada combinação de cálculo nas direções X e Y, os máximos valores em X e Y são adotados como valores críticos. A ação do vento é calculada automaticamente pelo programa, por meio da especificação dos valores de velocidade e coeficiente necessários, conforme prescrições da NBR 6123/1988. As imperfeições globais também são calculadas pelo programa conforme item 11.3.3.4 da NBR 6118/2014.

A análise estrutural de edifícios de múltiplos andares tem como objetivo buscar modelos que representem o comportamento real dessas estruturas em serviço da forma mais precisa possível.

O objetivo geral da pesquisa baseia-se na análise linear e não linear geométrica desta estrutura, modelando-se de forma aproximada a problemática pelo software SAP2000 via método dos elementos finitos e pelo EBERICK V10 de análise linear estática.

As justificativas da pesquisa pautam-se na necessidade de verificações apuradas dos esforços e deslocamentos em edifícios sob a égide da segurança estrutural, do bom desempenho em serviço e da economia nos gastos com recursos materiais e humanos.

2 | METODOLOGIA

A pesquisa é essencialmente bibliográfica exploratória, valendo-se de documentações técnicas como fonte de apoio na consulta e comparação de resultados. Primeiramente foi feita a análise do edifício por meio do software SAP2000, para o cálculo dos esforços resultantes e obtenção dos deslocamentos ao longo do edifício.

Dados do edifício:

- Edifício de 20 pavimentos em concreto armado;
- Pé direito: 3,00 m;
- Classe de agressividade ambiental II;
- Ambiente Urbano;
- Deterioração da estrutura pequena;
- Concreto armado: $f_{ck} = 30$ MPa;
- Pilares com dimensões de: (20x80 cm) e (20 x 60 cm);
- Vigas com dimensões de: (20 x 60 cm);
- Espessura da laje: 12 cm.

As dimensões das estruturas foram projetadas e modeladas pelos autores. Como a pesquisa tem caráter propedêutico, tais considerações mostram-se satisfatórias quanto aos aspectos de rigidez estrutural.

A análise linear foi efetuada de acordo com os critérios determinados pela NBR 6118/2014, bem como, as combinações de utilização através da operacionalização do software supracitado.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Análise linear

Conforme supracitado introdutoriamente, a arquitetura possui caráter simplista apenas para melhor entendimento das deformações em função das análises a qual a superestrutura estará submetida.

A arquitetura possui dimensões de 17,80m x 12,40m e a mesma contém 20 pilares com seções retangulares, sendo 8 pilares 0,20x0,80m, 12 pilares com seção de 0,20mx0,60m e vigas com dimensões de 0,20x0,60m, conforme demonstra abaixo a arquitetura do pavimento tipo na Figura 1.

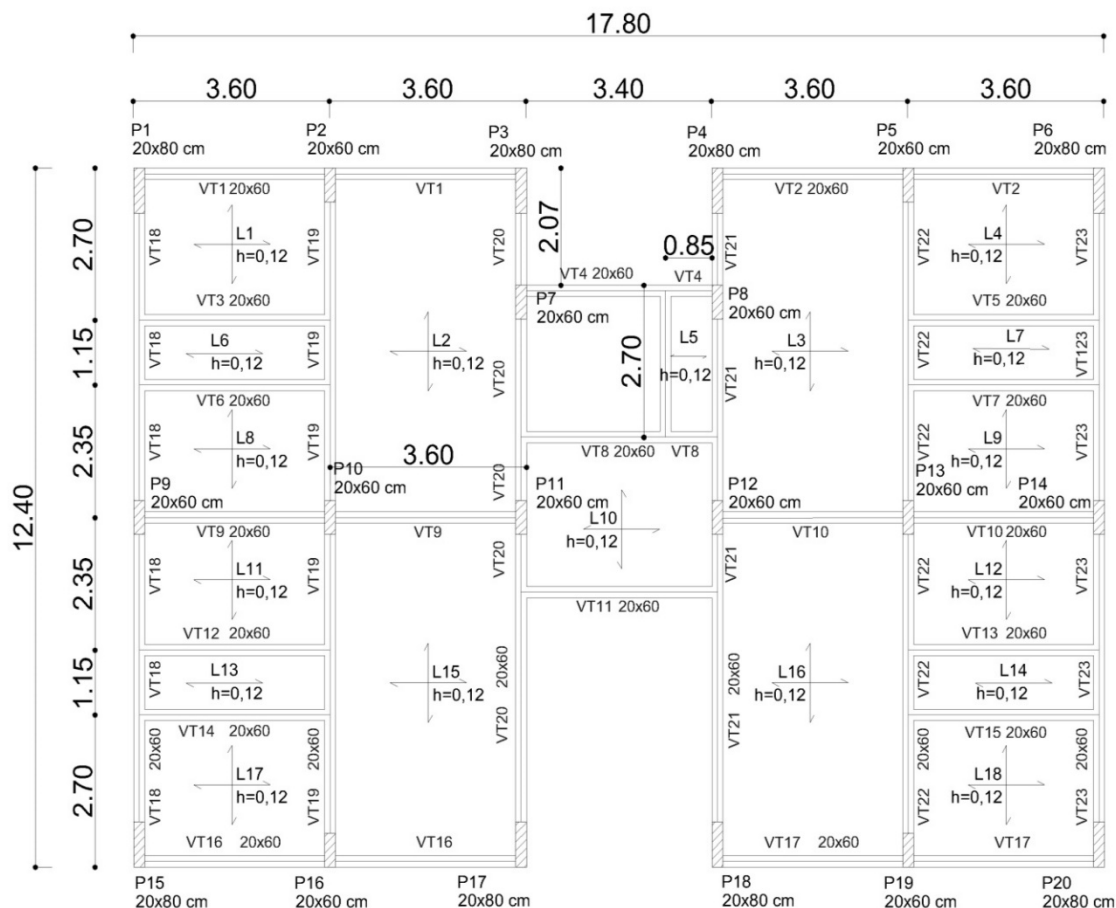


Figura 1 - Arquitetura do Pavimento Tipo

3.1.1 Considerações de Projeto: Cargas e Combinações

Para a resolução da análise linear, faz-se necessário determinar todas as cargas atuantes na estrutura e suas respectivas combinações de uso. As cargas a serem determinadas pela NBR 6118/2014, 6120/1980 são as cargas permanentes (peso próprio, cargas de revestimentos de piso, cargas de parede) e variáveis (vento e carga de ocupação da laje). Para determinação das cargas devido ao vento, faz-se necessário a consulta a NBR 6123/1988 - Forças devido ao vento nas edificações. Ressalta-se que neste trabalho foi utilizado como suporte técnico o software educacional Visual Ventos.

As forças horizontais devido à ação do vento, segundo as duas direções consideradas, foram determinadas de acordo com a NBR 6123/1988, sendo que, para as duas estruturas analisadas, foram utilizados os seguintes parâmetros:

- Velocidade básica do vento: 30,0 m/s;
- Classe C;
- Categoria III;
- Fator topográfico: $S1 = 1,0$;
- Fator estatístico: $S3 = 1,0$.

Utilizando-se os parâmetros supracitados, obteve-se a carga linear nos pilares de

3,60kN/m na face de barlavento (região de sobrepressão) e -0,98kN/m para a face de sotavento (região de sucção) e tais valores foram lançados como carga de vento a 90° (Figura 2).

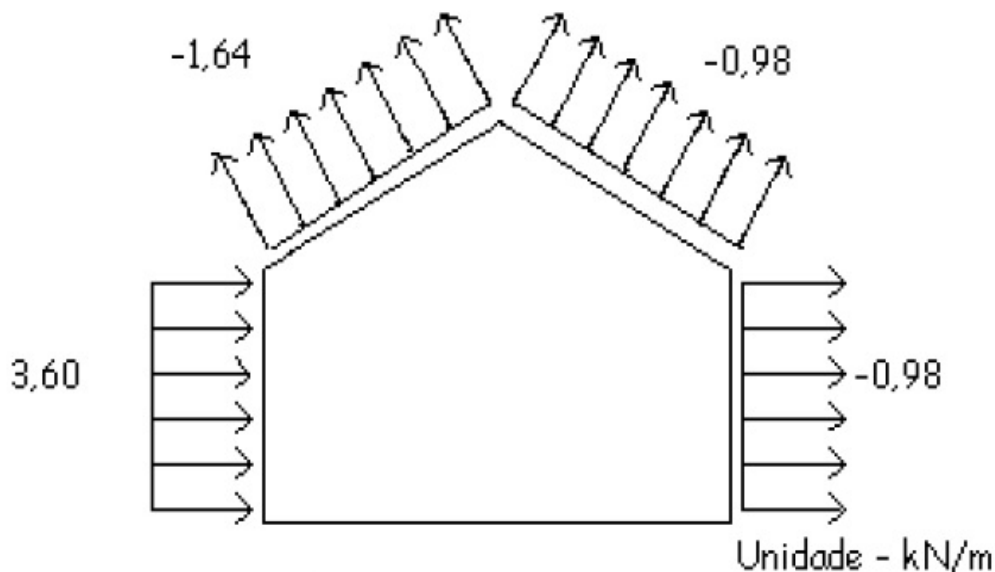


Figura 2 - Combinação com vento soprando a 90°.

Fonte: Autores (2018).

Para a carga das lajes foi considerado a NBR 6120/1980, a qual preceitua que a carga para edifícios residenciais é de 200kgf/m² ou 1,96kN/m². Para a carga das paredes, considerou-se a vedação como sendo de tijolo cerâmico com espessura de 14cm e o pé direito de cada pavimento é 3,00m. Logo, a carga de parede nas vigas é de 6,56kN/m.

As combinações de serviços constam na NBR 6118/2014 e fora utilizado a combinação normal favorável, ou seja, a ponderação é de 1,0 para cargas permanentes e 1,40 para cargas variáveis, como mostra a Figura 3.

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Figura 3 - Coeficientes para as combinações de ações. (NBR 6118/2014)

3.1.2 Resultados da Análise Linear

O SAP2000 tem recursos para gerar um pórtico tridimensional de múltiplos andares com as especificações de projetos supracitados. A estrutura ficou com altura aproximada de 60,00m e com deslocamento máximo no topo de 3,08cm. A Figura 4 apresenta o pórtico em 3D e a estrutura deformada e a Figura 5 mostra o deslocamento máximo da estrutura.

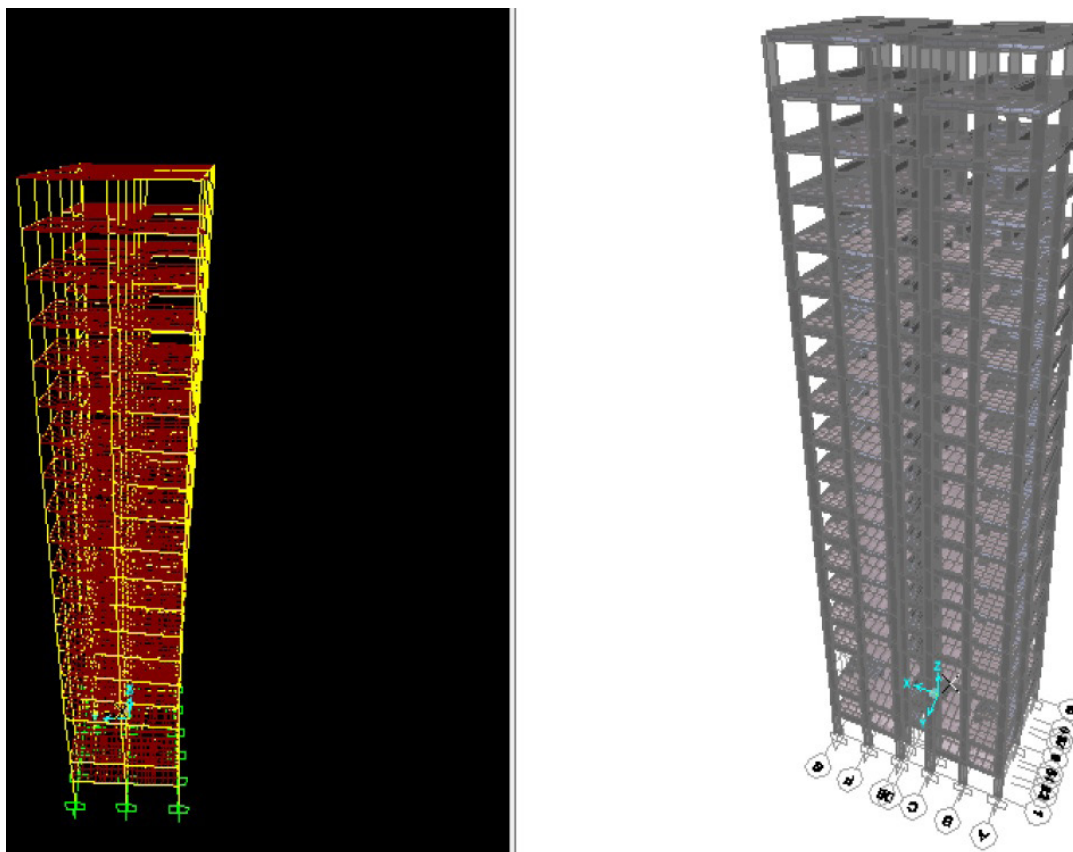


Figura 4 - Pórtico 3D e Estrutura deformada.

Fonte: Autores (2018).

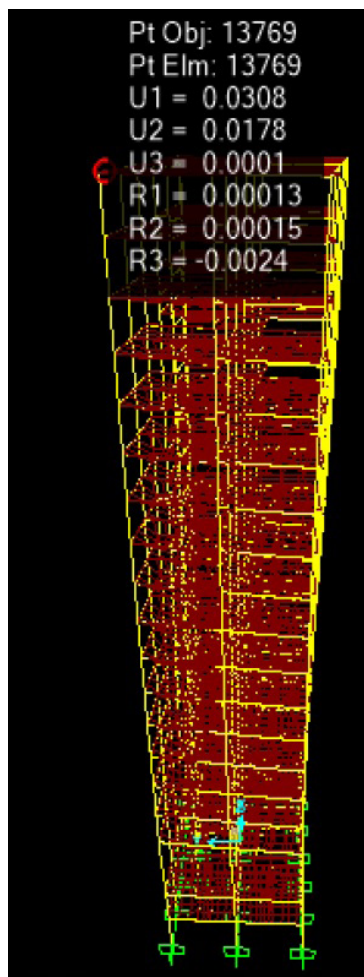


Figura 5 - Deslocamento máximo da estrutura.

Fonte: Autores (2018).

3.2 Análise Não Linear Geométrica

Foi utilizado o programa EBERICK V10 de análise estática linear para verificar se os coeficientes Gama-Z estavam à cima dos limites estabelecidos como mostra a Tabela 1.

Coeficiente Gama-Z	Limites
Direção X = 1.34	(limite 1.10)
Direção Y = 1.29	(limite 1.10)

Tabela 1 - Valores do coeficiente Gama-Z na direção X e Y.

Fonte: Autores (2018).

Os coeficientes de Gama-Z ficaram acima do limite, dessa forma foi necessário considerar os efeitos de 2ª ordem. E para análise desses efeitos através do P-delta foi utilizado o SAP2000.

A análise não linear geométrica é utilizada quando os deslocamentos e rotações são grandes e o equilíbrio precisa ser escrito na configuração deformada. A análise não linear geométrica pode ser realizada utilizando a formulação Lagrangiana ou corrotacional. As

formulações Lagrangianas são mais utilizadas no caso de elementos finitos contínuos, pois o uso da deformação de Green-Lagrange permite filtrar os deslocamentos de corpo rígido. Contudo, a aplicação das formulações Lagrangianas a elementos de pórtico com grandes deslocamentos e rotações levam a expressões muito complexas.

Os parâmetros para análise não linear geométrica pelo Processo P-Delta lançados como dados de entrada no software SAP2000 são mostrados na Figura 6.

Solution Control	
Maximum Total Steps per Stage	200
Maximum Null (Zero) Steps per Stage	50
Use Event-to-event Stepping	Yes
Event Lumping Tolerance (Relative)	0,01
Maximum Events per Step	24
Use Iteration	Yes
Maximum Constant-Stiff Iterations per Step	10
Maximum Newton-Raphson Iter. per Step	40
Iteration Convergence Tolerance (Relative)	1,000E-04
Use Line Search	Yes
Max Line Searches per Iteration	20
Line-search Acceptance Tol. (Relative)	0,1
Line-search Step Factor	1,618

Target Force Iteration	
Maximum Iterations per Stage	10
Convergence Tolerance (Relative)	0,01
Acceleration Factor	1,
Continue Analysis If No Convergence	No

Figura 6 - Dados de Entrada- Análise não linear.

Fonte: Autores (2018).

O deslocamento máximo na estrutura foi de 0,309m, cerca de 1% a mais que na análise linear ou análise de primeira ordem. É axiomático que os valores para momentos fletores, cortantes e momento de torsão também foram maiores para análise não linear geométrica, mas como o escopo da pesquisa limita-se aos deslocamentos máximos, foram abordados somente tais. A Figura 8 apresenta a estrutura em 3D e os valores máximos de deslocamentos após análise não linear.

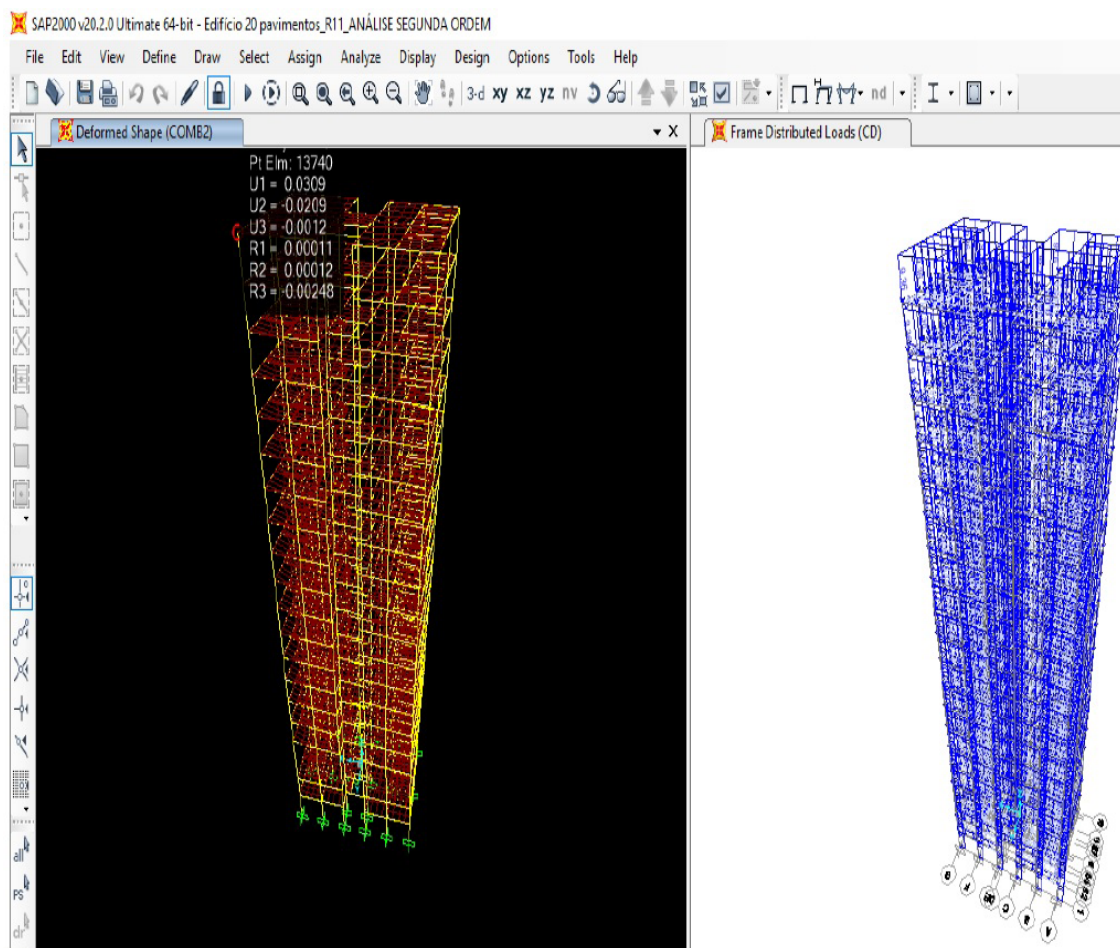


Figura 7 - Dados de Entrada- Análise não linear.

Fonte: Autores (2018).

4 | CONCLUSÕES

Na primeira análise obtida por meio do EBERICK V10 os coeficientes de Gama-Z resultaram em valores acima do limite permitido, sendo obrigatória a análise de segunda ordem pelo processo P-delta. Através do processo P-delta pelo SAP2000 conclui-se que a análise não linear geométrica apresentou valores de deslocamentos de ordem de 1 a 2% maiores que a análise linear. Os valores de momentos fletores, cortantes e esforços de torção também são maiores para a análise não linear geométrica, corroborando assim para a confirmação das pesquisas já existentes. Esses resultados demonstraram que o edifício é estável.

REFERÊNCIAS

ALTOQI EBERICK V10. **Ajuda do AltoQi Eberick V10.**

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980. Versão Corrigida 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988. Versão Corrigida 2013.

CORELHANO, A. G. (2010). **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado**. São Carlos, 2010. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

LOPES, A. P., SANTOS; G. O.; SOUZA, A. L. A. C. (2005). Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47., Olinda. **Anais...** Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo.

SAP2000 PLUS. **Integrated Finite Elements Analysis and Design of Structures**. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA. Version 14, 2019.

VASCONCELOS, A. C. (2000). **Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do γ_z para determinação dos efeitos de 2ª ordem?** Artigo Biblioteca Digital TQS, São Paulo, 2000.

ZUMAETA MONCAYO, W. J. (2011). **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 221p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

ANÁLISE LINEAR ELÁSTICA E ANÁLISE NÃO LINEAR FÍSICA DA ESTRUTURA DO EDIFÍCIO DESTINADO À INSTALAÇÃO DE DUAS SEDES ADMINISTRATIVAS DA PREFEITURA DE PARAUAPEBAS APÓS A UTILIZAÇÃO DE REFORÇO PARA REVITALIZAÇÃO DO PRÉDIO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 26/03/2020

Denilda Silva Costa

Universidade Federal do Pará – Núcleo de desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE)
Tucuruí – Pará
<http://lattes.cnpq.br/5311378175669956>

Jaciara Santos Brandão

Universidade Federal do Pará – Núcleo de desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE)
Tucuruí – Pará
<http://lattes.cnpq.br/8212481898109102>

Allyson Corrêa Dias

Universidade Federal do Pará – Núcleo de desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE)
Tucuruí – Pará
<http://lattes.cnpq.br/5435308038152317>

Fernanda Fonseca Lima

Universidade Federal do Pará – Núcleo de desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE)
Tucuruí – Pará
<http://lattes.cnpq.br/8881635043434821>

RESUMO: A técnica de aproveitamento e reabilitação de edificações ainda é prática tímida no Brasil, surgindo como alternativa de redução de custos e aproveitamento de espaços subutilizados. Com essa finalidade a Prefeitura Municipal de Parauapebas-PA (PMP-PA) utilizou um galpão que servia como almoxarifado, adequando-o para sediar a estrutura administrativa da Secretaria Municipal de Meio Ambiente (SEMMA) e Secretaria Municipal de Urbanismo (SEMURB). A adequação foi feita através do uso de laje mista, inserindo-se laje de concreto armado sobre estrutura metálica de vigas e pilares, entretanto, pouco tempo após o início das atividades operacionais observou-se o aparecimento de fissuras na parte superior da laje, especialmente sobre os apoios metálicos. O presente trabalho apresenta uma análise computacional, simulando as condições atuais de utilização, com o objetivo de identificar as causas das fissuras e eventuais riscos à estabilidade local e global da estrutura. A análise apontou falhas na metodologia executiva das lajes mistas e deformações excessivas em alguns elementos estruturais.

PALAVRAS CHAVE: Análise estrutural. Reforço estrutural. Fissuras. Retrofit.

ELASTIC AND NONLINEAR LINEAR ANALYSIS OF THE BUILDING STRUCTURE FOR THE INSTALLATION OF TWO ADMINISTRATIVE HEADQUARTERS OF THE PARAUPEBAS PREFECTURE AFTER USE OF REINFORCEMENT FOR REVITALIZATION OF BUILDING

ABSTRACT: The technique of building recovery and rehabilitation is still a timid practice in Brazil, appearing as an alternative to reduce costs and use underutilized spaces. To this end, the Municipality of Parauapebas-PA (PMP-PA) used a shed that served as a warehouse, adapting it to host the administrative structure of the Municipal Environment Secretariat (SEMMA) and Municipal Department of Urbanism (SEMURB). The suitability was made through the use of mixed slab, inserting reinforced concrete slab over metal structure of beams and pillars, but a short time after the beginning of the operational activities, it was observed the appearance of cracks in the upper part of the slab, especially on metal supports. The present work presents a computational analysis, simulating the current conditions of use, in order to identify the causes of fissures and possible risks to the local and global stability of the structure. The analysis pointed out flaws in the executive methodology of the mixed slabs, mainly and excessive deformations in some structural elements.

KEYWORDS: Structural analysis. Structural reinforcement. Crack. Retrofit.

1 | INTRODUÇÃO

1.1 Reciclagem de edifícios

Segundo (Ferreira et al., 2003) o processo de reabilitação (reciclagem ou retrofit) é a prática de transformar o edifício velho em novo, por meio de diferentes níveis de intervenções que são promovidas pelo setor público ou privado, objetivando tornar disponíveis para o uso em condições de segurança e habitabilidade as edificações, com ou sem valor histórico que atualmente fazem parte do parque imobiliário edificado ocioso ou em deterioração. Dentro das necessidades da edificação para adequá-la ao uso desejado, podem ser apresentadas as definições abaixo para cada tipo de intervenção:

- Restauração: Leva uma edificação parcial ou totalmente a seu estado original, existe um retorno à sua forma primitiva, (BRASIL, 2008);
- Revitalização: É o conjunto de medidas que visam criar nova vitalidade, dar novo grau de eficiência a um edifício ou conjunto urbanístico, (KUTTER, 1999);
- Reabilitação: É uma intervenção em um bem ou conjunto patrimonial protegido total ou parcialmente, caso não seja possível nem conveniente seu restauro, inclui um conjunto de intervenções específicas de adequação e renovação com o objetivo de recuperar as características arquitetônicas globais e suas condições de estabilidade, uso e conforto. (FREITAS, 2012).

No Brasil a reciclagem de edifícios no setor da construção civil ainda não é popular,

diferente dos países europeus, onde as atividades de reabilitação superam as de novas construções, conforme mostra a Figura 1.

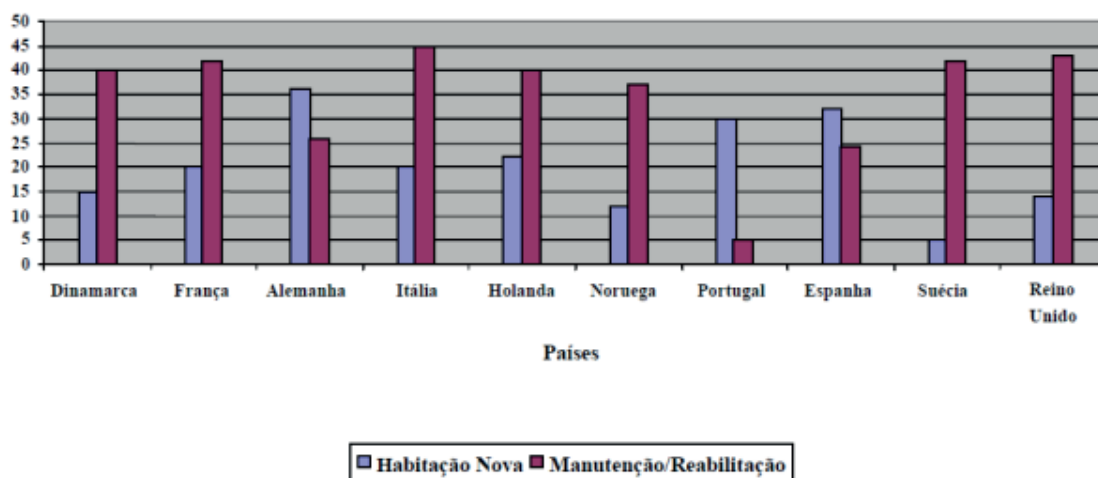


Figura 1 - Experiência internacional em reabilitação de edifícios.

Fonte: Euroconstruct, (1997) em Barrientos, M.I.G.G/Qualharini, E.L.,2002

Essas modificações muitas vezes são realizadas sem que sejam realizadas análises estruturais que demonstrem o comportamento dessas estruturas frente as novas sobrecargas e com as novas interações entre os materiais (estruturas antigas/novas estruturas). Assim, pouco tempo após o início da utilização das edificações surgem patologias e problemas estruturais que levam ao desconforto e insegurança dos usuários.

1.2 Análise linear e análise não linear

O estudo do comportamento das estruturas de aço e concreto armado evoluiu ao longo dos anos. Segundo Martins (2001) os primeiros trabalhos de análises de prédios foram desenvolvidos utilizando técnicas do meio contínuo para analisar as estruturas com o uso da teoria da flexo-torção de VLASSOV (1992). Com o passar dos anos e a evolução computacional os trabalhos desenvolvidos no âmbito na análise estrutural passaram a ser realizados com o uso de análise matricial pelo processo dos deslocamentos e do método dos elementos finitos.

A análise estrutural tem como função principal a determinação dos esforços solicitantes, deslocamentos, bem como o comportamento das estruturas quando sujeitas a carregamento, através da verificação dos estados-limites últimos e de serviço (ABNT NBR 6118, 2014).

A ABNT NBR 6118 (2014) apresenta para análise estrutural alguns métodos que podem ser utilizados dependendo do comportamento admitido para o material que constitui a estrutura, entre eles estão a Análise Linear onde admite-se comportamento elástico-linear para a estrutura e Análise não-linear. Neste método, deve ser considerado

para análise o comportamento não linear geométrico e dos materiais (física) e, para isso, são necessários conhecer toda a geometria, bem como todas as suas armaduras, pois o resultado de uma análise não-linear está diretamente ligado a forma como a estrutura foi armada.

O concreto armado apresenta comportamento não-linear físico devido a sua composição, aço e concreto, que apresentam a relação tensão-deformação não lineares, sendo necessário analisar as estruturas quanto a não linearidade física. Para Junges (2018) os projetos apresentam não linearidade geométrica quando “a configuração deformada da estrutura influi nas suas equações de equilíbrio, ou quando há relações não lineares entre deformações específicas e deslocamentos”.

1.3 Laje mista

De acordo com a ABNT NBR 8800/2008, as estruturas mistas de aço e concreto são aquelas formadas por componentes de aço e de concreto, armado ou não, de densidade normal ou baixa trabalhando em conjunto. Esta norma define os requisitos básicos que devem ser obedecidos no projeto à temperatura ambiente de estruturas mistas, não abrangendo o dimensionamento de estruturas em situações de incêndio, nesse caso, devendo-se consultar a ABNT NBR 14323. Portanto, lajes mistas consistem na associação de fôrmas de aço perfiladas, com perfil nos formatos reentrante ou trapezoidal, com o concreto, e são aplicadas em edifícios comerciais, industriais, shoppings, hospitais, entre outros. A fôrma de aço age não somente como uma fôrma de trabalho na fase de execução, mas também proporciona vinculação ao concreto quando adquire rigidez, por meio da transferência do cisalhamento horizontal. A Figura 2 ilustra os componentes básicos do sistema.

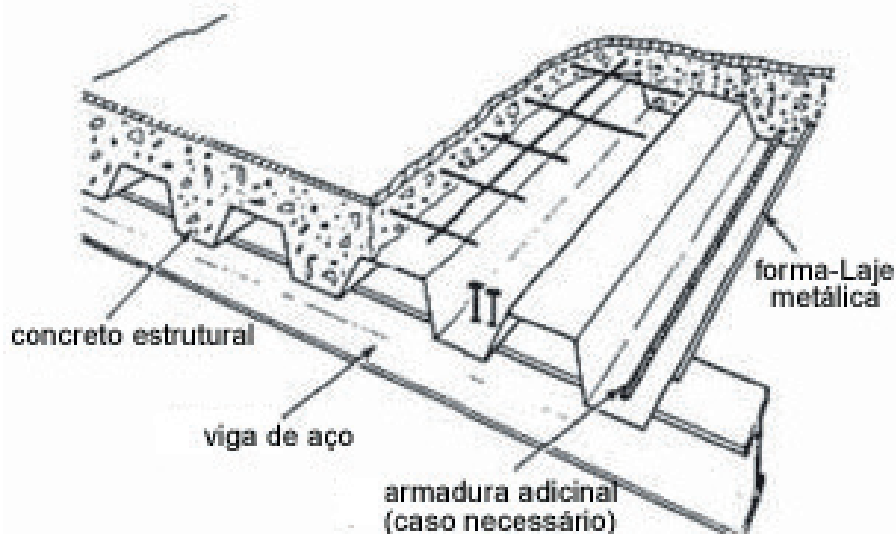


Figura 2 - Componentes básicos de lajes mistas.

Fonte: Revista Construção Metálica, edição nº 73 ABCEM.

O sistema apresenta diversos benefícios como velocidade de construção, economia no transporte, estabilidade estrutural e proporciona construções mais leves e sustentáveis. Porém, há limitações que devem ser respeitadas:

- Pavimentos onde carregamentos dinâmicos interferem na união entre a forma de aço e o concreto;
- Uso de aditivos a base de cloreto, pois atacam a galvanização das chapas de aço;
- Em áreas costeiras e em situações dimensionadas para o estado limite de incêndio, a fôrma deve ser desprezada, sendo necessário uso de armaduras de reforço;

2 | PROCEDIMENTOS E MÉTODOS

2.1 Problema investigado

Parauapebas é o quinto município paraense mais populoso com uma estimativa de 202.356 habitantes (IBGE, 2017). Seu produto interno bruto é um dos maiores do estado, tendo sido o maior em 2011, superando a capital Belém. Tal importância leva à necessidade de existir uma adequada estrutura administrativa que permita a manutenção do desenvolvimento e crescimento do município. Com o objetivo de aproveitar um prédio da administração pública municipal, utilizado como almoxarifado, readequando-o para servir como sede administrativa da SEMMA (Secretaria Municipal de Meio Ambiente) e da SEMURB (Secretaria Municipal de Urbanismo), através de um processo denominado reabilitação de edifícios (ou reciclagem), foram realizadas alterações estruturais que consistiram na inserção de pilares metálicos independentes para sustentar uma laje, modificando a finalidade da edificação. A Figura 3 mostra a localização da sede, que foi inaugurada em 2014.

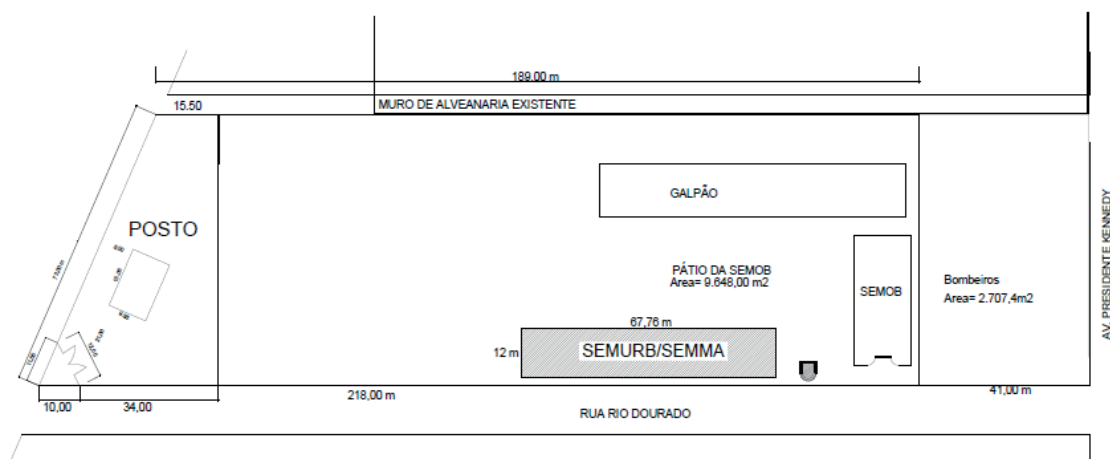


Figura 3 - Localização da Sede Administrativa da SEMMA.

Fonte: Prefeitura Municipal de Parauapebas (2018).

Com o uso da edificação e início das atividades após as intervenções estruturais, começaram a surgir fissuras em alguns pontos da parte superior da laje, provocando desconforto e insegurança nos usuários. A situação foi se intensificando com o aumento no número e frequência das fissuras, conforme ilustrado na Figura 4.



Figura 4 - Fissuras na Laje Superior / piso.

Fonte: Autores (2018).

2.2 Metodologia

Para entender melhor a estrutura, buscando explicar o surgimento de fissuras na parte superior das lajes do prédio em estudo e analisar o comportamento da superestrutura, foi realizada a modelagem computacional em software que utiliza o método dos elementos finitos (MEF) para fazer uma análise linear e uma análise não-linear física da estrutura.

No projeto original o prédio foi construído em estrutura convencional em concreto armado, posteriormente, durante o processo de revitalização foram inseridas no pavimento térreo reforço estrutural que consistia na utilização de vigas e pilares metálicos de forma independente da estrutura principal, mas interligados entre si, conforme mostra a Figura 5.



Figura 5 - Pilares e Vigas Metálicos.

Fonte: Autores (2018).

A Figura 6 apresenta a distribuição dos pilares de concreto existentes (P) e dos pilares metálicos de reforço inseridos (PR) para o pavimento térreo. A Figura 7 apresenta a distribuição para o pavimento superior (sem estrutura de reforço, apenas painéis divisórios), essa mesma distribuição foi estabelecida no software para a análise estrutural.

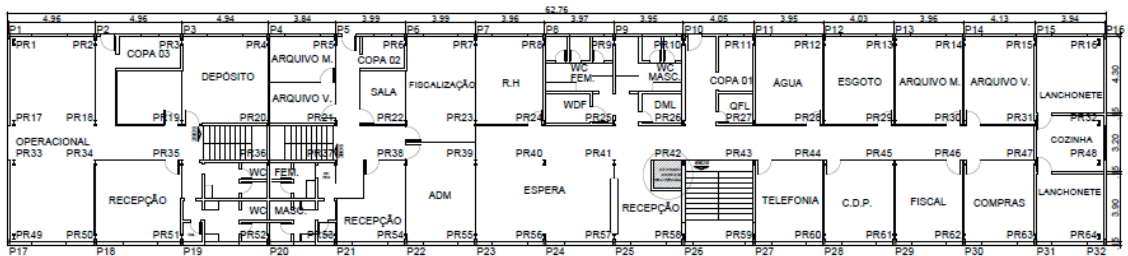


Figura 6 - Pavimento térreo: distribuição dos pilares de concreto existentes (P) e dos pilares metálicos de reforço.

Fonte: Prefeitura Municipal de Parauapebas (2018).

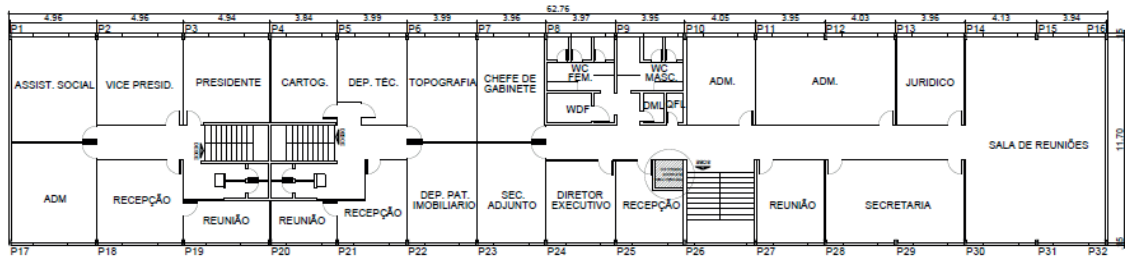


Figura 7 - Pavimento Superior: distribuição dos pilares de concreto existentes (P) e painéis divisórios.

Fonte: Prefeitura Municipal de Parauapebas (2018).

A ausência de pilares internos permitiu flexibilidade no arranjo dos ambientes, por ser um galpão com pé-direito elevado e cobertura metálica. Para viabilizar a distribuição das salas no pavimento superior utilizou-se divisórias navais, por apresentar baixo peso por m^2 em relação ao sistema convencional (alvenaria).

Para modelagem computacional foram adotadas as seguintes premissas:

- Pilares de concreto armado (P1 a P32), seção 15x30 cm;
- Vigas em concreto armado, seção 15x45 cm;
- Pilares metálicos de reforço (PR1 a PR64), aço laminado ASTM A36 com seção conforme Figura 9, utilizados também nas vigas de sustentação da laje;
- Laje de concreto armado ($e=10$ cm);
- Carga permanente distribuída sobre as lajes igual a 1 kN/m^2 , devido às divisórias;
- Sobrecarga de utilização sobre lajes no valor de 2 kN/m^2 , conforme indicação da NBR 6120/80;
- Lajes modeladas como elemento “Shell” refinada em malha de cerca de $50\times 50\text{ cm}$;
- Cargas de paredes sobre vigas externas no valor de $5,85\text{ kN/m}$ no nível da laje e $2,55\text{ kN/m}$ no nível da cobertura (platibanda).

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 8 mostra a estrutura modelada no software para análise do comportamento estático, sob ação do peso próprio e sobrecarga de utilização. A ação do vento não foi considerada por não agir diretamente na estrutura de reforço, sendo “blindada” pela estrutura externa original do galpão.

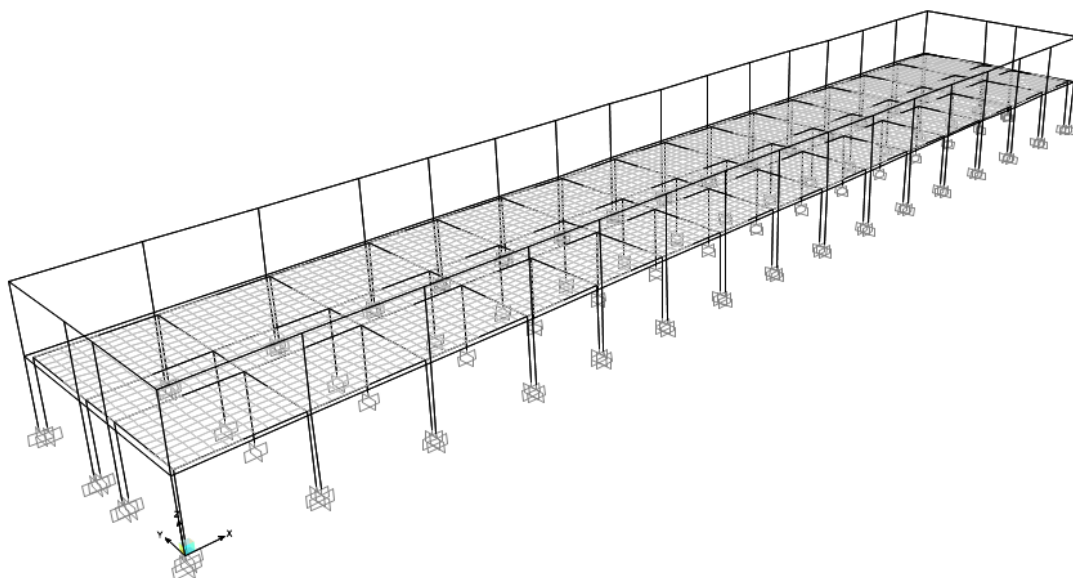


Figura 8 - Estrutura modelada no Software para a análise.

Fonte: Autores (2018).

Através da modelagem computacional observou-se a existência de deformações mais elevadas sobre as vigas de apoio das lajes, principalmente nas regiões próximas às extremidades, onde os vãos de lajes são maiores (quase 5 metros). A Figura 9 mostra o padrão de deformação da estrutura.

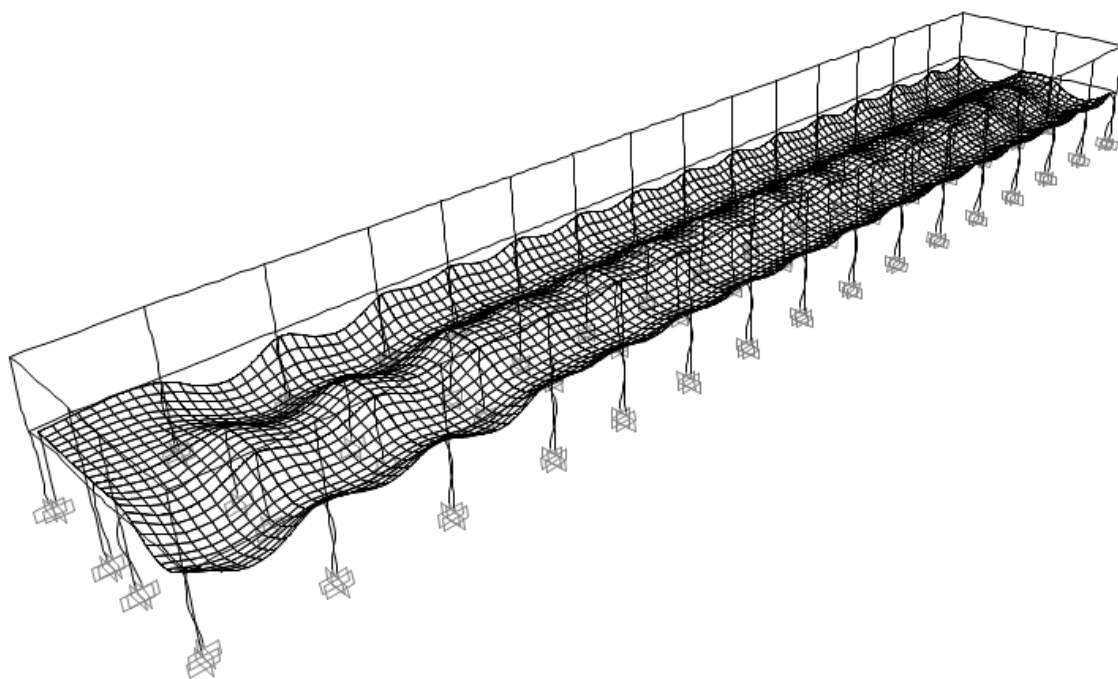


Figura 9 - Análise da Estrutura através do software.

Fonte: Autores (2018).

Pode-se observar que os pilares em concreto armado, concebidos inicialmente,

apresentaram poucas deformações, pois a estrutura interna de reforço trabalha de forma independente, transmitindo esforços quase nulos. Verificou-se a predominância de momentos negativos superiores, em termos de grandeza, conforme ilustrado na Figura 10, que apresenta também o padrão de deformação da seção transversal da estrutura.

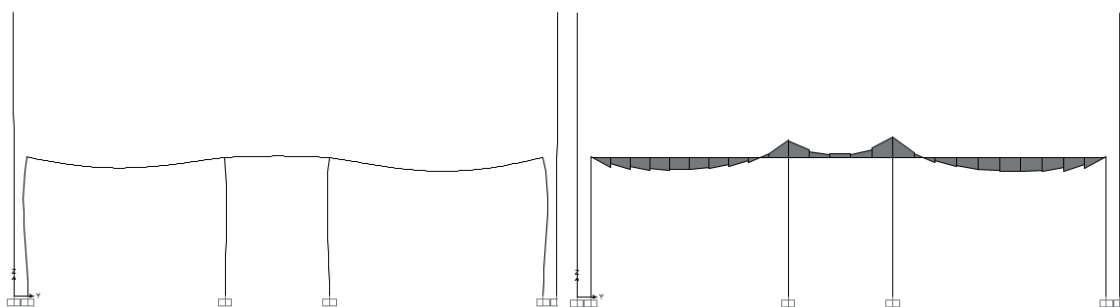


Figura 10 - Momentos fletores e deformação – análise linear.

Fonte: Autores (2018).

Na Figura 11, vê-se as deformações e momentos na análise não linear física foram pouco modificadas.

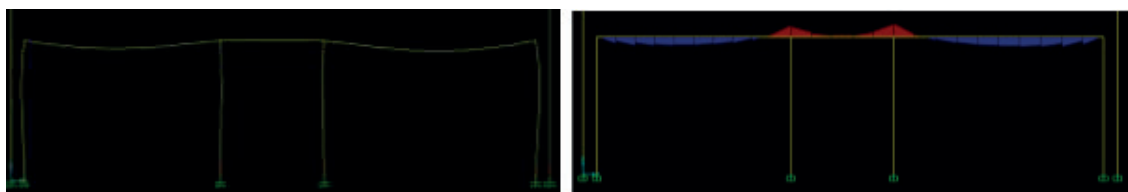


Figura 11 - Momentos fletores e deformação – análise não linear física.

Fonte: Autores (2018).

As lajes apresentaram tendência de deformação sobre os apoios, em virtude da seção de apoio reduzida (largura do perfil), gerando tensões elevadas, sendo imprescindível o uso de conectores de cisalhamento. A Figura 12 mostra as regiões onde ocorrem as solicitações positivas e negativas para a análise linear e a Figura 13 para a análise não linear física.

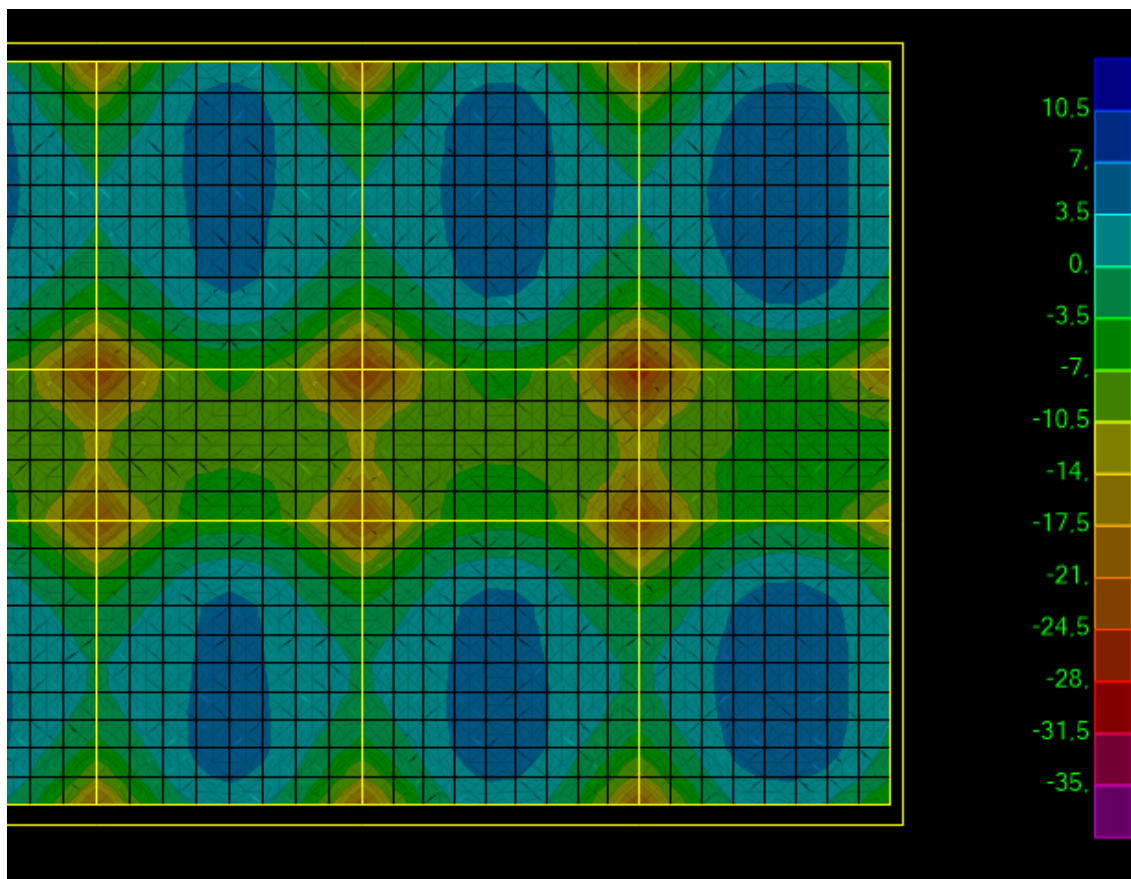


Figura 12 - Detalhes das regiões onde ocorrem solicitações positivas e negativas na análise linear
 Fonte: Autores (2018).

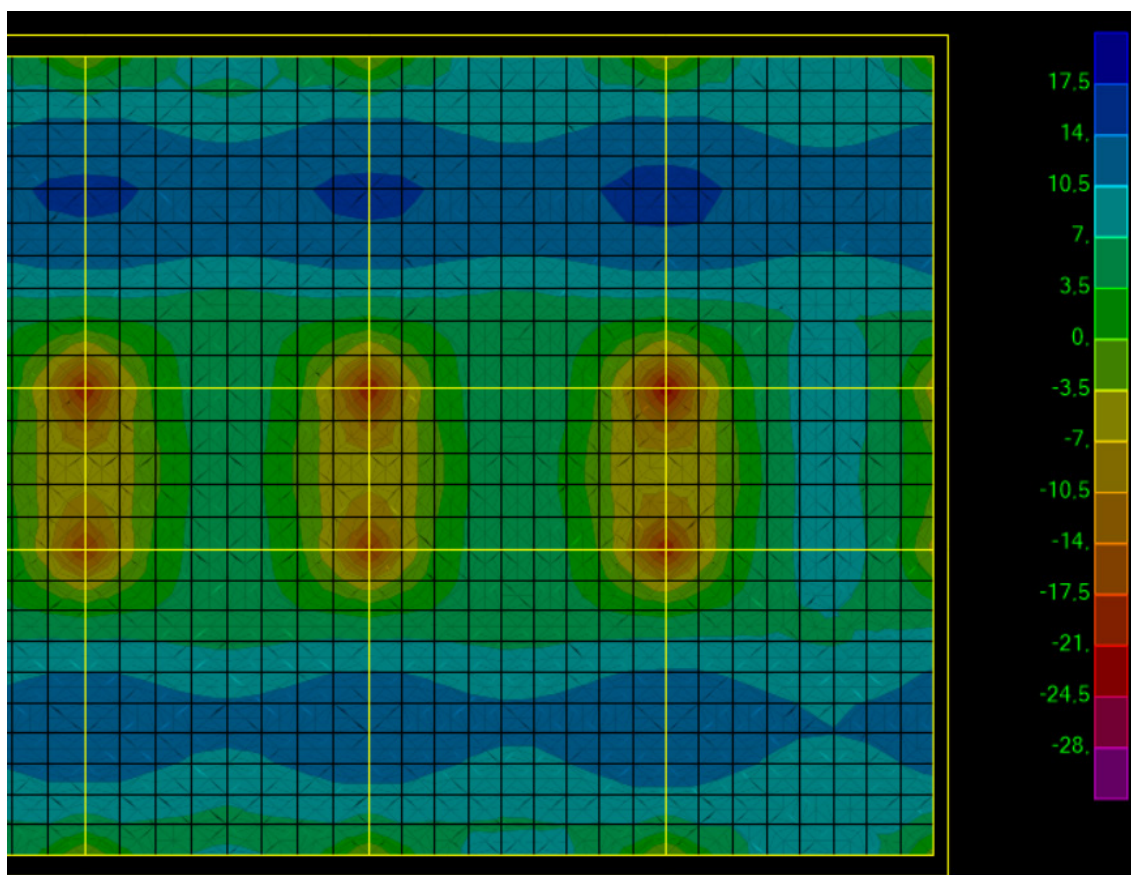


Figura 13 - Detalhes das regiões onde ocorrem solicitações positivas e negativas na análise não linear física.
 Fonte: Autores (2018).

4 | CONCLUSÕES

A análise computacional comprovou a existência de elevados esforços sobre as lajes devido aos grandes vãos, principalmente nas extremidades, gerando momentos negativos e provocando tendência de abertura de fissuras na parte superior das lajes. Aliado a isso, as vigas metálicas usadas como reforço apresentaram deformações excessivas, com valores acima do permitido pela norma em alguns casos, devido à sobrecarga de utilização adotada.

Dessa forma, em salas onde houver maior presença de cargas, devido a colocação de móveis ou arquivos, podem ser gerados esforços ainda maiores, agravando o quadro de fissuração. As fissuras encontradas na edificação estão presentes nos pontos onde na análise computacional existiam os maiores momentos negativos, mostrando que as armaduras utilizadas nestes locais foram insuficientes para combater a fissuração.

Embora tenha sido adotado o uso de laje mista de concreto com perfis de aço, não foi observado o uso de fôrma de aço na parte inferior e, embora tenha sido relatado pelos profissionais o uso de armadura negativa sobre os apoios, não foi adotado o uso de conectores de cisalhamento, contribuindo novamente para o aparecimento de fissuras, uma vez que, os pilares utilizados como reforço tinham seção reduzida provocando o aumento de tensões de cisalhamento na laje.

O quadro de fissuração apresentado vai contra o atendimento ao estado limite de utilização (ELU) e recomenda-se o acompanhamento das fissuras para avaliar evolução. Em eventuais casos mais graves, por excesso de sobrecargas, deterioração dos elementos estruturais ou ações não previstas pode haver risco de ruptura local, porém nas condições atuais, a estrutura não demonstrou sinais físicos de risco de colapso, ratificado pela análise computacional.

A experiência demonstrou falha na avaliação das condições de uso, projeto e adoção de tecnologia construtiva, necessários para um processo de reabilitação adequado.

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro. 2008.

BRASIL. Ministério das Cidades/ Agencia Espanhola de Cooperação Internacional – AECI **Manual de Reabilitação de Áreas Urbanas Centrais**/ Coordenação Geral de Renato Balbim – Brasília: Ministério das Cidades; Agencia Espanhola de Cooperação Internacional – AECI, 2008.

FERREIRA, A.; FERRARI, C. BERMEJO, PP. Retrofit, alternativa para valorizar o imóvel. **Revista URBS**, vol. 30. Abril/maio. Viva Centro. 2003.

FREITAS, V. **Manual de apoio ao projecto de reabilitação de edifícios antigos**. 1ª Edição, 2012.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA -IBGE. Disponível em <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pa/parauapebas>, acesso em 17 de junho de 2018.

MARTINS, Carlos Humberto. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal à flexão das lajes**. 2001, 252 p. Tese (Doutorado) Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. 2001.

Junges, Elisabeth. **Modelo de Elementos Finitos para Análise Não Linear Física e Geométrica de Pórticos Tridimensionais de Edifícios de Concreto Armado**. 2018, 302 p. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. 2018.

KUTTER, V. P. **Modelo de abordagem para edificações em situações de reciclagem**. 1999. 200 p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

ANÁLISE NUMÉRICA COMPARATIVA DE MODELOS APLICÁVEIS AO PROJETO DE LAJES DE CONCRETO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de Submissão: 03/04/2020

Edmilson Lira Madureira

UFRN – Departamento de Engenharia Civil
Natal – Rio Grande do Norte
<http://lattes.cnpq.br/0666185389012179>

Eduardo Morais de Medeiros

UFCG – Departamento de Engenharia Civil
Pombal – Paraíba
<http://lattes.cnpq.br/7696115928204611>

Arthur Leandro de Azevedo Silva

UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro
Rio de Janeiro - RJ
<http://lattes.cnpq.br/3531868019218436>

Gabriel de Bessa Spinola

UFRN – Departamento de Engenharia Civil
Natal – Rio Grande do Norte
<http://lattes.cnpq.br/0584338458160579>

RESUMO: O dimensionamento de lajes de concreto armado é objeto de dissonância entre os diversos procedimentos aplicados ao cálculo dos esforços solicitantes. Mesmo os aplicativos computacionais de alto desempenho, que permitem sua modelagem refinada como elementos de placa, não lograram êxito, haja vista, a insuficiência de

conhecimento do comportamento mecânico do concreto. Procedimentos simplificados podem ser empregados para a validação de resultados obtidos mediante os códigos automáticos, que podem ser úteis, inclusive, enquanto recursos didáticos em escolas de engenharia. O objetivo deste trabalho é a análise comparativa do desempenho mecânico de lajes de concreto armado realizada sobre modelos analisados mediante diferentes procedimentos consagrados no âmbito da Mecânica Estrutural e em projetos estruturais da construção civil. Para tal serão utilizados o código computacional ABAQUS para o cálculo de lajes, alternativamente, como placas e como grelhas globais, ambas contínuas, bem como software fundamentado na formulação do Método das Grelhas, do bojo da bibliografia tradicional referente ao Projeto de Lajes de Concreto Armado.

PALAVRA-CHAVE: Concreto Armado; Lajes; Placas, Simulação.

COMPARATIVE ANALYSIS OF APPLICABLE MODELS TO THE DESIGN OF CONCRETE SLABS

ABSTRACT: The reinforced concrete slabs design is object of dissonance among the

several applied procedures to the internal forces calculation. Even the high-performance computational codes, which enable its refined modeling as plates elements, don't have success, given the insufficient knowledge of the concrete mechanical behavior. Simplified procedures may be employed for the validation of obtained results from the automatic codes, which can be useful, even while teaching resources in engineering schools. The aim of this work is the comparative analysis of reinforced concrete slabs mechanical performance carried out upon analyzed models by different procedures, enshrined in the structural mechanic frameworks and structural civil construction projects. To accomplish such a subject it is used the computational code ABAQUS for the calculation of slabs, alternatively, as plates and as global grids, both as continuous sound mass, as well as a software based on the Method of the Grids Formulation, that is a traditional bibliography theme concerning to the Design of Reinforced Concrete Slabs.

KEYWORDS: Reinforced Concrete; Slabs; Plates; Simulation.

1 | INTRODUÇÃO

O dimensionamento de lajes de concreto armado envolve tarefas de abordagem delicada haja vista o contra senso perdurado até os dias de hoje entre os diversos procedimentos aplicados ao cálculo dos esforços e deslocamentos, necessários à consecução de tal finalidade.

Mediante aplicativos computacionais de alto desempenho, a laje poderia ser modelada como elementos de placa contínua. Mesmo assim, esta solução está longe de redundar em resultados fidedignos, pois, o conhecimento da resposta comportamental do concreto ainda deve ser considerado incipiente.

A necessidade de validar os resultados obtidos mediante os códigos automáticos pode ser satisfeita a partir da utilização de procedimentos simplificados adequados ao cálculo manual.

Abordagens simplificadas são úteis, enquanto recursos didáticos em escolas de engenharia, haja vista os benefícios à sensibilidade do estudante no tocante ao desempenho mecânico dos membros estruturais envolvidos.

O objetivo deste trabalho é a análise comparativa do desempenho mecânico de lajes de concreto armado realizada mediante diferentes procedimentos do âmbito da Mecânica Estrutural e dos projetos estruturais.

Para a consecução de tais objetivos são utilizados o código computacional ABAQUS, bem como software fundamentado na formulação do Método das Grelhas, da literatura tradicional referente ao Cálculo de Lajes de Concreto.

21 FORMULAÇÃO

Conforme a Teoria Clássica da Elasticidade o Módulo de Rigidez à Flexão de placas é expresso na forma:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (1)$$

onde os parâmetros **E** e ν representam, respectivamente, o Módulo de Elasticidade e o coeficiente de Poisson do concreto e **h** é a espessura da placa.

A deformada da placa da Figura 1.a, mostrada na Figura 1.b, é descrita mediante a Equação Diferencial de Lagrange, ARAÚJO (2014), escrita na forma:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p(x, y)}{D} \quad (2)$$

desde que **w** representa o deslocamento translacional de direção normal ao plano médio da laje e **p(x,y)** a função que descreve a distribuição da carga solicitante segundo toda a extensão de sua área.

Conforme a Teoria de Kirchhoff, os Momentos Fletores, Figura 1.c, são:

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (3)$$

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (4)$$

e:

$$M_{xy} = M_{yx} = -D \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} (1 - \nu) \quad (5)$$

O grupo de equações 3, 4 e 5 pode ser expresso na forma matricial:

$$\{M\} = -[D_k] \{k\} \quad (6)$$

onde:

$$\{M\} = -[M_x \quad M_y \quad M_{xy}]^T \quad (7)$$

$$[D_k] = D \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1 - \nu)/2 \end{bmatrix} \quad (8)$$

e:

$$\{k\} = \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad 2 \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right] \quad (9)$$

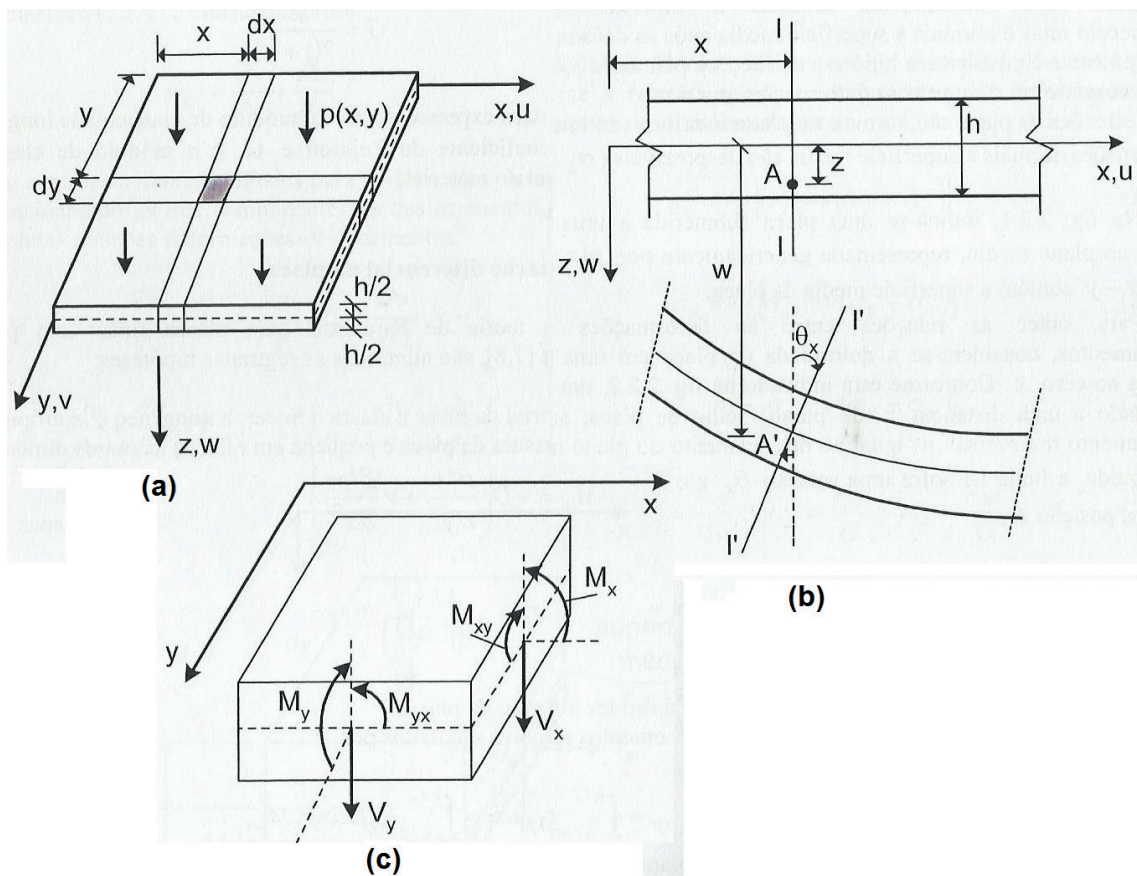


Figura 1. a) Laje; b) Deformada; c) Esforços

Considerando-se que a Teoria de Kirchhoff é válida para os casos em que a deformação cisalhante transversal é desprezível, e, portanto, tem-se, exclusivamente, deformação cisalhante torsional, a energia deformacional na placa pode ser caracterizada plenamente em termos das deformações no plano xy , ϵ_x , ϵ_y e γ_{xy} , que, por sua vez, podem ser definidas em termos do deslocamento transversal “ $w(x,y)$ ”. Para a formulação do elemento de placa de Kirchhoff, Apud COOK et al (1989), pode-se partir da energia de deformação:

$$U = \int_V \frac{1}{2} \{k\}^T [D_k] \{k\} dA \quad (10)$$

O elemento de quatro pontos nodais, figura 2, apresenta 3 graus de liberdade por ponto nodal que são o deslocamento linear transversal w , e as duas rotações em torno dos eixos coordenados $w_{,x}$ e $w_{,y}$. As funções de interpolação pertinentes associadas a elementos de n pontos nodais podem ser representadas pelo vetor:

$$\{N\} = [N_1 \quad N_2 \quad \dots N_{3n}] \quad (11)$$

e, o vetor dos deslocamentos nodais do elemento de placa é da forma:

$$\{d\} = [w_1 \quad w_{,x1} \quad w_{,y1} \quad w_2 \quad w_{,x2} \quad w_{,y2} \quad \dots w_n \quad w_{,xn} \quad w_{,yn}]^T \quad (12)$$

onde $w_{,xi}$, $w_{,yi}$ representam as derivadas da função $w(x,y)$ em relação às variáveis x_i e

y_i , respectivamente. O deslocamento translacional normal ao plano médio da placa, para um ponto qualquer situado em tal plano será:

$$w = [N]\{d\} \quad (13)$$

Para o vetor das curvaturas resulta a expressão:

$$\{k\} = [B]\{d\} \quad (14)$$

se $[B]$ é a matriz geométrica, neste caso de dimensão $3 \times 3n$, de modo que para k resultará vetor de dimensão igual a 3, e, o vetor dos momentos nos pontos nodais do elemento $\{M\}$ terá dimensão igual a $3n$.

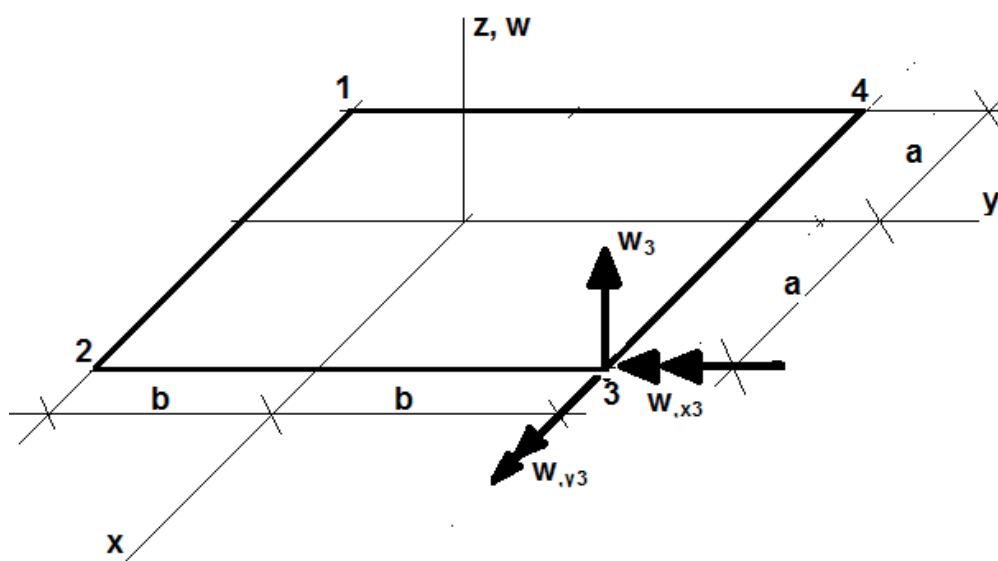


Figura 2 – Elemento de Placa de Kirchhoff de quatro pontos nodais

A caracterização do elemento de grelha tomemos no painel de laje, figura 3.a, é modelada estruturalmente a partir do traçado em linha cheia. Destacando-se o retângulo sombreado ABCD, realçado na figura 3.b, pode-se observar que o ponto ao seu centro, é comum à laje e à grelha que a modela, e apresenta os graus de liberdade, translação transversal ao plano da laje “ w ” e, rotações em torno de eixos nas direções x e y , no caso “ $w_{,x}$ ” e “ $w_{,y}$ ”, de modo que, a aproximação da laje pela grelha pode ser consistente. A grelha será discretizada com base em elementos do tipo EF, Figura 3.a. Considerando-se a aproximação como sendo linear, o elemento de grelha EF seria dotado de dois pontos nodais, cada um com três graus de liberdade, Figura 3.c. Em estreita coerência, cada um dos pontos nodais do elemento EF, seria solicitado por três esforços correspondentes a esses três graus de liberdade, que seriam um esforço cortante na direção z , um momento fletor cujo vetor alinha-se com eixo paralelo à direção do eixo “ y ” e um momento torsor cujo vetor alinha-se com o eixo paralelo à direção do eixo “ x ”, Figura 3.d.

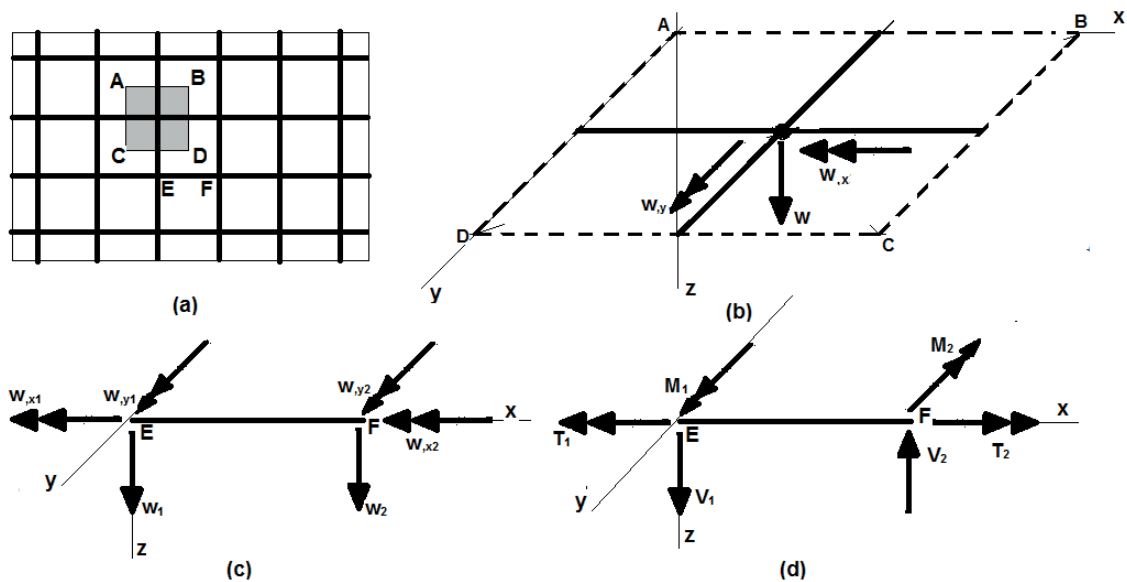


Figura 3 – Elemento de grelha

As funções de forma podem ser representadas por vetor do tipo:

$$\{N\} = [N_1 \quad N_2 \quad \dots \quad N_6] \quad (15)$$

O vetor dos deslocamentos nodais por elemento seria, então, do tipo:

$$\{d\} = [w_1 \quad w_{,x1} \quad w_{,y1} \quad w_2 \quad w_{,x2} \quad w_{,y2}]^T \quad (16)$$

e seria extraído do vetor deslocamentos de todos os pontos nodais do domínio que é obtido a partir da expressão:

$$\{\bar{d}\} = [k]^{-1} \{F\} \quad (17)$$

sendo $[k]$ e $\{F\}$ a matriz de rigidez global e o vetor das cargas nodais da estrutura, respectivamente. A equação é meramente simbólica, pois, tomada ao pé da letra presumiria a operação de inversão da matriz $[k]$. Entretanto, na prática, tal operação não é realizada, o que se faz, na verdade, é utilizar algoritmos elaborados sobre método numérico de resolução de sistemas lineares. O deslocamento translacional normal ao plano médio da grelha, para qualquer ponto de um elemento, será dado mediante forma semelhante à Equação 13.

Para a aplicação do Método das Grelhas Padrão o sistema de eixos coordenados é materializado de forma tal que os eixos são paralelos aos lados da laje, e o eixo dos “x” é paralelo à direção de maior rigidez à flexão. Os momentos fletores são expressos nas formas:

$$M_x = m_x p L_x^2; M_y = m_y p L_x^2; M_{xe} = m_{xe} p L_x^2; e, M_{ye} = m_{ye} p L_x^2 \quad (18)$$

onde “p” é a carga total que atua normalmente ao plano médio da laje e “ L_x ” é o comprimento do vão na direção de maior rigidez à flexão. “ M_x ” e “ M_y ” representam os momentos fletores positivos ao centro da laje nas direções “x” e “y”, respectivamente.

“ M_{xe} ” e “ M_{ye} ” representam os momentos fletores negativos nos bordos engastados, quando houver, nas direções “x” e “y”. Os parâmetros “ m_x ”, “ m_y ”, “ m_{xe} ”, e, “ m_{ye} ” são grandezas adimensionais de formulação própria, que se distingue, conforme as condições de vinculação dos bordos da laje.

3 | SUPORTE COMPUTACIONAL

Os resultados deste trabalho foram obtidos a partir do “software” ABAQUS com o sólido modelado, alternativamente, como placa e como grelha. O “software” adota aproximação por elementos finitos, e, inclui a formulação dos elementos de placa e de grelha tratados no item 2. Para a análise simplificada foi empregado algoritmo, desenvolvido por Madureira (2017), em linguagem C++, sobre a formulação do Método das Grelhas apresentada no item 2.

4 | VALIDAÇÃO DO PROGRAMA

A validação do ABAQUS é pautada no trabalho de Silva e Cashell (2015), referente à análise de resultados de placas quadradas em concreto de vãos iguais a 1,50 m e espessura de 60 mm, manufaturas, comparados a leituras de ensaios experimentais, constatando-se boa concordância.

5 | MODELOS ANALISADOS

A análise objeto deste trabalho será realizada sobre quatro casos cada um deles envolvendo laje constituída de quatro painéis, apoiada sobre as vigas V1, V2, V3, V4, V5 e V6, de elevada rigidez à flexão, Figura 4. As lajes apresentam espessura h uniforme e igual a 120 mm e os segmentos de reta normais ao seu plano orientam-se segundo a direção vertical.

Os referidos painéis considerados isoladamente são semelhantes em dimensões e condições de bordo. Cada um deles apresenta uma das dimensões em planta fixa e igual a 6,00 m, enquanto a outra dimensão difere caso a caso conforme coluna 2 da tabela 1.

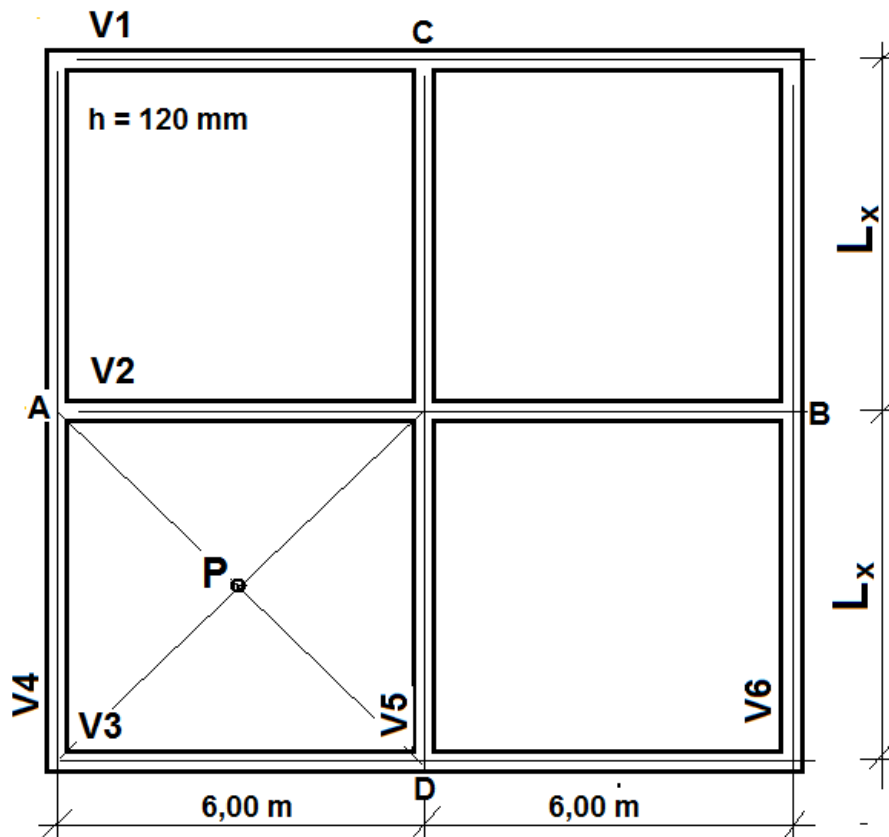


Figura 4 – Modelos analisados

As lajes são manufaturadas em concreto de Classe de Resistência à Compressão C 30, armado mediante barras longitudinais de aço **CA 50**. Os parâmetros de desempenho mecânico do concreto, no caso, o módulo de deformação secante e o coeficiente de Poisson, foram avaliados conforme as recomendações da NBR 6118/2014.

O plano médio das lajes é definido como o lugar geométrico de todos os pontos de sua massa, equidistantes em dos bordos superior e inferior.

As lajes serão submetidas a carga $3,0 \text{ kN/m}^2$, uniformemente distribuída em toda a sua extensão, de direção normal ao seu plano médio.

A análise de desempenho mecânico dos membros estruturais objeto deste artigo foi realizada considerando a massa de concreto trabalhando no regime linear elástico. Tal hipótese pode ser considerada satisfatória, haja vista que, nos casos da prática cotidiana de estruturas de construção civil as cargas solicitantes induzem estados de tensões que em pouco diferem desta realidade.

Para cada um dos casos analisados o conjunto é modelado, alternativamente, como placas, figura 5.a e como grelhas, figura 5.b. Uma vez modelado como placas, resulta o esquema estrutural da figura 5.a, no qual as linhas em tom azul coincide com o eixo longitudinal das vigas de apoio. Uma vez o conjunto modelado como grelhas, resulta o esquema estrutural da figura 5.b, no qual as linhas em tom marrom representam as barras da grelha idealizada, que são apoiadas em seus pontos de intersecção com as linhas em tom azul. A geometria do modelo de grelha dos casos estudados será definida a partir da

Figura 5.b complementada com os parâmetros das colunas 3 e 4 da tabela 1.

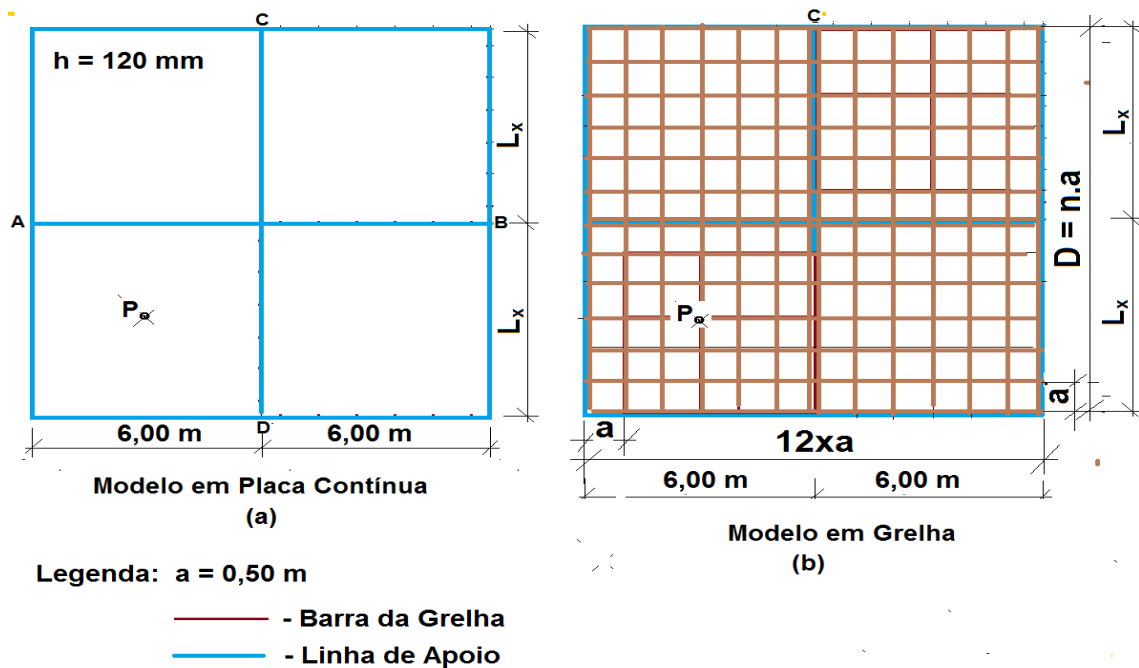


Figura 5 – Modelos Estruturais

Casos	L_x (metros)	n	D(metros)
1	3,00	6	6,00
2	4,00	8	8,00
3	5,00	10	10,00
4	6,00	12	12,00

Tabela 1 – Caracterização Geométrica

Os modelos estruturais foram discretizados a partir de elementos de placas e elementos de grelhas com dimensão da ordem de **5 cm**.

6 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

Uma vez a laje tendo atingido a configuração de equilíbrio para o carregamento solicitante, os deslocamentos verticais do ponto o em seu centro, culminaram nas magnitudes apresentadas nas colunas 2, 3, e, 5 da Tabela 2.

Os resultados obtidos indicam que os deslocamentos são maiores na medida em que o comprimento do menor entre os vãos é maior. Observa-se, inclusive, como era de se esperar, que as magnitudes dos deslocamentos obtidos a partir da modelagem do membro estrutural mediante elementos de placa foram maiores do que aqueles referentes a sua modelagem a partir de elementos de grelha. O fato pode ser justificado pela consideração do coeficiente de Poisson na modelagem referente aos elementos de placa ao contrário do que acontece tratando-se dos elementos de grelha. Talvez a resposta fosse diferente, se nos elementos de placa fosse considerada a rigidez ao cisalhamento transversal.

A menor diferença foi de 3,2%, constatada para o caso 1, de maior diferença entre os comprimentos dos vãos da laje, e, a maior de 7,5%, para o caso 4, de menor diferença entre os comprimentos dos vãos.

Deslocamento Vertical (mm)			
Casos	Placa	Grelha	Placa x Grelha
1	0,3027	0,2933	3,2%
2	0,7785	0,7416	4,8%
3	1,4389	1,3396	6,9%
4	2,1636	2,0028	7,5%

Tabela 2 – Deslocamentos verticais em ponto do centro da laje

Para os Momentos Fletores ao centro da laje na direção x, por sua vez, resultaram as intensidades sumarizadas nas colunas 2, 3 e 5, da Tabela 3. Observa-se que suas magnitudes são tanto maiores quanto maior é o comprimento do menor entre os vãos. Os valores destes Momentos Fletores obtidos mediante os elementos de placa foram maiores que aqueles referentes à modelagem através de elementos de grelha o que deve ser atribuído às diferenças entre os deslocamentos citadas no parágrafo, imediatamente, anterior. A menor diferença para o esforço ora em discussão foi de 1,2%, e refere-se ao caso 1, de maior diferença entre os comprimentos dos vãos, enquanto a maior foi de 17,9%, consumada no caso 4, de menor diferença entre os comprimentos dos vãos dos painéis de lajes.

Momento Positivo - direção "x" (kNm/m)					
Casos	Placa	Grelha	Placa x Grelha	Marcus	Placa x Marcus
1	1,70	1,68	1,2%	1,59	6,7%
2	2,52	2,24	11,1%	2,33	7,3%
3	3,04	2,53	16,8%	2,78	8,6%
4	3,25	2,67	17,9%	2,91	10,5%

Tabela 3 – Momentos Fletores ao centro da laje na direção x

Para o Momento Fleter negativo na seção do apoio intermediário da laje, na direção x, resultou tendência idêntica àquela reportada no parágrafo anterior, como pode ser constatado dos valores das colunas 2, 3 e 5, Tabela 4. Verificou-se menor diferença de 8,0%, para o caso 1, e maior de 8,8%, para o caso 4.

Momento Negativo - direção "x" (kNm/m)					
Casos	Placa	Grelha	Placa x Grelha	Marcus	Placa x Marcus
1	-3,01	-2,77	8,0%	-3,18	-5,6%
2	-4,74	-4,35	8,2%	-5,00	-5,5%
3	-6,16	-5,62	8,8%	-6,30	-2,2%
4	-7,15	-6,52	8,8%	-6,75	5,5%

Tabela 4 – Momentos Fletores na seção do apoio intermediário da laje na direção x

Para os Momentos Fletores ao centro da laje na direção y, por sua vez, resultaram as intensidades sumarizadas nas colunas 2, 3 e 5, da Tabela 5. Assim como ocorreu para os momentos na direção x, as intensidades dos momentos ora abordados resultaram tanto maiores quanto menor a diferença entre os comprimentos dos vãos dos painéis de laje. Observa-se que a diferença entre as intensidades desses momentos apresenta tendência peculiar. Para os casos 1 e 2 os valores obtidos a partir da modelagem de elementos de placa são menores e para os casos 3 e 4 ocorre, a situação inversa. A menor diferença foi de 3,6%, e refere-se ao caso 3, enquanto a maior foi de 17,9%, consumada no caso 4, de menor diferença entre os comprimentos dos vãos das lajes.

Momento Positivo - direção "y" (kNm/m)					
Casos	Placa	Grelha	Placa x Grelha	Marcus	Placa x Marcus
1	0,67	0,77	14,9%	0,40	40,7%
2	1,3	1,42	9,2%	1,03	20,2%
3	2,23	2,15	3,6%	1,93	13,5%
4	3,25	2,67	17,9%	2,91	10,5%

Tabela 5 – Momentos Fletores ao centro da laje na direção y

Apesar de os Momentos Fletores na seção do apoio intermediário da laje na direção y, Tabela 6, apresentarem tendência semelhante dos momentos na direção x, a diferença entre eles apresentou padrão semelhante àquele reportado no parágrafo anterior, observando-se maiores diferenças para os casos 1 e 4, e menores diferenças para os casos 2 e 3. Verificou-se menor diferença de 5,7%, para o caso 3, e maior de 10,8%, para o caso 1.

Momento Negativo - direção "y" (kNm/m)					
Casos	Placa	Grelha	Placa x Grelha	Marcus	Placa x Marcus
1	-2,03	-1,81	10,8%	-0,80	60,7%
2	-3,61	-3,35	7,2%	-2,22	38,4%
3	-5,41	-5,10	5,7%	-4,39	18,8%
4	-7,15	-6,52	8,8%	-6,75	5,5%

Tabela 6 – Momentos Fletores na seção do apoio intermediário da laje na direção y

Examinando-se os resultados obtidos pode-se observar que as intensidades dos Momentos Fletores calculadas mediante o método de Marcus são sensivelmente menores que as correspondentes determinadas conforme a modelagem via elementos de placa. Vale ressaltar, portanto, a conveniência de, em estudos futuros, examinar mais apropriadamente os efeitos da plastificação do concreto sobre a distribuição de esforços em lajes para assim dar mais substância à prática de utilização dos modelos analíticos simplificados aplicados ao dimensionamento de lajes de concreto armado.

7 | CONCLUSÕES

Este trabalho trata da análise comparativa do desempenho mecânico de lajes de concreto armado segundo abordagem alternativa sobre modelagem mediante elementos de placa, elementos de grelha e o método de Marcus.

Para suporte de cálculo foram utilizados o “software” ABAQUS para as análises sobre elementos de placa e de grelha, e, algoritmo estruturado elaborado em linguagem C++, sobre a formulação do Método das Grelhas.

A análise numérica foi realizada sobre modelo de laje envolvendo quatro casos diferenciados entre si pela relação entre os comprimentos dos vãos, considerando-se o comportamento do concreto no regime linear elástico.

A partir dos resultados obtidos constataram-se deslocamentos maiores na análise concernente a elementos de placa, o que pode ser justificado pelo fato de esta versão considerar o efeito de Poisson ao contrário da modelagem mediante elementos de grelha.

O menor desvio foi de 3,2%, constatado para o caso de maior diferença entre os comprimentos dos vãos dos painéis de laje e o maior foi de 7,5%, verificada para o caso de menor diferença.

Os deslocamentos resultaram tanto maiores na medida em que o comprimento do menor entre os vãos é maior.

Conforme os resultados, os Momentos Fletores na direção do vão de menor comprimento são maiores para maiores diferenças entre os comprimentos dos vãos, e, aqueles obtidos mediante elementos de placa foram maiores que aqueles referentes à modelagem através de elementos de grelha o que deve ser atribuído às diferenças entre os deslocamentos supra assinaladas.

Para os momentos positivos referidos no parágrafo anterior, a menor diferença foi de 1,2%, correspondente ao caso de maior diferença entre os comprimentos dos vãos, enquanto a maior foi de 17,9%, consumada no caso de menor diferença entre tais comprimentos enquanto, para os negativos, verificou-se menor diferença de 8,0%, para o caso de maior diferença entre os comprimentos dos vãos, e maior de 8,8%, para a condição oposta.

A tendência dos Momentos Fletores na direção do vão de maior comprimento

diferiu, sobretudo, pelo fato de se constatarem maiores desvios para o caso de maior e para o caso de menor diferença entre os comprimentos dos vãos, além do que, os valores dos momentos para os dois casos de maior diferença entre os comprimentos dos vãos, obtidos a partir da modelagem de elementos de placa serem menores que os seus correspondentes obtidos mediante elementos de grelha.

Vale ressaltar que os Momentos Fletores calculados mediante o método de Marcus resultaram menores que aqueles correspondentes determinados conforme a modelagem via elementos de placa, com diferenças expressivas para esses esforços na direção do maior entre os vãos.

Em vista da conclusão formulada no parágrafo antecedente, pode ser conveniente a realização de estudos mais aprofundados dos efeitos da plastificação do concreto sobre a distribuição de esforços em lajes, para assim melhor consubstanciar a validade dos modelos simplificados de análise estrutural de lajes de concreto armado.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118/2014**. Projeto de Estruturas de Concreto Armado - Procedimento, 2014.

ARAÚJO, J.M. – **Curso de Concreto Armado**. Volume 2. Editora Dunas. Rio Grande. 2014.

COOK, R. D., MALKUS, D. S. E PLESHA M. E. – **Concepts and Applications of Finite Element Analysis**. John Wiley e Sons. Nova York. 1989.

MADUREIRA, E. L. **Código Computacional para o Cálculo de Esforços em Lajes pelo Método das Grelhas**. Sistema de Gestão de Atividades Acadêmicas – SIGAA – UFRN. Natal. 2017.

SILVA, A.L.A. e CASHELL, K. – **Ultimate Behaviour in Composite Floor Slabs**. Summer Project for Study Abroad Programmes. Londres. Brunel University. 2015.

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO TERMOMECÂNICO DE LAJES DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 17/04/2020

Andreia Romero Fanton

Departamento de Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas
Campinas – SP

<http://lattes.cnpq.br/1377130373850684>

Luiz Carlos de Almeida

Departamento de Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas
Campinas – SP

<http://lattes.cnpq.br/7864858509516473>

Leandro Mouta Trautwein

Departamento de Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas
Campinas – SP

<http://lattes.cnpq.br/8892009084347857>

RESUMO: Um grande número de pesquisas experimentais e numéricas sobre o comportamento do concreto exposto ao fogo têm sido realizadas em elementos estruturais de vigas e pilares, sendo que as lajes são estudadas com menor frequência. Este

trabalho realizou uma análise numérica do comportamento termomecânico de lajes de concreto armado expostas ao fogo, através de modelagem estrutural em elementos finitos nos programas computacionais ATENA e GiD. Os modelos numéricos térmico e termomecânico em elementos finitos foram ajustados a partir dos resultados de ensaios experimentais obtidos na literatura. Finalmente, avaliou-se numericamente o comportamento termomecânico da laje em situação de incêndio. Dos resultados obtidos para as curvas de incêndio estudadas, observou-se melhor comportamento termomecânico do modelo para incêndio de hidrocarbonetos em comparação com a exposição à curva de incêndio ISO 834. **PALAVRAS-CHAVE:** concreto, fogo, elementos finitos, análise numérica, lajes.

NUMERICAL ANALYSIS OF THERMOMECHANICAL BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE SLABS IN FIRE

ABSTRACT: A large number of experimental and numerical studies on the behavior of concrete exposed to fire have been carried out on structural elements of beams and columns, with slabs being studied less frequently. This paper performed a numerical analysis of the

thermomechanical behavior of reinforced concrete slabs exposed to fire, using finite element modeling of structural elements in the ATENA and GiD (computational programs). The thermal and thermomechanical models in finite elements were adjusted from the experimental results obtained in the literature. Lastly, the thermomechanical behavior of the slab in fire was numerically evaluated. From the results obtained for the fire curves studied, better thermomechanical behavior of the slab exposed to hydrocarbon fire curve was observed comparing to the slab exposed to the ISO 834 curve.

KEYWORDS: concrete, fire, finite elements, numerical analysis, slabs.

1 | INTRODUÇÃO

A segurança contra incêndio tem como objetivo principal a defesa da vida humana e do patrimônio. Uma vez que situações de incêndio em edificações podem ocorrer a qualquer momento, a importância da segurança dos usuários (objetivo primário) e a manutenção da integridade da estrutura (objetivo secundário) tornam-se relevantes. A integridade estrutural é exigida principalmente em edificações comerciais, pois os danos neste âmbito podem paralisar as atividades econômicas (COSTA, 2008). Os testes de resistência ao fogo de estruturas são realizados em laboratório expondo os elementos estruturais às condições de incêndio e monitorando seu comportamento. Métodos numéricos e analíticos são uma alternativa mais econômica.

Em um edifício, as lajes são os elementos da estrutura que estão menos carregados e são os de maior ductilidade, ou seja, têm grande capacidade de deformação. Em uma situação de incêndio, as lajes mantêm-se estáveis após o Estado Limite Último ser ultrapassado (COSTA, 2008). Entretanto, as lajes devem garantir a integridade física da estrutura no quesito de compartimentação. Se ocorrerem deformações extremas, o isolamento e a estanqueidade podem ser afetados. Caso venha a sofrer colapso, haverá propagação do incêndio entre os pavimentos, o incêndio será estendido e os danos estruturais serão maiores.

As lajes de concreto armado possuem como garantia de resistência estrutural a armadura positiva em sua face inferior, local onde a ação térmica tem maior intensidade. Quando são moldadas in loco, em geral as lajes não têm armadura contra fissuras com função de assegurar resistência adicional caso a armadura positiva principal escoe.

Catástrofes recentes intensificaram a busca pelo entendimento a fundo das alterações das características mecânicas do concreto quando as estruturas são submetidas à situação de incêndio. No dia 1º de maio de 2018, o edifício Wilton Paes de Almeida, no centro de São Paulo, sofreu um incêndio de grandes proporções. O prédio, de 24 andares, desabou pouco mais de uma hora e meia após o início do sinistro (MAXIMIANO, 2018). O Museu Nacional do Rio de Janeiro, um dos principais no Brasil, foi destruído por um incêndio no dia 2 de setembro de 2018. Como não estava acontecendo visitaçã

tragédia, não houveram vítimas. 90% do acervo foi devastado pelo fogo.

Em uma situação de incêndio, muitas propriedades do concreto sofrem alterações significativas, sejam elas físicas, químicas ou mecânicas. Conforme Reddy e Ramaswamy (2017), as propriedades mecânicas são perdidas com a remoção da água existente na pasta de cimento – a qual estava quimicamente ligada – devido às altas temperaturas, provocando assim o seu enfraquecimento. Em diversos casos, elementos de concreto expostos ao fogo podem ter suas camadas fragmentadas devido a uma explosão do material (AMARAL, 2014), fenômeno conhecido como *spalling*, ou lascamento.

2 | MODELAGEM NUMÉRICA NÃO LINEAR

Os modelos numéricos foram desenvolvidos através de dois programas computacionais: GiD versão 10.0.9 (pré-processamento) e ATENA versão 5.6.1 (processamento e pós-processamento).

2.1 Modelo constitutivo dos materiais

Para materiais frágeis, como o concreto, utiliza-se no programa ATENA um modelo constitutivo denominado *Fracture-Plastic Constitutive Model* (CERVENKA; PAPANIKOLAU, 2008), que considera a combinação dos fenômenos de fratura do material na tração e de plastificação na compressão. A fratura do concreto na tração está baseada na formulação clássica da fissura incorporada smeared crack (RASHID, 1968) e no modelo de banda de fissura (*crack band model*) (BAZANT; OH, 1983).

A propagação de fissuras tem base na teoria da mecânica da fratura não-linear, através da lei de abertura de fissura associada a um modelo coesivo. Para o modelo material *Concrete EC2-CC3DNonLinCementitious 2*, é dada pela função de amolecimento de Hordijk (1991) (Figura 1), onde σ é a tensão de tração, w é a abertura de fissura, f_t^{ef} é a tensão de tração efetiva e w_c é o valor da abertura de fissura quando $\sigma = 0$.

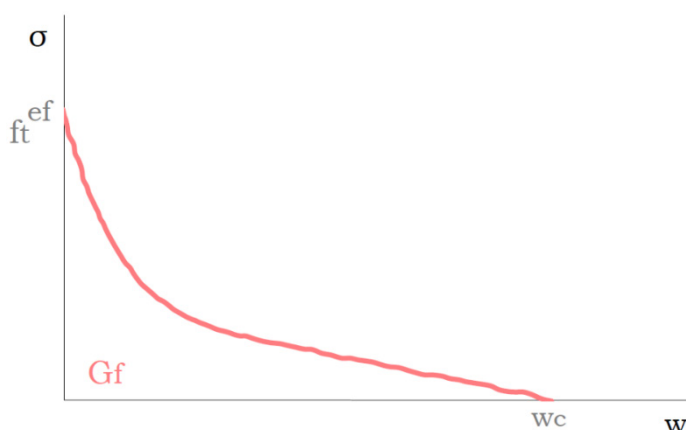


Figura 1: Função de amolecimento exponencial na tração.

O comportamento do concreto à compressão é determinado por um modelo plástico de endurecimento e amolecimento (*Hardening/Softening Plasticity Model*) com base na superfície de ruptura de Menetrey e William (1995), e é representado no ATENA por um modelo de amolecimento *Fictitious Compression Plane Model* (CERVENKA et al., 2017).

O diagrama de tensão de compressão uniaxial versus deslocamento plástico do modelo apresenta um ramo descendente linear, onde o valor do deslocamento plástico pós-pico devido à compressão (w_d) é um parâmetro de entrada que pode ser adotado como 0,5mm para o concreto convencional. O modelo está representado na Figura 2.

No modelo, a armadura foi simulada através do modelo material *CCReinforcement*, que segue as relações de tensão versus deformação pela lei multilinear.

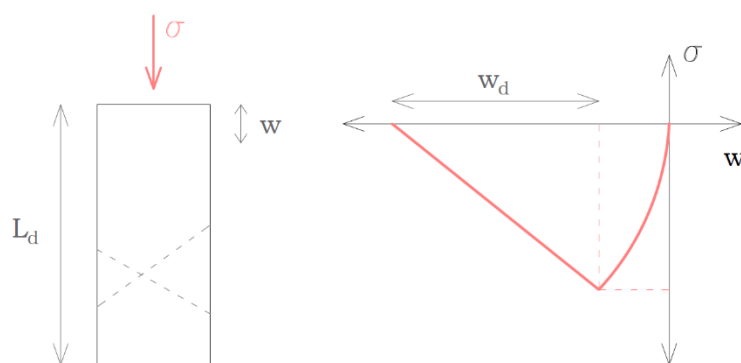


Figura 2: Modelo de amolecimento na compressão *Fictitious Compression Plane Model*.

2.2 Elementos finitos utilizados

O elemento finito utilizado para a representação do concreto no modelo foi o *CCIsoBrick20_3D*, o qual possui 20 nós, e está representado na Figura 3a. O elemento finito utilizado para a representação das armaduras no modelo foi o *CCBarWithBond_3D*, o qual possui 3 nós, e está representado na Figura 3b.

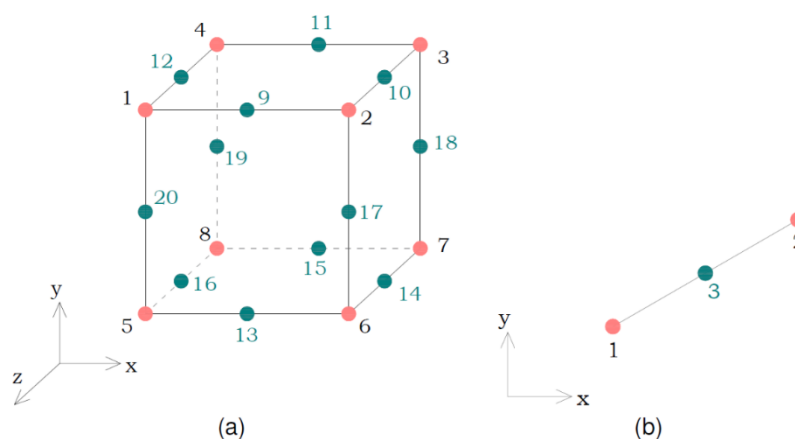


Figura 3: a) Elemento sólido hexaédrico isoparamétrico tipo *CCIsoBrick20_3D* b) Elemento de barra isoparamétrico tipo *CCBarWithBond_3D*.

3 | SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Os modelos experimental e numérico de Ali et al. (2011) foram simulados em três etapas, sendo elas: **etapa I**: simular numericamente o comportamento mecânico da laje em situação normal, à temperatura ambiente; **etapa II**: simular numericamente o comportamento térmico da laje em situação de incêndio; **etapa III**: simular numericamente o comportamento termomecânico da laje em situação de incêndio.

3.1 Laje em concreto armado de Ali et al. (2011)

As lajes estudadas correspondem às ensaiadas por Ali et al. (2011), de geometria apresentada na Figura 5. As lajes eram simplesmente apoiadas, de seção 3300 x 1200 x 200 mm. As barras T12 representam as 6 barras de aço de 12 mm de diâmetro, no sentido longitudinal. As barras T10 representam a armadura secundária, composta de 13 barras de aço de 10 mm de diâmetro, posicionada perpendicularmente à armadura principal.

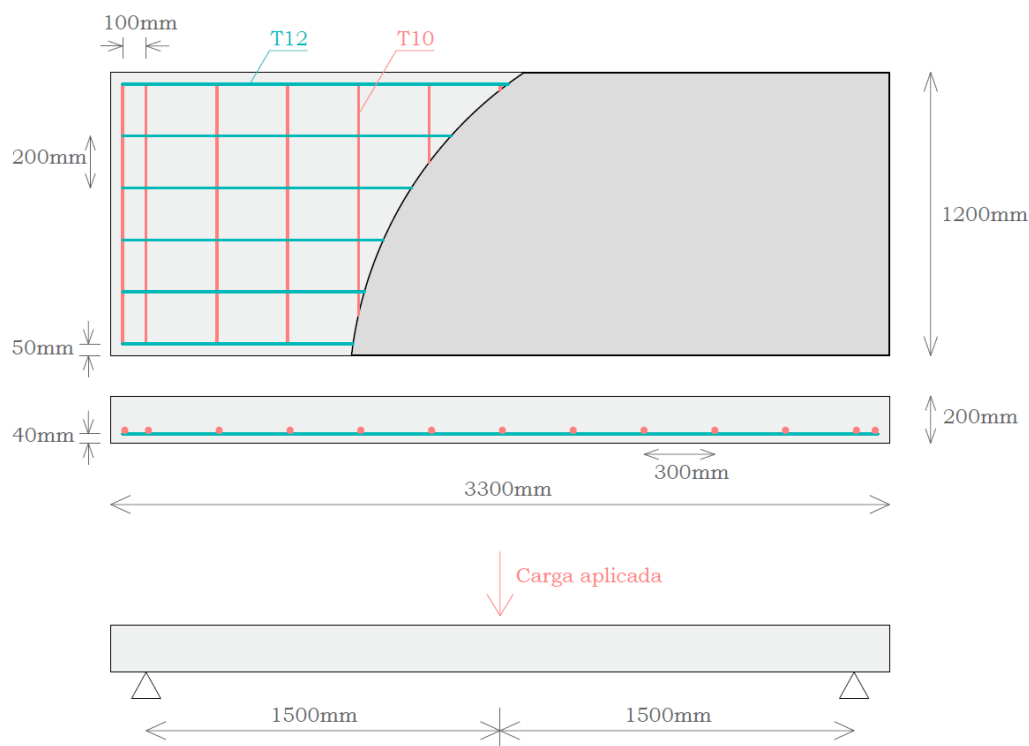


Figura 5: Detalhes de geometria, carregamento e armadura das lajes.

No programa experimental, 6 lajes foram ensaiadas, como apresentado. Todas eram em concreto armado de resistência normal, sendo esta de 42 N/mm² (42 MPa) aos 28 dias.

O cobrimento de concreto adotado foi de 40 mm na vertical e 50 mm nas laterais da laje. Todas as lajes foram carregadas com a mesma carga de 65% da carga de projeto (27kN) da BS8110 (1997), incluindo o peso próprio. A carga foi aplicada no ponto central da laje. Dois regimes de aquecimento foram adotados: a curva de incêndio padrão ISO834

e a curva de incêndio de hidrocarbonetos. Todos os ensaios foram feitos dentro de um forno de combustão digitalmente controlado, de dimensões 4 x 3 x 3 m. O aquecimento foi realizado através da superfície inferior das lajes.

Foi medido o deslocamento no ponto central das lajes, e as temperaturas em 3 profundidades diferentes das lajes: na superfície inferior; na altura da armadura (40 mm); a 100 mm da superfície inferior.

3.2 Laje em temperatura ambiente

A primeira etapa da simulação consistiu no estudo numérico do comportamento da laje em situação normal, à temperatura ambiente. Para tal, foram considerados apenas os carregamentos de peso próprio e carga aplicada. A Figura 6 apresenta a geometria do modelo da laje. Para permitir o carregamento no centro da laje, esta foi dividida igualmente em 4 volumes. Como condições de contorno da laje, considerando-a como simplesmente apoiada e estática, foi restringido o movimento em Z nas arestas inferiores e o movimento em X na aresta inferior central da laje.

Propriedades de análise do modelo estático: Tipo de processador: 64 bits; Número de threads: -2; Método de solução: Newton-Raphson; Tipo de rigidez: *Elastic Predictor*; Matriz de rigidez: a cada passo; Limite de iterações: 20.

O volume de concreto foi discretizado em uma malha estruturada, com dimensão do elemento de 5 cm. O elemento foi definido como tipo hexaédrico. As armaduras foram definidas como linhas e marcadas como discretização de 1 elemento cada. A malha final de elementos finitos foi composta por 8413 nós. A Tabela 1 apresenta as propriedades mecânicas dos elementos do modelo.

Material	f'_{c0} (MPa)	f_t (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E (MPa)
Concreto	42	2,52	-	-	39,3
Armadura	-	-	534,8	669,2	209

Tabela 1: Propriedades mecânicas dos materiais

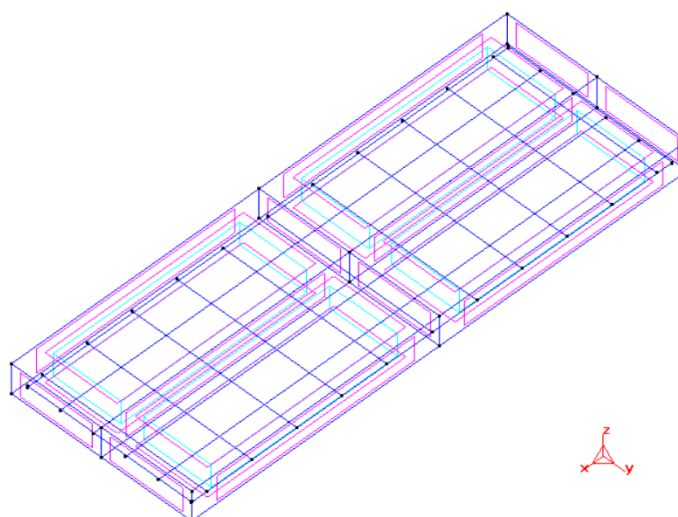


Figura 6: Geometria do modelo da laje. Vista em perspectiva.

3.3 Laje em situação de incêndio – análise térmica

Para o estudo numérico do comportamento térmico da laje em situação de incêndio, foram considerados apenas os carregamentos térmicos (exposição da laje de concreto ao fogo), utilizando-se a mesma geometria. A análise de transferência de calor foi realizada para o corpo de concreto da laje. Assumiu-se um intervalo de carga de 3600 segundos. A condição *Fire boundary for surface* foi utilizada para aplicação do carregamento de incêndio à superfície inferior da laje, simulando as curvas de incêndio padrão ISO 834 e de hidrocarbonetos, apresentadas na Figura 7.

A malha final de elementos finitos foi composta por 8375 nós. O concreto foi modelado como *CCTransport Material*, com propriedades apresentadas na Tabela 2.

Parâmetro		Valor inicial	Valor ajustado
Condutividade térmica	[W/°C·m]	2,1	1,1
Capacidade térmica	[kJ/m ² ·°C]	2550	2550
Temperatura inicial	[°C]	25	25
Umidade inicial	[MPa]	0,9728	0,9728
Emissividade	[-]	-	0,85

Tabela 2: Parâmetros do material CCTransport Material

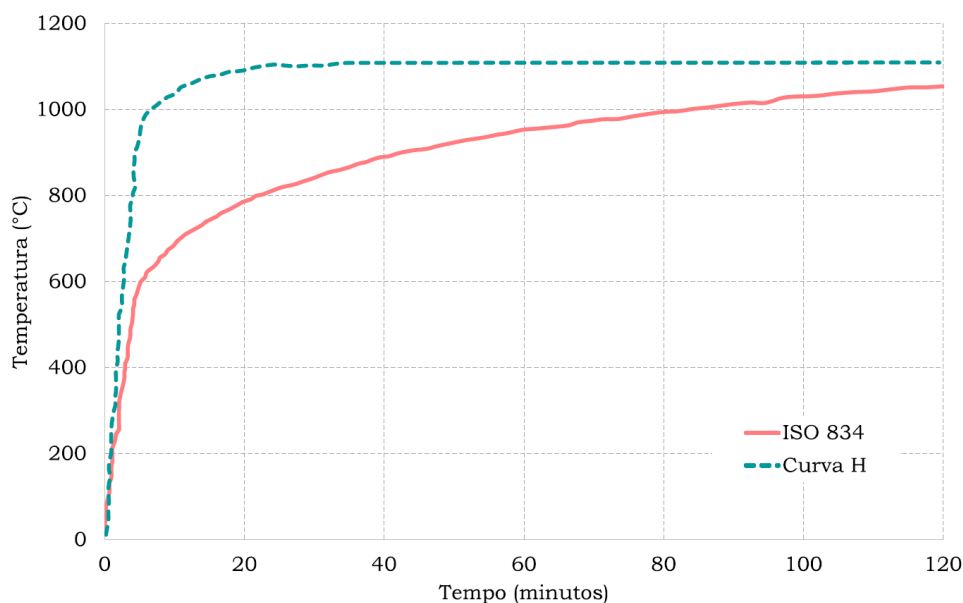


Figura 7: Curvas de incêndio utilizadas. Fonte: adaptado de Costa (2008).

3.4 Laje em situação de incêndio – análise termomecânica

A terceira e última etapa da simulação consistiu no estudo numérico do comportamento termomecânico da laje em situação de incêndio, considerando os carregamentos de peso próprio, carga aplicada e carga térmica (exposição ao fogo). Nesta etapa, os dados do modelo térmico foram importados no modelo estático, obedecendo-se às condições de compatibilização entre eles.

O concreto foi modelado como *CC3DNonLin Cementitious2WithTempDepProperties*,

e as armaduras como *CCReinforcementWithTempDepProperties*, em substituição ao *Reinforcement EC2-CCReinforcement*. As propriedades do concreto dependentes da temperatura foram baseadas no Eurocode 2 (EN 1992- 1-2: 2004) e estão apresentadas nas Figuras 8a, 8b, 8c e 8d.

Não foram feitas alterações à geometria, às condições de contorno, às cargas aplicadas e à malha de elementos finitos.

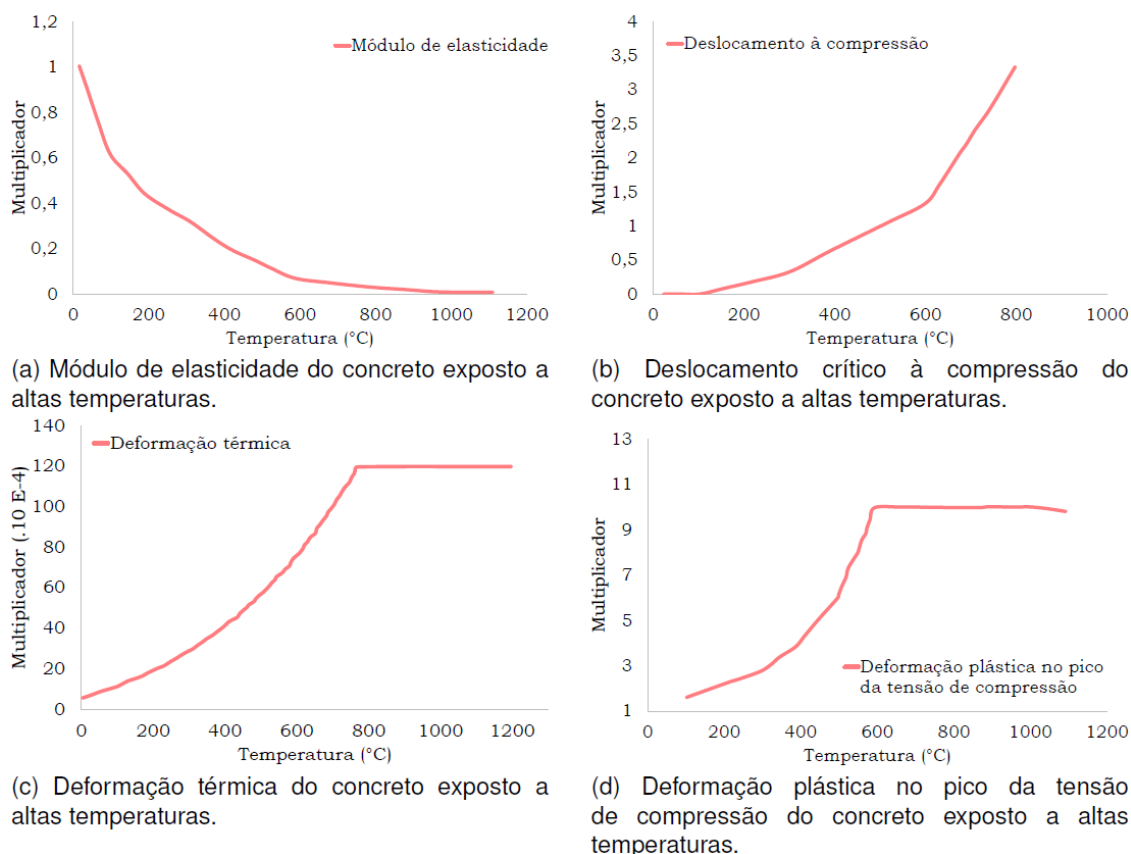


Figura 8: Propriedades do concreto. Fonte: adaptado de SADAGHIAN e FARZAM (2019).

4 | RESULTADOS

4.1 Validação do modelo térmico

A curva MEF Ali (2011) apresentada nas figuras representa a curva obtida pelo pesquisador utilizando o programa computacional de elementos finitos DIANA. A curva MEF ATENA apresenta os dados obtidos por este trabalho utilizando o programa computacional de elementos finitos ATENA. A curva Média Experimental Ali (2011) representa a média entre os valores obtidos experimentalmente por Ali et al. (2011) para as 3 lajes estudadas em cada situação de incêndio.

Os gráficos das Figuras 9 e 10 apresentam a evolução da temperatura em função do tempo na laje em estudo, através dos pontos de monitoração determinados na etapa de pré-processamento, em comparação com o estudo realizado por Ali et al. (2011).

4.1.1 Lajes expostas à curva de incêndio padrão ISO 834

A Figura 9 apresenta as temperaturas na superfície inferior da laje exposta à curva de incêndio padrão ISO 834. O modelo térmico numérico elaborado representou de forma adequada a variação da temperatura na face inferior da laje. Nota-se, pela figura, que o modelo elaborado se aproximou ainda mais dos resultados obtidos experimentalmente por Ali et al. (2011) após os primeiros 10 minutos iniciais, nos quais registrou-se diferença entre os resultados experimental e numéricos como apresentado na Figura.

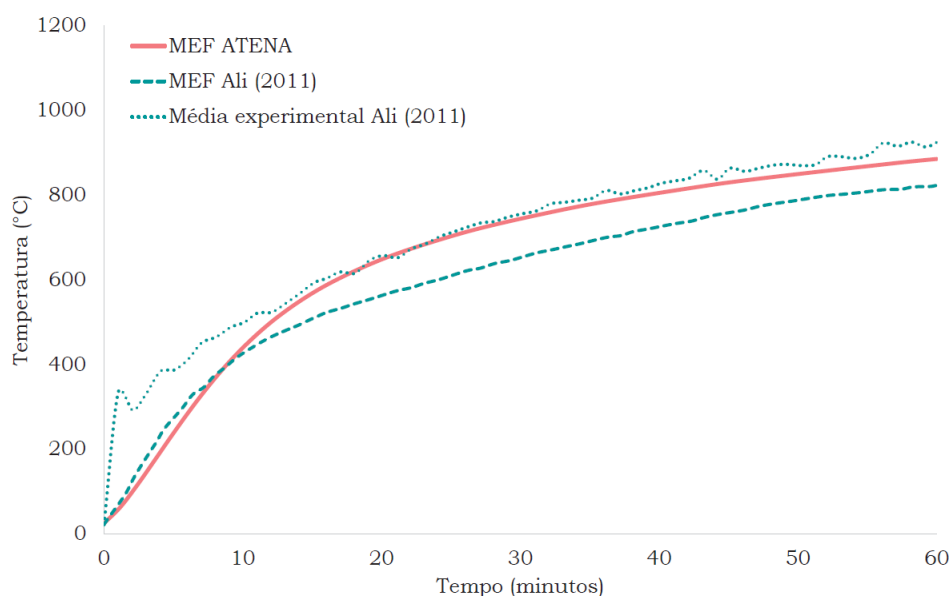


Figura 9: Temperaturas na superfície inferior da laje - curva de incêndio ISO 834.

4.1.2 Lajes expostas à curva de incêndio de hidrocarbonetos

A Figura 10 apresenta as temperaturas na superfície inferior da laje exposta à curva de incêndio de hidrocarbonetos. O modelo térmico numérico elaborado representou de forma adequada a variação da temperatura na face inferior da laje. Nota-se, pela figura, que o modelo elaborado se aproximou ainda mais dos resultados obtidos experimentalmente por Ali et al. (2011), sendo que a representação foi mais eficiente após os primeiros 20 minutos. Nos 25 minutos finais de ensaio, o modelo desta pesquisa representou muito bem os resultados de temperatura quando feita a comparação com os dados experimentais.

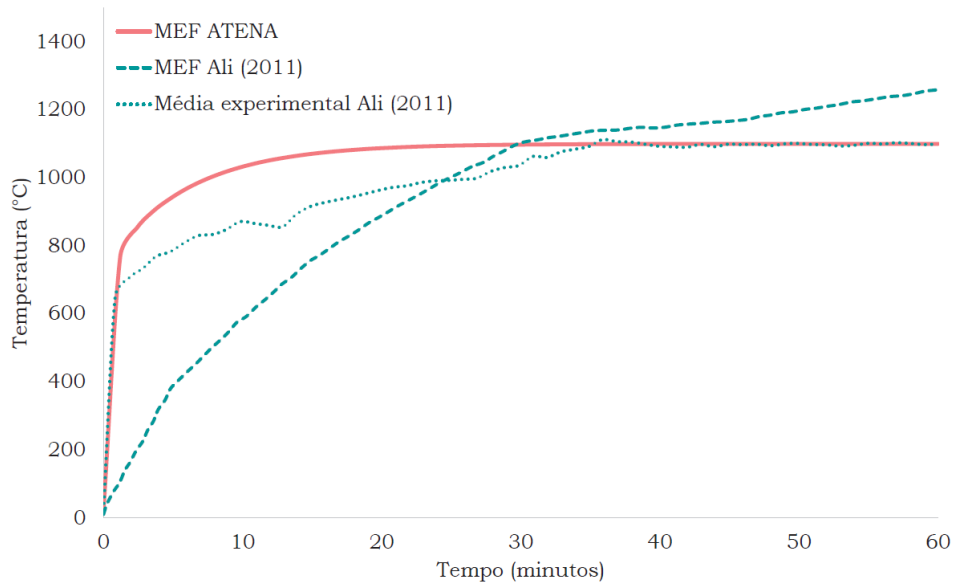


Figura 10: Temperaturas na superfície inferior da laje - curva de incêndio de hidrocarbonetos.

4.2 Validação do modelo termomecânico

4.2.1 Lajes expostas à curva de incêndio padrão ISO 834

Fez-se a comparação entre os ensaios experimental e numérico de Ali et al. (2011) e o presente estudo numérico. A Figura 11 é captura de tela do programa ATENA para a análise termomecânica. O deslocamento no centro da laje está apresentado na Figura 12. Nos 20 minutos finais de ensaio, foram obtidos deslocamentos no centro da laje superiores àqueles dos ensaios experimental e numérico de Ali et al. (2011). O comportamento da curva de deslocamentos segue o mesmo padrão apresentado pelo pesquisador.

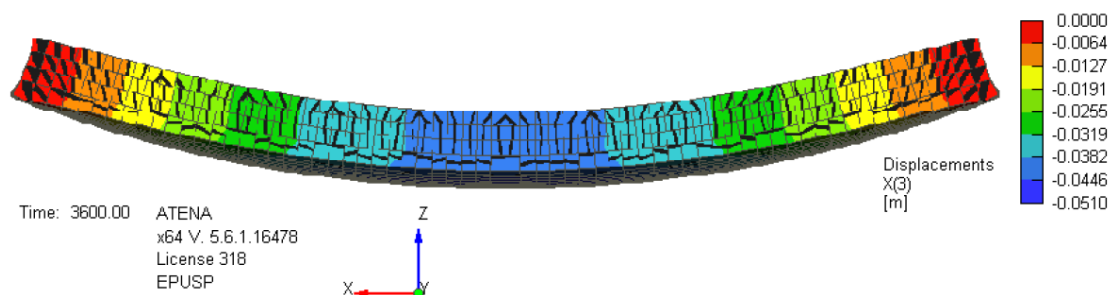


Figura 11: Deslocamentos na laje - Exposição à curva de incêndio padrão ISO 834.

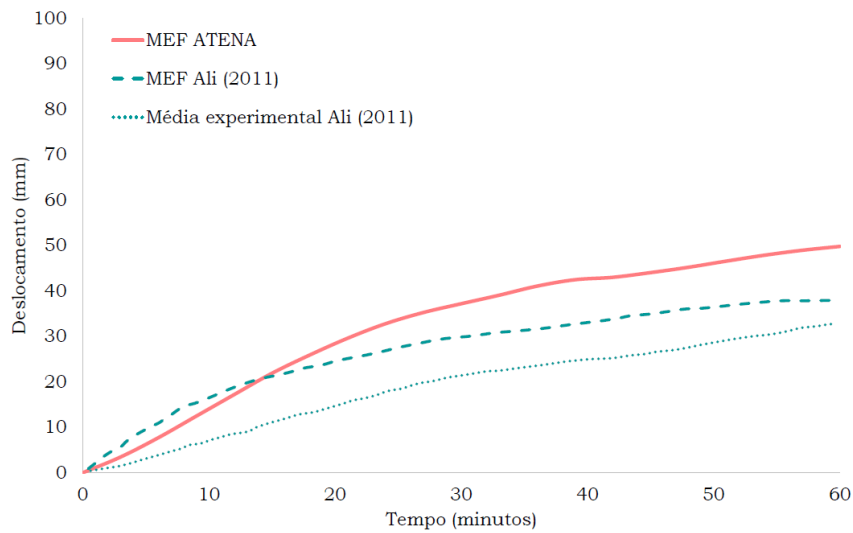


Figura 12: Deslocamento no centro da laje - exposição à curva de incêndio ISO 834.

4.2.2 Lajes expostas à curva de incêndio de hidrocarbonetos

Fez-se a comparação entre os ensaios experimental e numérico de Ali et al. (2011) e o presente estudo numérico. O deslocamento no centro da laje está apresentado na Figura 13. O modelo termomecânico apresentou boa aproximação com os resultados dos ensaios experimental e numérico de Ali et al. (2011), com um desvio nos primeiros 10 minutos de ensaio. A Figura 14 é captura de tela do programa ATENA para a análise termomecânica.

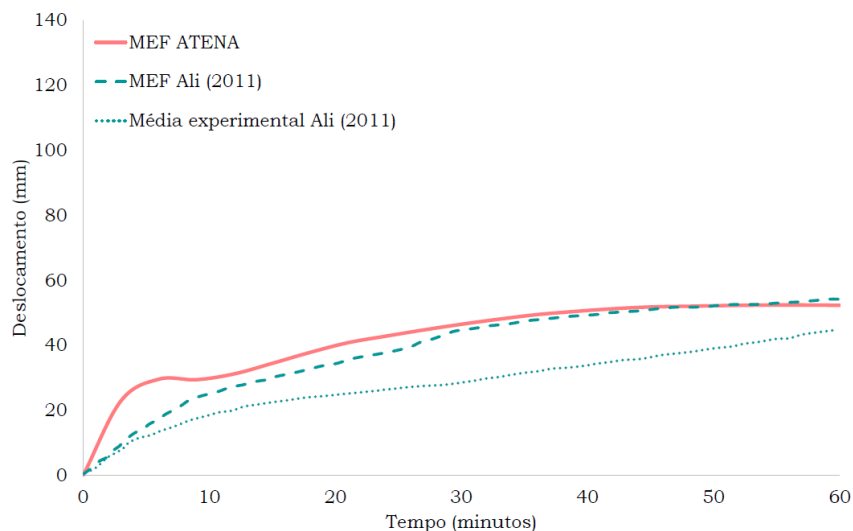


Figura 13: Deslocamento no centro da laje - curva de incêndio de hidrocarbonetos.

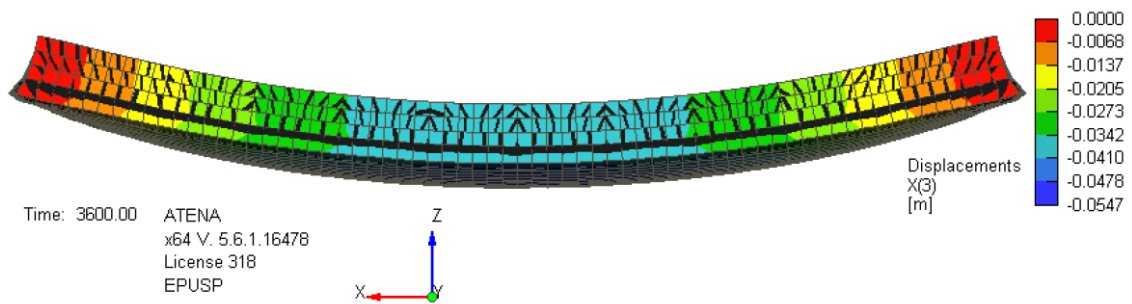


Figura 14: Deslocamentos na laje - Exposição à curva de incêndio de hidrocarbonetos.

5 | CONCLUSÕES

O objetivo deste trabalho é o estudo do comportamento termomecânico de lajes de concreto armado com armaduras nas duas direções, simplesmente apoiadas, em situação de incêndio. Para tanto, foi modelada a laje ensaiada por Ali et al. (2011), com aplicação de carga térmica em 20 passos de carga. Através da comparação dos resultados obtidos para o modelo térmico - temperaturas - e para o modelo termomecânico – deslocamentos –, conclui-se que o trabalho conseguiu representar de forma correta o comportamento da estrutura ao fogo. As curvas de temperatura em função do tempo e deslocamento em função do tempo foram apresentadas e pode-se dizer que apresentaram um comportamento semelhante, mas a melhora somente será conseguida com a obtenção de todos os parâmetros do modelo de forma experimental.

A variação das curvas de incêndio aplicadas à laje em estudo mostrou o comportamento do concreto frente a intensidades diferentes de calor.

O modelo desenvolvido em elementos finitos para este trabalho apresentou comportamento semelhante ao obtido nos ensaios experimentais de pesquisas anteriores, o que mostra sua eficiência e possibilidade de utilização.

AGRADECIMENTOS

Agradecimento ao CNPq pelo apoio financeiro na realização desta pesquisa e ao LabMEM (Laboratório de Modelagem Estrutural e Monitoração).

REFERÊNCIAS

ALI, F.; NADJAI, A.; ABU-TAIR, A. **Explosive spalling of normal strength concrete slabs subjected to severe fire**. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, v. 44, p. 943–956, 2011. ISSN 13595997.

AMARAL, R. d. O. **Análise Computacional Termo-Mecânica de Estruturas de Concreto Sujeitas a Temperaturas Elevadas**. 97 p. Dissertação (mestrado) — UFJF, 2014.

BAZANT, Z. P.; OH, B. H. **Crack band theory for fracture of concrete**. *Matériaux et construction*, v. 16, n. 3, p. 155–177, 1983.

BRITISH STANDARD - INCORPORATING AMENDMENT. **BS 8110-1: 1997 Structural Use of Concrete - Part 1: Code of practice for design and construction.** Reino Unido, 1997. 160 p.

CERVENKA, J.; PAPANIKOLAOU, V. K. **Three dimensional combined fracture–plastic material model for concrete.** International Journal of Plasticity, v. 24, n. 12, p. 2192–2220, 2008.

CERVENKA, V.; JENDELE, L.; CERVENKA, J. **ATENA program documentation, Part 1: Theory.** Prague, Czech Republic: Červenka Consulting, 2017. v. 1. 231 p.

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

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-2: Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1.2: General Rules - Structural Fire Design.** Bruxelas, 2004. 97 p.

HORDIJK, D. **Local approach to fatigue of concrete.** 210 p. Tese (Unpublished PhD thesis) — Delft University of Technology, 1991.

MAXIMIANO, D. P. **Análise Numérica Avançada de Estruturas de Aço e de Concreto Armado em Situação de Incêndio.** 197 p. Tese (doutorado) — Universidade Federal de Ouro Preto, 2018.

MENETREY, P.; WILLIAM, K. J. **Triaxial failure criterion for concrete and its generalization.** ACI Structural Journal, v. 92, n. 36, p. 311–318, 1995.

RASHID, Y. R. **Ultimate strength analysis of prestressed concrete pressure vessels.** Nuclear engineering and design, v. 7, n. 4, p. 334–344, 1968.

REDDY, D. H.; RAMASWAMY, A. **Influence of mineral admixtures and aggregates on properties of different concretes under high temperature conditions I: Experimental study.** Journal of Building Engineering, Elsevier Ltd, v. 14, p. 103–114, 2017.

SADAGHIAN, H.; FARZAM, M. **Numerical investigation on punching shear of RC slabs exposed to fire.** Computers and Concrete, v. 23, n. 3, p. 217–233, 2019.

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS APROXIMADOS E MÉTODO GERAL DE CÁLCULO DO EFEITO LOCAL DE SEGUNDA ORDEM EM PILARES DE CONCRETO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 01/04/2020

Wesley de Vasconcelos Rodrigues da Silva

Universidade Federal do Piauí

Teresina – PI

<http://lattes.cnpq.br/4136223250304052>

Maria de Lourdes Teixeira Moreira

Universidade Federal do Piauí

Teresina – PI

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

RESUMO: Este trabalho compara os métodos aproximados e o método geral de cálculo do efeito local de segunda ordem em pilares de concreto armado, segundo a NBR 6118. Por serem simplificados, o método do pilar-padrão com curvatura aproximada e o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada são muitas vezes escolhidos para o cálculo dos esforços solicitantes em pilares medianamente esbeltos. Por outro lado, o método geral apresenta resultados mais precisos, embora seja mais complexo. Uma planilha de cálculo criada pelos autores e o programa P-Calc foram utilizados para determinação das solicitações pelos métodos aproximados e geral, variando

o esforço normal e o índice de esbeltez. Foi observado que a intensidade do momento total solicitante de cálculo aumentou conforme cresceu o esforço normal e o índice de esbeltez e ainda que o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada apresentou resultados mais próximos ao método geral do que o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, embora ambos estejam a favor da segurança na maioria dos casos.

PALAVRAS-CHAVE: Pilar de concreto, Efeito local de segunda ordem, Curvatura aproximada, Rigidez k aproximada, Método Geral.

COMPARISON BETWEEN APPROXIMATE METHODS AND GENERAL METHOD OF CALCULATING LOCAL SECOND-ORDER EFFECTS IN CONCRETE COLUMNS

ABSTRACT: This work compares the approximate methods and the general method of calculating local second-order effects in reinforced concrete columns, according to NBR 6118. Once they are simplified, the standard-column method with approximate curvature and the standard-column method with approximate k stiffness are often chosen to calculate the requested efforts in averagely slender columns.

On the other hand, the general method provides more accurate results, although it is more complex. A calculation sheet created by the authors and the software P-Calc were used to determine the calculation requests by the approximate and the general methods, varying the normal effort and the slenderness index. It was observed that the intensity of the total bending moment requested increased as the normal effort and the slenderness index increased and also that the standard-column method with approximate k stiffness provides results closer to the general method than the standard-column method with approximate curvature, although both are in favour of safety in most cases.

KEYWORDS: Concrete column, Local second-order effect, Approximate curvature, Approximate k stiffness, General method.

1 | INTRODUÇÃO

A NBR 6118 estabelece diversos métodos para o cálculo do efeito local de segunda ordem em pilares de concreto armado, entre eles, o método geral, o método do pilar-padrão com curvatura aproximada e o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada. A possibilidade de uso dos métodos depende do índice de esbeltez, o qual avalia a relevância dos efeitos locais de segunda ordem para o pilar. Devido à maior simplicidade na concepção e aplicação, os métodos aproximados são frequentemente utilizados por projetistas quando se deseja calcular as solicitações em pilares sem o auxílio de métodos computacionais, seja com fins didáticos ou apenas para rápida verificação.

O objetivo deste trabalho é comparar o método do pilar-padrão com curvatura aproximada e o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada com o método geral, a fim de avaliar se os resultados obtidos com os métodos aproximados são suficientemente semelhantes aos alcançados com a aplicação do método geral e até mesmo apontar qual dos métodos aproximados apresenta resultados mais próximos ao método geral para cálculo dos efeitos locais de segunda ordem em pilares de concreto armado.

2 | EFEITOS LOCAIS DE SEGUNDA ORDEM

No dimensionamento de pilares de concreto armado, sem dúvida uma etapa fundamental é a determinação das solicitações atuantes, as quais podem ser de primeira ou segunda ordem. Os esforços calculados a partir da geometria indeformada de uma estrutura são chamados esforços de primeira ordem. Já os esforços que são acrescentados aos de primeira ordem quando o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração deformada são chamados esforços de segunda ordem.

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2013), a ação dos carregamentos verticais e horizontais faz os nós das estruturas deslocarem horizontalmente, o que provoca novos esforços. São os chamados efeitos globais de segunda ordem. É possível ainda que

os eixos das barras da estrutura não se mantenham retilíneos devido ao carregamento. Nesse caso, fala-se em efeitos locais de segunda ordem, os quais afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo da própria barra. Em pilares-parede, é possível que uma região apresente falta de retilineidade mais acentuada que o pilar ao todo, onde surgem efeitos de segunda ordem maiores, os efeitos localizados de segunda ordem.

Na determinação dos efeitos de segunda ordem é imprescindível a consideração da não-linearidade geométrica (NLG) e da não-linearidade física (NLF) das estruturas. A não-linearidade geométrica decorre do fato de os esforços solicitantes e as tensões atuantes serem afetados pelo estado de deformação da estrutura, isto é, não há uma relação linear entre carregamentos atuantes e deformações, assim não é possível aplicar a superposição de efeitos quando a mudança de geometria é relevante. Já a não-linearidade física é resultado de uma combinação de várias características do concreto armado, como escoamento da armadura, fissuração e plastificação do concreto, fluência, entre outras, tendo como principal consequência prática a alteração do módulo de elasticidade do concreto armado devido à deformação (MONCAYO, 2011).

Tendo em vista a dificuldade imposta pela complexidade de aplicação do método geral na determinação de solicitações em pilares, o qual considera a não-linearidade geométrica e a não linearidade física de maneira rigorosa, a NBR 6118 aceita que métodos aproximados sejam utilizados para os casos de pilares medianamente esbeltos, por apresentarem efeitos locais de segunda ordem não tão relevantes. Esses métodos partem de simplificações da NLG e da NLF para estabelecer expressões de cálculo dos esforços.

3 | MÉTODO DO PILAR-PADRÃO COM CURVATURA APROXIMADA

Segundo a NBR 6118, esse método aproximado é aplicável apenas a pilares com índice de esbeltez menor ou igual a 90, seção retangular constante ao longo do eixo e armadura simétrica e constante. A não-linearidade geométrica é considerada de maneira aproximada, assumindo que a curva de deformação do pilar pode ser interpretada como uma função senoidal. A não-linearidade física é levada em conta por meio de uma expressão aproximada da curvatura da seção crítica, avaliada pela expressão (ABNT, 2014):

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

$1/r$ é a curvatura da seção crítica;

h é a altura da seção do pilar na direção considerada; e

ν (ní) é a forma adimensional da força normal, dada por:

$$v = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad (\text{Equação 2})$$

Com:

N_d sendo o esforço normal de cálculo;

A_c sendo a área da seção de concreto constante ao longo do eixo; e

f_{cd} sendo a resistência de cálculo do concreto à compressão.

De acordo com a NBR 6118, o momento total máximo $M_{d,tot}$ é calculado pela expressão a seguir e seu valor deve ser superior ao momento mínimo de primeira ordem $M_{1d,min}$ e ao momento de primeira ordem $M_{1d,A}$ (ABNT, 2014):

$$M_{d,tot} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{10} \frac{1}{r} \geq \begin{cases} M_{1d,min} \\ M_{1d,A} \end{cases} \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

α_b é o coeficiente apresentado no item 4.2.5.2;

N_d é o esforço normal de cálculo;

l_e é o comprimento equivalente; e

$1/r$ é a curvatura da seção crítica.

A primeira parcela da expressão de $M_{d,tot}$ corresponde ao esforço de primeira ordem e a segunda ao esforço de segunda ordem no pilar. A excentricidade de segunda ordem e_2 fica então definida por:

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \frac{1}{r} = \frac{l_e^2}{10} \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \quad (\text{Equação 4})$$

4 | MÉTODO DO PILAR-PADRÃO COM RIGIDEZ K APROXIMADA

Esse método aproximado também é aplicável apenas a pilares com índice de esbeltez menor ou igual a 90, seção retangular constante ao longo do eixo e armadura simétrica e constante. Da mesma forma que o método aproximado anterior, a não-linearidade geométrica é considerada de maneira aproximada, admitindo que a deformação do pilar seja definida por uma curva senoidal. Já a não-linearidade física é considerada por meio de uma expressão aproximada da rigidez (ABNT, 2014).

De acordo com a NBR 6118, o momento total máximo $M_{d,tot}$ deve ser maior que o momento mínimo de primeira ordem $M_{1d,min}$ (calculado na seção anterior) e tem seu valor obtido por meio da majoração do momento de primeira ordem $M_{1d,A}$ (ABNT, 2014):

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120 \kappa/\nu}} \geq \begin{cases} M_{1d,min} \\ M_{1d,A} \end{cases} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde k (kapa) é a rigidez adimensional, de valor aproximadamente:

$$\kappa = 32 \left(1 + 5 \frac{M_{d,tot}}{h N_d} \right) \nu \quad (\text{Equação 6})$$

Nota-se que o momento total $M_{d,tot}$ a ser calculado também aparece na expressão de k , desta forma, é necessário recorrer a um cálculo iterativo para solucionar o problema. A NBR 6118 afirma que são suficientes apenas duas ou três iterações para que o valor de $M_{d,tot}$ possa convergir (ABNT, 2014).

De acordo com Banki (2004), o processo iterativo nem sempre precisa ser adotado. É possível uma abordagem direta, pois a variável a ser encontrada aparece em funções polinomiais, resolvidas substituindo-se uma equação na outra e reorganizando os termos em uma equação do segundo grau. A NBR 6118 apresenta a equação e os seus coeficientes (ABNT, 2014):

$$A \cdot M_{d,tot}^2 + B \cdot M_{d,tot} + C = 0 \quad (\text{Equação 7})$$

$$\begin{cases} A = 5h \\ B = h^2 N_d - \frac{N_d l_e^2}{320} - 5h \alpha_b M_{1d,A} \\ C = -N_d h^2 \alpha_b M_{1d,A} \end{cases} \quad (\text{Equação 8})$$

O esforço de segunda ordem (acréscimo de momento fletor) pode ser explicitado pela subtração entre o momento total máximo $M_{d,tot}$ e o momento de primeira ordem $M_{1d,A}$. Dividindo-se esse resultado pelo esforço normal de cálculo N_d , encontramos a excentricidade de segunda ordem e_2 :

$$e_2 = \frac{M_{d,tot} - \alpha_b M_{1d,A}}{N_d} \quad (\text{Equação 9})$$

5 | MÉTODO GERAL

Conforme a NBR 6118, o método geral de determinação dos esforços de segunda ordem é uma análise não-linear, executada com a discretização da barra em quantidade suficiente de segmentos para considerar a relação momento-curvatura real em cada seção (não-linearidade física e não-linearidade geométrica) de modo rigoroso.

Esse método é aplicável a pilares de quaisquer índices de esbeltez, desde que seja respeitado o limite de esbeltez de 200, imposto para pilares de concreto pela norma, logo

esse método é o único aceito para pilares com índice de esbeltez maior que 140, sendo também o método mais preciso (ABNT, 2014).

Diferente dos métodos anteriores, não existe qualquer restrição quanto às características do pilar, podendo ser aplicado inclusive a pilares com esforço lateral, com armadura não constante ao longo da barra ou com variação da área de concreto ao longo das seções. A seção do pilar pode ainda ter formato diferente do retangular. Trata-se de um método de verificação, sendo necessário o conhecimento da armadura existente.

Segundo Scadelai (2004), a aplicação do método geral envolve a resolução de sistemas de equações diferenciais para as quais nem sempre é possível encontrar uma solução diretamente. Daí faz-se necessária a aplicação de processos de cálculo iterativo, o que apesar de aceitar algumas simplificações, ainda requer significativo esforço de cálculo, tornando comum a utilização de softwares específicos para determinação dos esforços de segunda ordem.

Borges (1999) afirma que o método geral consiste em determinar o diagrama carga versus deslocamento do pilar por meio da aplicação sucessiva do método do equilíbrio, conforme aumenta a deformação do pilar e faz duas considerações relacionadas ao seu rigor: (a) admitir a curvatura como segunda derivada da equação da linha elástica e (b) ter sua precisão intimamente relacionada ao número de subdivisões da peça.

No procedimento de cálculo pela excentricidade progressiva, o esforço normal é fixado, enquanto o momento fletor atuante é afetado pelo incremento progressivo da excentricidade no topo do pilar (ver figura 1) até que sejam atingidos valores críticos de deslocamento, obtendo assim a excentricidade crítica.

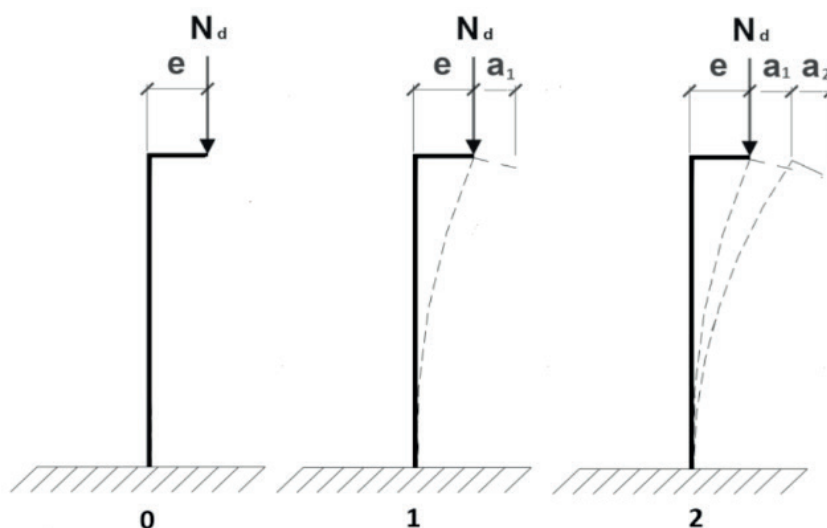


Figura 1: Aumento da excentricidade a cada iteração.

Fonte: Autores.

O método geral usa a relação momento fletor-curvatura real em cada seção, dessa forma se faz necessário obter o diagrama N , M , $1/r$ ou, em termos adimensionais, o diagrama μ , v , h/r , específico para cada caso de pilar a ser analisado (ver figura 2) ou

para cada seção do pilar, caso as características do pilar, como dimensões da seção, área e distribuição da armadura, variem ao longo do eixo.

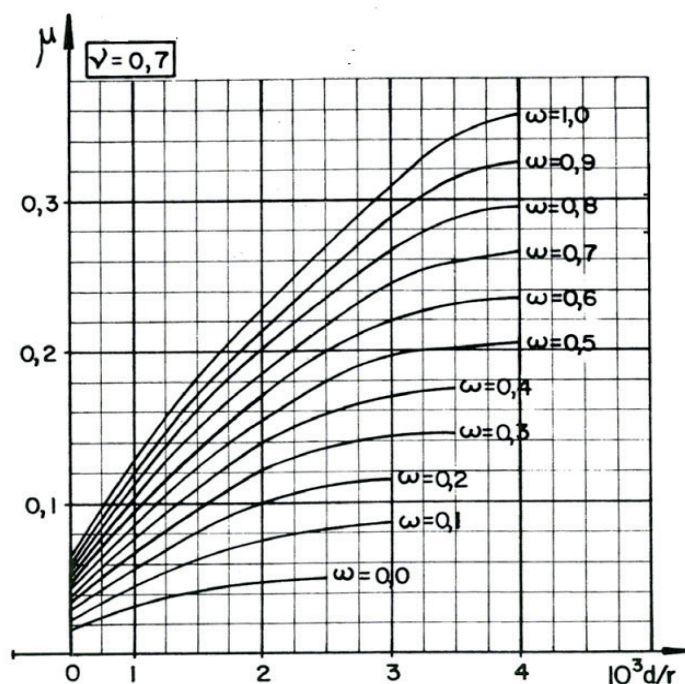


Figura 2: Diagrama M, N, 1/r.

Fonte: Scadelai (2014).

A curvatura está associada às deformações do pilar, e estas se relacionam às tensões atuantes por meio de equações constitutivas. Sendo conhecidas as tensões, a deformação e a curvatura é possível calcular o esforço normal e o momento fletor para cada valor de curvatura, obtendo grupos de valores (M, N, 1/r) interligados, ao qual se dá o nome diagrama M, N, 1/r. Geralmente recorre-se ao auxílio computacional para sua elaboração. (BORGES, 1999).

Bacarji (1993 apud Scadelai, 2004) formulou um roteiro para verificação de um pilar cuja flecha não é conhecida (ver Figura 3) e nem a expressão $y = f(x)$ da deformada, a ser resolvida por tentativas.

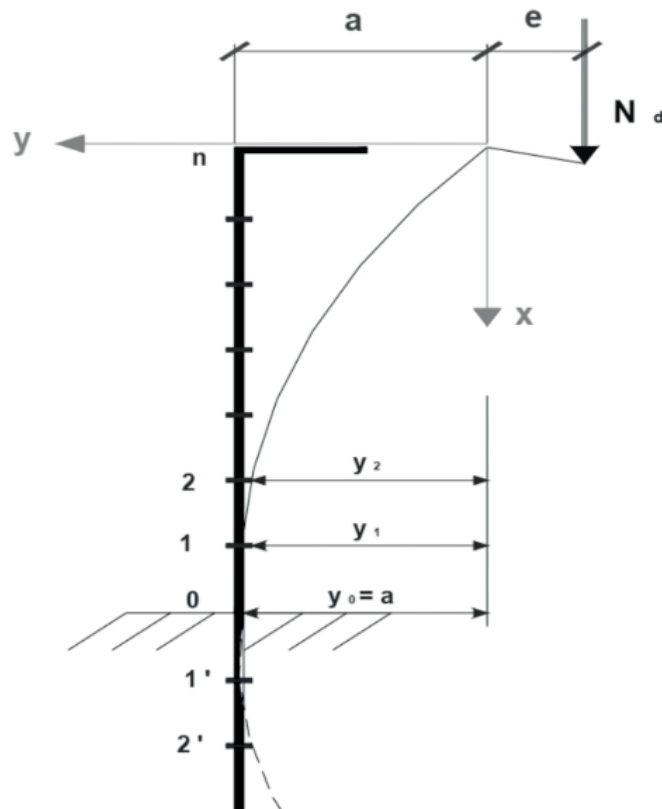


Figura 3: Divisão do pilar em sucessivos segmentos para cálculo das flechas.

Fonte: Scadelai (2014).

De maneira resumida, pode-se dizer que o processo arbitra o valor da flecha inicial, calcula o momento de primeira e segunda ordem para aquela seção e, com isso, determina o valor da flecha da próxima seção, repedindo esse procedimento seção por seção até que se atinja o topo, onde deve ser verificada a flecha de valor zero (origem do sistema de coordenadas), caso contrário, todo o processo deve ser reiniciado com novo valor arbitrado para flecha na base, o que mostra a dificuldade de aplicação do método geral sem o uso de ferramentas computacionais.

6 | METODOLOGIA

Para o cálculo do momento total solicitante pelos métodos aproximados, este trabalho elaborou e utilizou uma planilha eletrônica no aplicativo Microsoft Office Excel (ver figura 4), utilizando a equação 3 para o método do pilar-padrão com curvatura aproximada e as equações 7 e 8 para o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada.

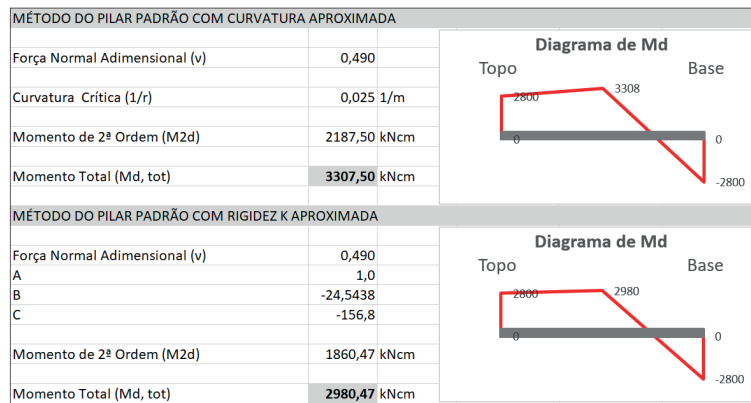


Figura 4: Planilha de cálculo pelos métodos aproximados.

Fonte: Autores.

A determinação do momento total solicitante de cálculo pelo método geral foi feita com o auxílio do software *P-Calc* (ver figura 5), aplicativo para análise de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão normal ou oblíqua, desenvolvido por Sander David Cardoso Junior em estudo apresentado ao programa de educação continuada da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. O aplicativo está disponível gratuitamente no site da TQS <<https://store.tqs.com.br/apps/calculators>>, na versão 1.4.0.

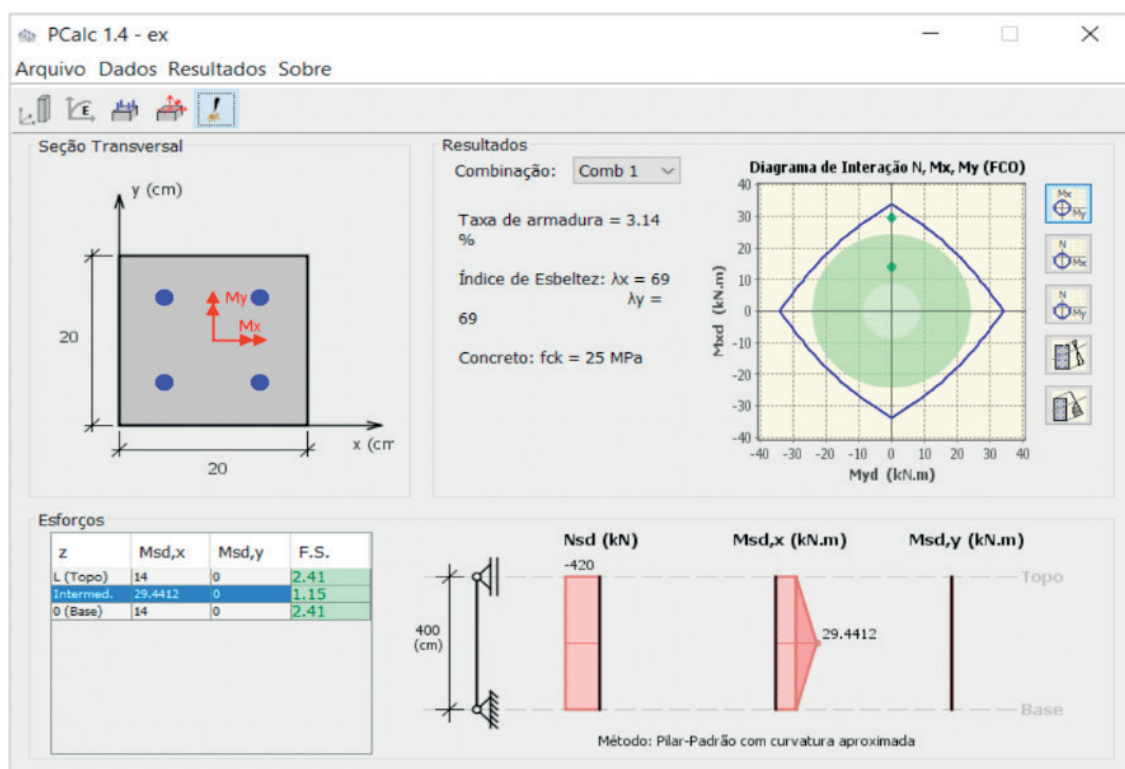


Figura 5: Tela de resultados do software P-Calc.

Fonte: Autores.

Foram definidos os seguintes parâmetros de cálculo do pilar a serem usados nos três métodos de cálculo do momento total solicitante:

- Pilar birrotulado, em concreto armado classe C25 e aço CA-50;
- A seção do pilar adotada foi retangular 20 cm x 20 cm;
- O índice de esbeltez sofreu variação mudando-se o comprimento do pilar;
- A armadura escolhida foi de 4 barras de \varnothing 20,0 mm, (taxa de armadura 4%);
- O pilar foi submetido à flexo-compressão reta, com momentos iniciais no topo e na base tracionando a mesma face do pilar;
- O coeficiente de majoração das ações no ELU adotado foi 1,4 para todas as ações e os coeficientes de minoração das resistências do concreto e do aço foram 1,4 e 1,15, respectivamente.

Para comparar a evolução do momento total de cálculo pelos três métodos, o índice de esbeltez foi alterado entre 35 e 90, em intervalos de 5 em 5, mudando apenas o comprimento equivalente do pilar, sem que fosse modificada a seção, para valores de esforço normal característico baixo, moderado e alto (100kN, 200kN e 300kN) e para valores de momentos iniciais característicos leve, médio e acentuado (5kNm, 10kNm e 20kNm), totalizando assim 9 situações, de E1 a E9, conforme tabela 1.

Momento Inicial M_k	Esforço Normal N_k		
	100kN	200kN	300kN
5kNm	E1	E2	E3
10kNm	E4	E5	E6
20kNm	E7	E8	E9

Tabela 1: Situações de cálculo variando esbeltez.

Fonte: Autores.

7 | RESULTADOS

As tabelas 2, 3 e 4 a seguir mostram o valor do momento total de cálculo obtido pelos três métodos, para as 9 situações, variando o índice de esbeltez. Conforme foi dito anteriormente, o método geral é um método de verificação, dessa forma, o software P-Calc apontou que em alguns casos o pilar não resistiu às solicitações. Esses valores aparecem em negrito. As situações E1, E2, E3 e E4 não apresentaram essa condição em nenhum dos casos.

Mk	λ	Esforço normal Nk = 100 kN						Esforço normal Nk = 200 kN						Esforço normal Nk = 300 kN					
		Geral		Curvatura		Rigidez k		Geral		Curvatura		Rigidez k		Geral		Curvatura		Rigidez k	
5	35	7,39	8,43	14%	8,05	9%	7,74	9,86	27%	8,55	10%	8,01	10,94	37%	8,85	10%			
5	40	7,51	8,87	18%	8,40	12%	7,99	10,73	34%	9,09	14%	8,37	12,15	45%	9,53	14%			
5	45	7,66	9,36	22%	8,81	15%	8,29	11,73	41%	9,75	18%	8,81	13,51	53%	10,38	18%			
5	50	7,83	9,92	27%	9,27	18%	8,65	12,83	48%	10,53	22%	9,35	15,04	61%	11,43	22%			
5	55	8,02	10,53	31%	9,81	22%	9,09	14,06	55%	11,46	26%	10,02	16,73	67%	12,70	27%			
5	60	8,24	11,20	36%	10,41	26%	9,60	15,40	60%	12,55	31%	10,84	18,58	71%	14,22	31%			
5	65	8,50	11,93	40%	11,09	31%	10,22	16,86	65%	13,80	35%	11,89	20,59	73%	16,02	35%			
5	70	8,79	12,72	45%	11,85	35%	10,97	18,43	68%	15,24	39%	13,22	22,76	72%	18,13	37%			
5	75	9,12	13,56	49%	12,69	39%	11,89	20,13	69%	16,86	42%	14,98	25,10	68%	20,54	37%			
5	80	9,49	14,47	52%	13,61	43%	13,03	21,93	68%	18,67	43%	17,39	27,59	59%	23,26	34%			
5	85	9,92	15,43	56%	14,62	47%	14,47	23,86	65%	20,67	43%	20,83	30,24	45%	26,28	26%			
5	90	10,42	16,45	58%	15,71	51%	16,34	25,90	59%	22,86	40%	26,12	33,06	27%	29,61	13%			

Tabela 2: Momento total solicitante de cálculo (kNm) para situações E1, E2 e E3

Fonte: Autores.

Mk	λ	Esforço normal Nk = 100 kN						Esforço normal Nk = 200 kN						Esforço normal Nk = 300 kN					
		Geral		Curvatura		Rigidez k		Geral		Curvatura		Rigidez k		Geral		Curvatura		Rigidez k	
10	35	14,77	15,43	4%	15,31	4%	15,48	16,86	9%	16,11	4%	16,02	17,94	12%	16,67	4%			
10	40	15,02	15,87	6%	15,72	5%	15,98	17,73	11%	16,80	5%	16,74	19,15	14%	17,58	5%			
10	45	15,32	16,36	7%	16,19	6%	16,58	18,73	13%	17,61	6%	17,62	20,51	16%	18,66	6%			
10	50	15,66	16,92	8%	16,73	7%	17,31	19,83	15%	18,55	7%	18,70	22,04	18%	19,94	7%			
10	55	16,04	17,53	9%	17,33	8%	18,17	21,06	16%	19,62	8%	20,03	23,73	18%	21,42	7%			
10	60	16,49	18,20	10%	18,00	9%	19,20	22,40	17%	20,83	8%	21,69	25,58	18%	23,12	7%			
10	65	17,00	18,93	11%	18,74	10%	20,44	23,86	17%	22,19	9%	23,77	27,59	16%	25,07	5%			
10	70	17,58	19,72	12%	19,56	11%	21,94	25,43	16%	23,71	8%	26,45	29,76	13%	27,26	3%			
10	75	18,23	20,56	13%	20,44	12%	23,78	27,13	14%	25,38	7%	29,97	32,10	7%	29,72	-1%			
10	80	18,99	21,47	13%	21,40	13%	26,06	28,93	11%	27,23	4%	34,77	34,59	-1%	32,45	-7%			
10	85	19,85	22,43	13%	22,43	13%	28,94	30,86	7%	29,24	1%	41,65	37,24	-11%	35,45	-15%			
10	90	20,83	23,45	13%	23,54	13%	32,68	32,90	1%	31,42	-4%	52,23	40,06	-23%	38,71	-26%			

Tabela 3: Momento total solicitante de cálculo (kNm) para situações E4, E5 e E6.

Fonte: Autores.

Mk	λ	Esforço normal Nk = 100 kN						Esforço normal Nk = 200 kN						Esforço normal Nk = 300 kN					
		Geral		Curvatura		Rigidez k		Geral		Curvatura		Rigidez k		Geral		Curvatura		Rigidez k	
20	35	29,55	29,43	0%	29,50	0%	30,95	30,86	0%	30,62	-1%	32,04	31,94	0%	31,50	-2%			
20	40	30,05	29,87	-1%	29,97	0%	31,96	31,73	-1%	31,44	-2%	33,48	33,15	-1%	32,62	-3%			
20	45	30,63	30,36	-1%	30,49	0%	33,17	32,73	-1%	32,39	-2%	35,24	34,51	-2%	33,93	-4%			
20	50	31,31	30,92	-1%	31,09	-1%	34,62	33,83	-2%	33,46	-3%	37,40	36,04	-4%	35,42	-5%			
20	55	32,09	31,53	-2%	31,75	-1%	36,34	35,06	-4%	34,67	-5%	40,06	37,73	-6%	37,11	-7%			
20	60	32,98	32,20	-2%	32,48	-2%	38,40	36,40	-5%	36,01	-6%	43,37	39,58	-9%	39,01	-10%			
20	65	33,99	32,93	-3%	33,27	-2%	40,88	37,86	-7%	37,49	-8%	47,54	41,59	-13%	41,12	-13%			
20	70	35,15	33,72	-4%	34,14	-3%	43,88	39,43	-10%	39,11	-11%	52,89	43,76	-17%	43,46	-18%			
20	75	36,47	34,56	-5%	35,07	-4%	47,56	41,13	-14%	40,88	-14%	59,94	46,10	-23%	46,03	-23%			
20	80	37,97	35,47	-7%	36,08	-5%	52,12	42,93	-18%	42,79	-18%	69,55	48,59	-30%	48,83	-30%			
20	85	39,69	36,43	-8%	37,16	-6%	57,88	44,86	-22%	44,86	-22%	83,30	51,24	-38%	51,88	-38%			
20	90	41,67	37,45	-10%	38,31	-8%	65,36	46,90	-28%	47,09	-28%	104,47	54,06	-48%	55,16	-47%			

Tabela 4: Momento total solicitante de cálculo (kNm) para situações E7, E8 e E9.

Fonte: Autores.

Para uma melhor visualização dos dados dispostos acima, procedeu-se à elaboração de gráficos para cada uma das situações, apresentados nas figuras 6, 7 e 8.

Nas situações E1, E2 e E3, podemos observar que a intensidade do momento total solicitante de cálculo, com exceção dos índices de esbeltez menores, é bem divergente para os métodos estudados (ver figura 6). Nas três situações, o método do pilar-padrão

com curvatura aproximada apresenta as maiores intensidades do momento total solicitante de cálculo, seguido pelo método do pilar-padrão com rigidez k aproximada. O método do pilar-padrão com curvatura aproximada apresentou valores até 58% (E1), 69% (E2) e 73% (E3) superiores os obtidos pelo método geral. Já o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada apresentou resultados até 51% (E1), 43% (E2) e 37% (N3) superiores aos obtidos pelo método geral.

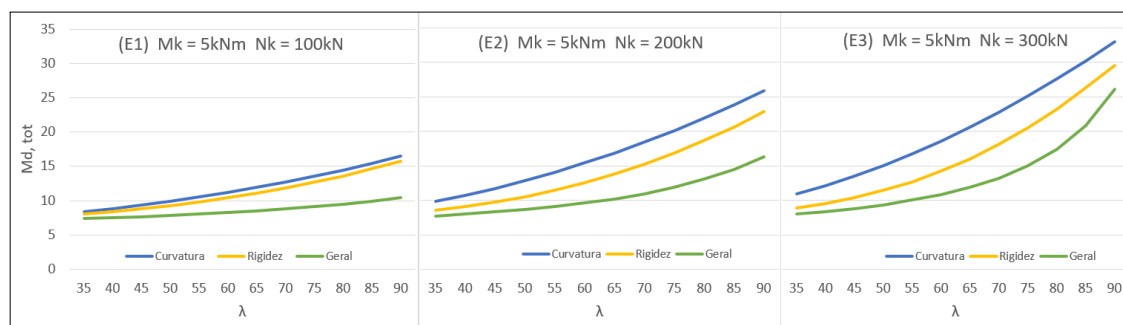


Figura 6: Momento total solicitante de cálculo (kNm) para situações E1, E2 e E3.

Fonte: Autores.

Nas situações E4, E5 e E6, nota-se que os resultados obtidos pelos três métodos foram muito próximos (ver figura 7). O método do pilar-padrão com curvatura aproximada apresentou valores até 13% (E4), 17% (E5) e 18% (E6) superiores aos obtidos pelo método geral. Já o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada apresentou resultados até 13% (E4), 9% (E5) e 7% (N6) superiores aos obtidos pelo método geral. Entretanto, para os maiores índices de esbeltez da situação N6 o método geral apresentou momento total de cálculo superior aos métodos aproximados.

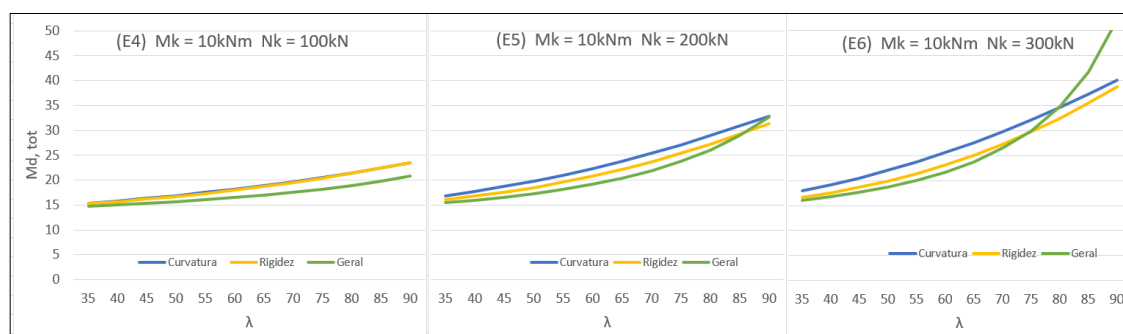


Figura 7: Momento total solicitante de cálculo (kN.m) para situações E4, E5 e E6.

Fonte: Autores

Em E7, E8 e E9, observa-se que a intensidade do momento total solicitante de cálculo para os menores valores de índices de esbeltez testados é praticamente igual, independentemente do método utilizado para o cálculo (ver figura 8). Com o aumento

do índice de esbeltez, a intensidade do momento total solicitante calculado pelo método geral se torna cada vez mais superior ao calculado pelos métodos aproximados, por outro lado, os valores dos métodos aproximados continuam praticamente iguais entre si.

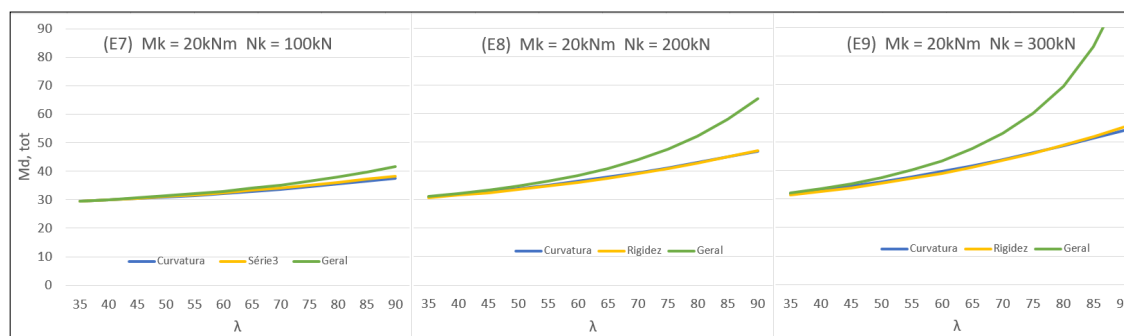


Figura 8: Momento total solicitante de cálculo (kNm) para situações E7, E8 e E9.

Fonte: Autores.

Embora nas situações E6, E7, E8 e E9 haja casos em que o momento total obtido pelo método geral teve valor superior ao obtido pelos métodos aproximados, essa condição se dá quando o pilar não mais resiste à solicitação (valores em negrito nas tabelas 2, 3 e 4), isto é, já foi esgotada a capacidade resistente, o que leva o projetista a redimensionar o pilar aumentando a seção para reduzir o índice de esbeltez ou modificando o projeto para reduzir os esforços atuantes de primeira ordem, o que faz com que o pilar volte a resistir aos esforços, condição na qual se observa que os métodos aproximados obtêm valores de esforços superiores ou praticamente iguais ao método geral.

8 | CONCLUSÃO

A comparação entre o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada e o método geral de cálculo do efeito local de segunda ordem realizada neste trabalho mostrou que o momento total solicitante calculado pelos métodos aproximados é igual ou superior ao obtido pelo método geral, desde que não ocorra o esgotamento da capacidade resistente do pilar, condição identificada nos casos com grande momento inicial, esforço normal e índice de esbeltez combinados. Também foi possível verificar que o método do pilar-padrão com curvatura aproximada apresenta intensidade do momento total superior ao método do pilar-padrão com rigidez k aproximada na maioria dos casos e nos demais apresenta intensidade praticamente igual. As maiores divergências percentuais entre os métodos aproximados foram observadas para os menores momentos iniciais, essas foram também as situações nas quais os métodos aproximados se mostraram mais conservadores em relação ao método geral.

Dessa forma, o método do pilar-padrão com curvatura aproximada e o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada para determinação do efeito local de segunda

ordem apresentam resultados a favor da segurança quando comparados ao método geral, sem, entretanto, divergir excessivamente deste no cálculo de solicitações para as situações mais usuais de pilares de concreto armado, sendo o método do pilar-padrão com rigidez k aproximada o método aproximado com valores mais próximos ao método geral e o método do pilar-padrão com curvatura aproximada o método aproximado mais conservador.

REFERÊNCIAS

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

BORGES, A.C.L. **Análise de pilares esbeltos de concreto armado solicitados à flexo-compressão oblíqua**. Dissertação. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1999.

BANKI, A.L. **Método do pilar-padrão com rigidez aproximada**. Informativo da Comunidade AltoQi, nº 38, 2004. Disponível em <<http://faq.altoqi.com.br/content/264/639/pt-br/metodo-do-pilar-padrão-com-rigidez-aproximada.html>> Acesso em 26 de Março de 2019.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**, v. 2. São Paulo. Pini, 2013.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de Segunda Ordem Global em Edifícios com Estrutura de Concreto Armado**. Dissertação. Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Calos, 2011.

SCADELAI, M. A. **Dimensionamento de Pilares de acordo com a NBR 6118 2003**. Dissertação. Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Calos, 2004.

COMPUTER AIDED DESIGN VERSUS BUILDING INFORMATION MODELING: APLICAÇÃO EM PROJETOS DE SISTEMAS PREDIAIS

Data de aceite: 01/06/2020

Jayron Alves Ribeiro Junior

Mestrando no Programa de Pós-graduação em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético (PPGINDE)

Instituição: Universidade Federal do Pará

Thainá Maria da Costa Oliveira

Mestrando no Programa de Pós-graduação em Infraestrutura e Desenvolvimento Energético (PPGINDE)

Instituição: Universidade Federal do Pará

Moisés de Araujo Santos Jacinto

Mestrando no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC)

Instituição: Universidade Federal do Pará

Bruna da Costa Silva

Mestrando no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC)

Instituição: Universidade Federal do Pará

Mariana de Sousa Prazeres

Mestrando no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC)

Instituição: Universidade Federal do Pará

Paulo Rafael Nunes e Silva Albuquerque

Mestrando no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC)

Instituição: Universidade Federal do Pará

Leticia Maria Brito Silva

Bacharel em engenharia civil

Instituição: Universidade Ceuma

Camilla Gomes Arraiz

Pós-graduanda em estruturas de concreto armado e fundações

Instituição: Instituto Brasileiro de Educação Continuada (INBEC)

Marcos Henrique Costa Coelho Filho

Pós-graduando em Master Bim: ferramentas de gestão e projeto

Instituição: Instituto de Pós-graduação e Graduação (IPOG)

Yara Lopes Machado

Pós-graduanda em Planejamento de Projetos de Obras com o uso da metodologia BIM

Instituição: Universidade Estadual do Maranhão (UEMA)

E-mail: yaralmachado@gmail.com

RESUMO: Após grandes tragédias as exigências do mercado de combate e prevenção a incêndios tornou-se rigoroso. Tendo em vista esta condição, o presente trabalho busca estudar as vantagens ao se adotar softwares da plataforma BIM em relação ao CAD em projetos de edificações; onde, com as exigências do mercado tornaram-se mais complexos e onerosos, o que levou ao surgimento de empresas especializadas nesta área em países como Reino Unido e Estados Unidos, visando a otimização no ciclo de vida da edificação.

Assim, ao se analisar o emprego a plataforma CAD, apesar de ter sido um modelo pioneiro, tem se tornado obsoleto para o atual panorama do mercado por depender inteiramente do grau de conhecimento e detalhamento do profissional, a plataforma BIM apresenta melhores resultados por incorporar as propriedades dos elementos utilizados nos projetos sem total dependência humana. Desta forma, para a melhor gestão de projetos de proteção contra o incêndio e pânico, seja na concepção do projeto, seja durante a vida útil a plataforma BIM apresenta melhores resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem da informação da construção; gestão de projetos; BIM.

ABSTRACT: After large tragedies the demands of the fire fighting and prevention market became strict. In view of this condition, the present work seeks to study the advantages and adopt software from the BIM platform in relation to CAD in publishing projects; where, with the use of the more complex and costly used market, or with the use of companies specialized in this area in countries such as the United Kingdom and the United States, using optimization in the publishing life cycle. Thus, when analyzing the use of a CAD platform, despite being a pioneering model, it has become obsolete for the current market landscape, as it depends on the level of knowledge and professional detail, a BIM platform presents better results by incorporation as properties of the elements used in the projects without total human dependence. Thus, for a better management of fire and fire protection projects, whether in the project or during the lifetime of the BIM platform, it presents better results.

KEYWORDS: Modeling of construction information; project management; BIM.

1 | INTRODUÇÃO

O mercado de engenharia de proteção contra incêndio e pânico está cada vez mais competitivo e exigente, assim as empresas são estimuladas a realizar ações que resultem em otimizações de tempo, produtividade, matéria prima e controle de qualidade. Em paralelo, o uso da plataforma BIM na construção civil tem crescido em taxa acelerada devida sua aplicabilidade nas diversas etapas de uma obra, tornando-se inclusive uma grande ferramenta de gestão na análise do ciclo de vida das construções [2].

O presente trabalho tem por objetivo analisar as contribuições no uso da plataforma BIM (Modelagem de Informação da Construção) para os sistemas prediais de combate à incêndio por meio de um levantamento histórico e comparativo com o sistema CAD (Desenho Assistido por Computador), de maneira que, devido o sistema CAD ser uma plataforma antiga ainda é muito empregado na elaboração de diversos projetos na área de construção civil, que foi amplamente difundido por ser pioneiro. Porém, apesar do grande mercado ocupado pelo formato CAD, o BIM tem sido cada vez mais procurado por possuir características que o tornam mais autônomo, permitindo maior precisão nos resultados e um maior gerenciamento do projeto.

O BIM é uma tecnologia mais recente, sendo um modelo de construção da informação que integra todo o processo construtivo, mais difundido no mercado internacional, e, atualmente, a tecnologia BIM vem ganhando espaço no mercado nacional e antes as empresas que eram resistentes à sua adoção têm se mostrado mais flexíveis à adaptação [5]. Deste modo, procurou-se entender quais as maiores dificuldades das empresas no processo de compatibilização de projetos, e quais seriam as tecnologias e os softwares mais adequados, viáveis e que otimizassem o planejamento e execução dos projetos.

Assim, o objetivo específico deste estudo é mostrar como a utilização da tecnologia computacional adequada pode influenciar na concepção e execução de projetos de sistemas prediais. Para alcançar os objetivos propostos, utilizou-se como recurso metodológico levantamento de material bibliográfico direcionado a problemas específicos, envolvendo interesses locais e verdades.

2 | COMPUTAÇÃO APLICADA À CONCEPÇÃO PROJETUAL: CAD E BIM

A construção civil é uma das indústrias mais antigas da humanidade, surgindo a partir da necessidade do homem pré-histórico em criar abrigos, a partir do momento que deixam de serem nômades e passam a cultivar a terra e criar animais. Esse marco foi o início das primeiras civilizações, e com o passar do tempo, com o desenvolvimento intelectual, a escolha por melhores materiais e estruturas mais elaboradas passou a exigir maior grau de detalhamento dos mesmos.

Com o surgimento de projetos por meio de ilustração foi possível a disseminação dos conhecimentos construtivos e conseqüente expansão de comunidades por novos territórios. Há décadas a busca por projetos cada vez mais precisos, detalhados e com maior eficiência fazem com que a utilização de ferramentas computacionais de desenho seja mais aplicada no mercado e, devido a isso, em 1960 o computador se tornou uma ferramenta imprescindível para o desenvolvimento da construção civil.

De acordo com Schodek et al. (2007), a iniciação da aplicação de ferramentas computacionais no desenvolvimento de projetos se deu em 1980, através de um sistema chamado Computer Aided Design – CAD, ou desenho assistido por computador. Os softwares de CAD (Computer Aided Design) são ferramentas gráficas computacionais que tem como objetivo o desenvolvimento de projetos e desenhos direcionados as mais diversas áreas da arquitetura, engenharia e desenho computacional, onde a representação gráfica contém elevado nível de precisão, recursos visuais estáticos e dinâmicos que permitem o controle do processo de concepção projetual [9].

Desde então, os softwares se tornaram imprescindíveis para a indústria da construção civil, uma vez que com o crescimento populacional as construções se tornaram mais robustas e demandando mais atenção quanto aos detalhes de projeto e execução. Assim, apesar de ser uma plataforma considerada manual, o CAD proporcionou mais qualidade

aos produtos finais e eficiência nas etapas de elaboração dos projetos; contudo, com o decorrer dos anos foi necessário o aprimoramento de softwares e consequentemente de hardware, devido aumento da exigência pela própria construção civil.

Apesar da automatização de desenhos, o método de representação gráfica em CAD é suscetível a falhas humanas e inconsistências, gerando fatores que deram margem à criação da Modelagem da Informação da Construção, mais conhecido como metodologia BIM, que se baseia em demonstrar um modelo virtual com parâmetros precisos de uma edificação, bem como geometria exata e informações pormenorizadas, necessárias para uma execução de excelência [4]. Um exemplo de projeto em metodologia BIM pode ser observado na Figura 1.

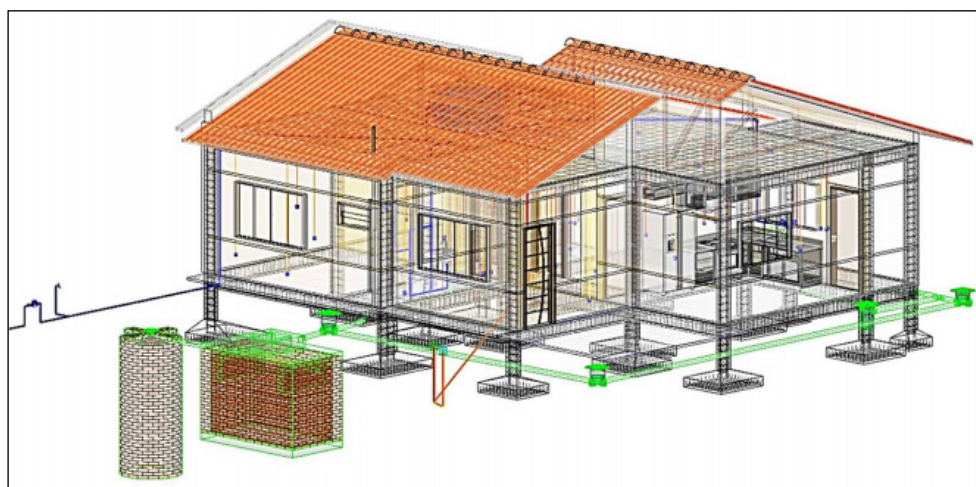


Figura 1 – Exemplo de projeto em metodologia BIM [7].

No modelo de construção da informação, a representação gráfica ultrapassa os desenhos, sendo o objeto construído de forma virtual. Como requisitos para que isso aconteça, são inclusos parâmetros associados aos elementos paramétricos que compõem o projeto.

Existem diversos programas que utilizam plataforma BIM, (Revit, Archicad, Vectorworks, Bentley, Tekla, CSI SAP 2000, CSI ETABS, TQS, CYPECAD, Qi Builder e outros) contudo, para o sistema de combate a incêndio, há apenas dois segmentos: o que simula o comportamento de incêndios em edificações e o de averiguação das normas conforme legislação específica [1].

A tecnologia BIM suporta a disponibilidade imediata e contínua de informações confiáveis, de alta qualidade e totalmente coordenadas sobre o escopo, quantificação e custo do projeto, oferecendo como vantagens: redução no tempo de entrega dos projetos, maior produtividade usando um único modelo digital e redução do retrabalho, entre outros [6].

2.1 Propriedades dos elementos em BIM

O projeto concebido em CAD resume-se em linhas, não contendo propriedades dos materiais ou especificações técnicas correlatas como área, volume, resistência e custo; algumas dessas propriedades podem ser adquiridas em um projeto realizado no ambiente 3D, todavia, se torna um processo maçante e toma muito tempo hábil.

Quando se tem por objetivo conceber a representação de um projeto na plataforma CAD em maquete (física ou virtual), que é uma prática comum de escritórios de arquitetura, obtém-se resultados muito onerosos. Na figura 2 podemos observar a diferença entre as duas plataformas, onde a imagem A apresenta uma volumetria na plataforma CAD e a imagem B, em BIM [7].



Figura 2 – Representação 3D da edificação.

Visualmente podemos notar diferenças estéticas entre as edificações, embora sejam a mesma. Mas na plataforma BIM existem informações paramétricas que não são possíveis de se obter de forma automatizada na plataforma CAD, o que gera uma economia de tempo considerável, uma vez que não será preciso obter os dados manualmente.

As vantagens em projetos de construção são apresentadas por Justi (2008), onde este apresenta uma análise comparativa realizada pela empresa AutoDesk entre seus *softwares* AutoCad (CAD) e Revit (BIM) em alguns escritórios nos Estados Unidos, onde pode-se observar na Figura 3, que, apesar de equipes de trabalho perderem desempenho em seus contatos iniciais com o Revit (Modelador Paramétrico), com o tempo é necessário menos esforço para se atingir melhores resultados.

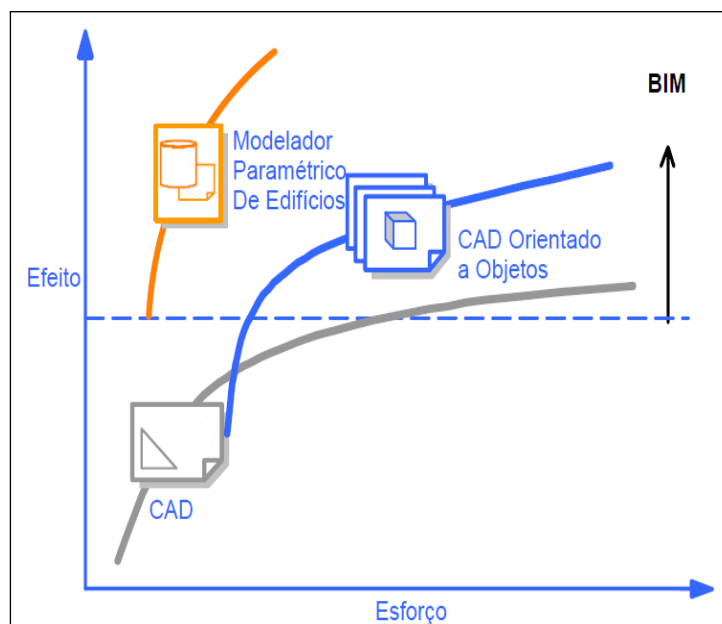


Figura 3 – Efeito do uso dos softwares x esforço de uso [6].

3 | GESTÃO DE SISTEMAS PREDIAIS

A concepção projetual de sistemas prediais hidrossanitários (SPHS) pressupõe a análise constante de variáveis com objetivo de avaliar seu desempenho em uso; contudo, para que seja possível a avaliação do comportamento dos SPHS tanto no projeto quanto na seleção dos materiais e técnicas apropriadas, é necessário que o projetista tenha conhecimento e fácil acesso às informações técnicas. Todavia, os sistemas prediais hidrossanitários são compostos por diversos componentes, tornando sua avaliação mais complexa, e tais análises poderiam ser facilitadas com o auxílio de softwares apropriados, capazes de sistematizar informações intrínsecas ao comportamento de seus componentes.

Operações de manutenção e o gerenciamento de instalações prediais ainda são orientadas por arquivos impressos, dificultando o atendimento das exigências em relação à vida útil dos componentes desses sistemas, devida a quantidade de informações contidas em arquivos impressos e por não suprirem as necessidades de informações de equipes de manutenção, levando a operações tediosas, redução na eficiência e consequente aumento nos custos de manutenção [2].

A fase de projeto dos edifícios se torna cada vez mais importante com o aumento da exigência dos clientes finais e do desenvolvimento tecnológico, haja vista que é nessa etapa que são determinadas as características do produto final e que nortearão a execução do mesmo, influenciando diretamente no custo e no tempo de entrega [3]. Em projetos de manutenção e gerenciamento de instalações prediais a quantidade de dados gerada diversos tipos de dados, dificultando o processo, todavia, aplicando o modelo BIM é possível para gerar efetivamente as informações necessárias [2].

A compatibilização é uma das atividades mais importantes relacionadas ao projeto

dos sistemas prediais. A verificação automática de interferências a partir do modelo da construção tem se revelado a principal razão da migração dos profissionais para a plataforma BIM, gerando melhores cronogramas físico-financeiros, mostrando-se mais eficiente do que a metodologia CAD, fundamentada em sobreposições sequenciais de linhas e desenhos bidimensionais que, além de lenta, submete-se a falhas [3].

Contudo, o maior potencial do modelo BIM está relacionado à informação associada aos componentes, criando diversas possibilidades, como por exemplo a constituição automática de simulações ou análises de comportamento do sistema, listas de materiais. Diferente dos desenhos bidimensionais, o modelo criado na plataforma BIM não é restrito à fase de projeto, desde que alimentado com informações precisas e mantido atualizado, pode ser aplicado em todo ciclo de vida do edifício [3].

Em toda obra, é essencial que haja compatibilização de projetos, principalmente da arquitetura com os projetos complementares (hidráulico, sanitário, elétrico, estrutural, telefônico, ar condicionado, combate a incêndio, paisagismo e outros). Um exemplo de projeto de combate a incêndio executado em plataforma BIM pode ser visto abaixo na Figura 4.

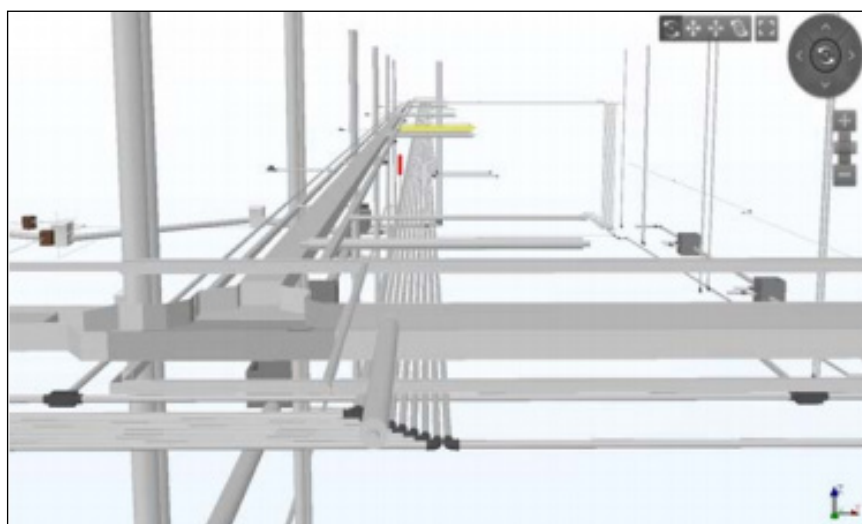


Figura 4 – Perspectiva de sistemas prediais projetados [Guerretta e Santos (2015)].

Na Figura 3 acima podemos observar um exemplo de projeção de sistemas prediais em plataforma BIM, utilizando o MEP. Nota-se que no caso em questão é possível ter uma vista interna mais próxima da realidade, na qual é possível vislumbrar de forma detalhada as conexões e posicionamento de cada componente do sistema, além do quantitativos de elementos e características que são disponibilizados pelo *software*.

Durante o processo de concepção projetual, devido aos custos é comum acontecer mudanças no projeto, onde o mesmo pode ter a área reduzida ou ampliada. Uma das circunstâncias que acarretam na ineficácia e custos elevados da construção, é a relação de troca de informações no projeto, já que o planejamento e execução do mesmo é

dependente de informações e grau de precisão que influenciam na execução. Se o projeto não for bem elaborado ou ocultar detalhes, pode ocasionar erros e conseqüentemente, custos e retardo do andamento da obra [4]. Esse entrave ocasionado na demora da compatibilização de informações é um obstáculo para a aplicação de melhorias no setor da construção civil.

4 | CONCLUSÃO

Com o crescimento do modelo de construção da informação, as empresas de sistemas de combate a incêndio e pânico terão maiores atribuições, considerando suas relações entre cliente e investidor, uma vez que a plataforma BIM incentiva que as empresas atuem de forma colaborativa e interoperável. Diversos autores têm proposto estudos, alternativas e diretrizes BIM no intuito de contribuir com a parametrização em âmbito nacional.

É de suma importância as empresas se familiarizem com as alterações da tecnologia BIM que são implantadas gradativamente, pois o mercado está cada vez mais competitivo, e os ganhos com tempo elevam a qualidade dos serviços prestados além de permitirem maior exatidão ao intervirem em sistemas com necessidade de reparo e/ou reposição de componentes. E não só as empresas, mas também os profissionais, tendo em vista que diversas ramificações do setor da construção civil demandarão profissionais capazes de modelar em BIM, liderar e preencher todas as camadas necessárias para refinar os modelos criados, bem como avaliar a qualidade, planejar a obra e interpretar as informações necessárias devida a plataforma ser menos difundida que o formato em CAD.

REFERÊNCIAS

- [1] BRAGA, Marcela Falcão. **Ferramenta de análise de medidas de segurança contra incêndio em projetos de arquitetura aplicada ao ensino dos cursos de arquitetura e urbanismo**. 2018. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Arquitetura e Urbanismo, Programa de Pós-graduação em Arquitetura e Urbanismo, Universidade de Brasília, Brasília, 2018. Disponível em: <http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/34817/1/2018_MarcelaFalc%c3%a3oBraga.pdf>. Acesso em: 03 ago. 2019.
- [2] CHEN, Yi-Jao; LAI, Yong-Shan; LIN, Yen-Han. BIM-based augmented reality inspection and maintenance of fire safety equipment. **Automation and Construction**, [s.l.], v. 110, fev. 2020. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2019.103041>. Acesso em: 23 Dez. 2019
- [3] COSTA, Carolina Helena de Almeida. **Incorporação de parâmetros de desempenho em componentes BIM para sistemas prediais hidráulicos e sanitários**. 2015. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2015. Disponível em: <http://taurus.unicamp.br/bitstream/REPOSIP/258026/1/Costa_CarolinaHelenadeAlmeida_M.pdf>. Acesso em: 03 ago. 2019.
- [4] EASTMAN, C.; TEICHOLZ, P.; SACKS, R; LISTON, K. *Manual de BIM: Um guia de Modelagem de Informação da Construção para Arquitetos, Engenheiros, Gerentes, construtores e Incorporadores*. Porto Alegre: Bookman, 2014.

[5] FIALHO, Beatriz Campos et al. CAD and BIM tools in Teaching of Graphic Representation for Engineering. **Blucher Design Proceedings**, [s.l.], p.961-968, nov. 2018. Editora Blucher. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.5151/sigradi2018-1329>. Acesso em: 14 Nov. 2019.

[6] JUSTI, Alexander Rodrigues. Implantação da plataforma revit nos escritórios brasileiros: relato de uma experiência. **Gestão & Tecnologia de Projetos**, [s.l.], v. 3, n. 1, mai. 2008, p. 140 – 152. Disponível em: <https://doi.org/10.4237/gtp.v3i1.56>. Acesso em: 18 Ago. 2019.

[7] NUNES, Gustavo Henrique; LEÃO, Marlon. *Estudo comparativo de ferramentas de projetos entre o CAD tradicional e a modelagem BIM*. **Revista de Engenharia Civil**, Uminho, v. 55, n. 55, p.47-61, 03 jul. 2018. Disponível em: <<http://www.civil.uminho.pt/revista/artigos/n55/Pag.47-61.pdf>>. Acesso em: 26 jun. 2019.

[8] Schodek, D.; Bechthold. M.; Griggs, J. K.; Kao, K.; Steinberg, M. *Digital Design and Manufacturing: CAD/CAM Applications in INC*. New Jersey: John Willey & Sons, 2007.

[9] ZIMMERMANN, Cláudio C.; HADLICH, André R.; BIGOLIN, Ezekiel M.. Luana Siewert. In: *Importância do ensino de ferramentas de cad no desempenho dos acadêmicos perante as disciplinas do curso de graduação de engenharia civil da UFSC*, 34., 2006, Passo Fundo. **Importância do ensino de ferramentas de cad no desempenho dos acadêmicos perante as disciplinas do curso de graduação de engenharia civil da UFSC**. Passo Fundo: Universidade de Passo Fundo, 2006. v. 34, p. 1688 - 1696. Disponível em: <http://www.abenge.org.br/cobenge/arquivos/13/artigos/1_246_764.pdf>. Acesso em: 26 jun. 2019.

DESLOCAMENTO VERTICAL DE UMA VIGA DE EULER-BERNOULLI: SIMULAÇÕES NUMÉRICAS SOB A HIPÓTESE DO MÓDULO DE ELASTICIDADE PROBABILÍSTICO

Data de aceite: 01/06/2020

Ana Carolina Carius

Universidade Católica de Petrópolis

Petrópolis – RJ

<http://lattes.cnpq.br/0145449984395405>

Alex Justen Teixeira

Universidade Católica de Petrópolis

Petrópolis – RJ

João Vitor Curioni de Miranda

Universidade Católica de Petrópolis

Petrópolis – RJ

<http://lattes.cnpq.br/8059023775752266>

Leonardo de Souza Corrêa

Universidade Católica de Petrópolis

Petrópolis – RJ

<http://lattes.cnpq.br/4291002792893950>

RESUMO: O presente trabalho objetiva analisar a interferência do módulo de elasticidade probabilístico, na solução do problema de deslocamento vertical de uma viga de Euler-Bernoulli. A norma NBR 6118:2014 considera o módulo de elasticidade do concreto como uma grandeza determinística. A metodologia da pesquisa se constituiu de ensaios laboratoriais, os quais concluíram o caráter semi probabilístico para o módulo de elasticidade do concreto. Acrescentou-se a esta conclusão uma revisão

de literatura, a qual permitiu a elaboração do modelo matemático que descrevesse a hipótese experimental para o módulo de elasticidade. Descreveu-se o Método de Elementos Finitos Estocástico (MEFE) para o problema em questão. Conclui-se que, ao incorporar as hipóteses estocásticas sobre os parâmetros de rigidez, obtém-se uma solução aproximada mais próxima da situação real para o modelo.

PALAVRAS-CHAVE: Módulo de Elasticidade. Concreto. Deslocamento vertical de uma viga. Probabilidade. Método de Elementos Finitos Estocástico.

VERTICAL DISPLACEMENT OF AN EULER-BERNOULLI BEAM: NUMERICAL SIMULATIONS UNDER THE HYPOTHESIS OF THE PROBABILISTIC ELASTICITY MODULE

ABSTRACT: The present work aims to analyze the interference of the probabilistic elasticity module, in the solution of the problem of vertical displacement of an Euler-Bernoulli beam. The standard NBR 6118:2014 considers the modulus of elasticity of concrete as a deterministic quantity. The research methodology consisted of laboratory tests, which concluded the semi-

probabilistic character for the concrete elasticity module. A literature review was added to this conclusion, which allowed the development of the mathematical model that described the experimental hypothesis for the elasticity module. The Stochastic Finite Element Method (MEFE) was described for the problem in question. It is concluded that, by incorporating the stochastic assumptions about the stiffness parameters, an approximate solution is obtained, closer to the real situation for the model.

KEYWORDS: Modulus of elasticity. Concrete. Deflection of a beam. Probability. Stochastic Finite Element Method.

1 | INTRODUÇÃO

Estruturas apoiadas são amplamente utilizadas na engenharia civil, sobretudo na engenharia estrutural. A posição e o comportamento mecânico dos suportes são determinantes na resposta mecânica do conjunto (HIDALGO, 2014). Devida à simplicidade geométrica, estruturas apoiadas podem ser adequadamente avaliadas utilizando-se modelos lineares. Nesse sentido, para efeitos de estudo, destacam-se as vigas de Euler-Bernoulli, objeto de estudo deste trabalho.

“Com o avanço dos computadores domésticos, no início dos anos 1980, foi possível melhorar o acesso aos cálculos que essas máquinas eram capazes de realizar e tornar esses resultados aplicáveis aos problemas cotidianos” (LÉVY, 1999). Nesse sentido, a engenharia não esteve a parte do desenvolvimento promovido pela entrada dos microcomputadores no dia a dia da sociedade. A Análise Estrutural, em particular, pode contar com ferramentas computacionais mais robustas para solucionar problemas de cálculo de difícil resolução até então. Diversos programas comerciais passaram a atuar neste ramo como o TQS, SAP 2000, ABAQUS e ANSYS, entre outros.

O modelo matemático que descreve a linha elástica para uma viga bi apoiada inclui, em sua formulação, a contribuição do módulo de elasticidade ou módulo de Young. Por definição, o módulo de elasticidade é a razão entre a tensão aplicada sobre um corpo e a deformação específica sobre o corpo. Para os materiais idealizados por Robert Hooke, verifica-se uma proporcionalidade entre a força aplicada e a deformação verificada. No entanto, o concreto não mantém esta proporcionalidade, variando-se o módulo de elasticidade de acordo com a carga aplicada (PACHECO et al., 2014). Em geral, o módulo de elasticidade é obtido através de métodos experimentais, uma vez que diversos fatores afetam o valor para o mesmo, tais como: o tempo de cura do concreto, a temperatura da cura, proporções da mistura e propriedades dos agregados, destacando-se a proporção água/cimento, tamanho e forma do corpo de prova, entre outros (DIÓGENES et al., 2011).

Um dos maiores desafios para a construção civil, atualmente, é a sustentabilidade. A intensidade de uso de recursos naturais, nessa perspectiva, deve ser feita selecionando-se os materiais mais adequados para cada necessidade. A otimização do uso de materiais

e recursos só é possível com a redução da variabilidade do módulo de elasticidade, da mesma forma como a variabilidade é percebida hoje para o controle da resistência à compressão, onde trabalha-se com valores característicos, baseados na teoria de probabilidades (DE MARCHI, 2011).

Apesar de considerar para o parâmetro de resistência à compressão a variabilidade intrínseca do concreto, não se considera tal variabilidade para o módulo de elasticidade. Entretanto, valores determinísticos para o módulo de elasticidade nem sempre são confirmados pelo controle tecnológico realizado em campo, fato que pode acarretar situações problemáticas nas obras. Nesse sentido destaca-se a importância do controle de qualidade, pois irá fornecer os dados para análise e decisão sobre o atendimento às especificações de projeto, de forma a garantir a otimização no uso de materiais e recursos, gerando menores custos financeiros e ambientais, proporcionando sustentabilidade aos projetos (DE MARCHI, 2011).

Baseados na hipótese de não consideração do módulo de elasticidade para o concreto como um parâmetro determinístico, obtido através de fórmulas matemáticas pré-determinadas pela NBR 6118:2014, estudou-se a influência desta hipótese na formulação matemática para o problema da viga de Euler-Bernoulli bi apoiada.

2 | O PROBLEMA

A fim de estudar o comportamento da linha elástica desta viga, considerando-se contribuições, no modelo, das diferentes formas com as quais o módulo de elasticidade pode ser obtido, propôs-se a seguinte equação diferencial de quarta ordem para o problema de deslocamento vertical de uma viga de comprimento L , submetida a uma força pontual, bi apoiada em suas extremidades:

Encontrar $u \in C^4(0,L)$ tal que

$$\begin{aligned}\frac{d^2}{dx^2} \left[EI \left(\frac{d^2 u}{dx^2} \right) \right] &= f(x), \\ u(0) = u(L) &= 0, \\ \frac{d^2 u}{dx^2} (0) = \frac{d^2 u}{dx^2} (L) &= 0,\end{aligned}$$

onde f representa a força aplicada a esta viga e u representa a função que define a linha elástica para a viga.

Observa-se que, caso os parâmetros de rigidez EI fossem considerados constantes, a equação diferencial de quarta ordem seria resolvida analiticamente através de integrações sucessivas. No entanto pretende-se, a partir da formulação acima, avaliar as soluções obtidas através de um método de elementos finitos.

A partir do estudo realizado por Hidalgo (2014) para uma viga de Euler- Bernoulli, apoiada em fundação de Pasternak com o método de Galerkin estocástico, desenvolveu-se o Método de Elementos Finitos Estocástico (MEFE) aplicado ao problema de flexão de uma viga, considerando-se que os parâmetros de rigidez não fossem constantes. Incluiu-se, na formulação parametrizada para o módulo de elasticidade do concreto, valores experimentais obtidos através de experimentos laboratoriais realizados pelos autores. A partir das simulações realizadas, comparou-se os resultados clássicos da literatura, apresentados por Hibbeler (2010), com os resultados das simulações numéricas, discutindo-se as diferenças e semelhanças entre eles.

3 I REVISÃO DE LITERATURA: MÓDULO DE ELASTICIDADE PARA O CONCRETO COMO GRANDEZA PROBABILÍSTICA

A NBR 6118:2014 versa sobre o cálculo do módulo de elasticidade para o concreto, tanto o módulo de elasticidade tangencial quanto o módulo de elasticidade secante. A NBR 6118:2014 indica uma fórmula matemática determinística

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}},$$

a qual o cálculo do módulo de elasticidade é obtido a partir do f_{ck} . Destaca-se que E_{ci} tem, por finalidade, oferecer uma estimativa para o valor do módulo de elasticidade quando este não pode ser obtido de forma experimental a partir dos valores para o f_{ck} .

De acordo com De Marchi (2011), o valor do módulo de elasticidade para o concreto possui interferências dos agregados graúdos e miúdos, da concentração água/cimento, assim como de aditivos que compõem o concreto. Visto que as possibilidades de combinações destes elementos são inúmeras, é razoável considerar-se, por hipótese, que o módulo de elasticidade pode ser representado por um fenômeno probabilístico e que tal consideração também interfere no cálculo do deslocamento vertical de uma viga de Euler-Bernoulli.

A revisão de literatura foi realizada na plataforma Google Acadêmico, utilizando-se os seguintes termos chave: processos estocásticos AND módulo de elasticidade AND deflexão de vigas. Para esta escolha, 329 trabalhos foram elencados. Outra opção de termos chave utilizada foi módulo de elasticidade estocástico AND concreto AND vigas. Para esta busca foram elencados 314 trabalhos. Para fins de análise dos trabalhos listados, considerou-se como critérios de exclusão trabalhos que efetivamente versaram sobre concreto ou envolviam estruturas e métodos numéricos para a obtenção de soluções computacionais.

A partir dos critérios de exclusão descritos, analisou-se sete trabalhos sob três aspectos: hipóteses sobre o módulo de elasticidade, modelo matemático aplicado e o

método numérico utilizado para simulações computacionais.

Dentre os oito trabalhos estudados, três deles se relacionam ao mesmo grupo de pesquisa: Hidalgo (2014), Santos (2015) e Júnior e Krajne (2008). Nesse sentido, prevalece a hipótese do módulo de elasticidade ou dos parâmetros de rigidez EI como processo randômico ou probabilístico. Para estes trabalhos, sobressai a escolha do Método Estocástico de Galerkin, realizando-se Simulações de Monte Carlo. Os três trabalhos modelam, também, uma viga de Euler-Bernoulli apoiada sob uma fundação de Pasternak.

O trabalho de Zonatto (2017) modela uma viga de Euler-Bernoulli, no entanto considera que os parâmetros de rigidez EI são constantes. O método numérico utilizado é o Método de Galerkin.

Os três trabalhos restantes estudam o comportamento do módulo de elasticidade para o concreto (DE MARCHI, 2011), (PACHECO, *et al.*, 2014) e (DIOGENES *et al.*, 2011) independente da aplicação em uma viga ou utilização de métodos numéricos para soluções computacionais para o problema da viga de Euler-Bernoulli. Nestes trabalhos é possível verificar o caráter heterogêneo do concreto, assim como se analisa as diferentes formas de cálculo experimental para o módulo de elasticidade. O trabalho de De Marchi (2011) explora o caráter semi probabilístico do módulo de elasticidade do concreto, verificando-se que este se comporta como uma distribuição normal de probabilidades.

Como a proposta deste trabalho foi analisar as contribuições provenientes da heterogeneidade do concreto para o módulo de elasticidade, incorporando-as em simulações computacionais as quais considerou-se, por hipótese, os parâmetros de rigidez com comportamento probabilístico, os trabalhos de Hidalgo (2014), Santos (2015) e Júnior e Krajne (2008) foram utilizados como parâmetro para a determinação do método numérico adequado ao problema proposto. Uma vez que houve um programa experimental para a obtenção de valores experimentais para o módulo de elasticidade do concreto, os trabalhos de De Marchi (2011), Pacheco *et al.* (2014) e Diógenes *et al.* (2011) contribuíram na elaboração de testes de significância e análise estatística dos dados obtidos experimentalmente.

4 | ENSAIOS LABORATORIAIS: CÁLCULO EXPERIMENTAL PARA O MÓDULO DE ELASTICIDADE

A discussão sobre o módulo de elasticidade do concreto se inicia a partir do caráter heterogêneo do próprio concreto e das formas experimentais que são utilizadas no cálculo desta grandeza.

De acordo com MEHTA e MONTEIRO apud DE MARCHI (2008), o módulo de elasticidade pode ser definido como a relação entre a tensão aplicada e a deformação

instantânea dentro de um limite de proporcionalidade do material. Em alguns casos, este limite é simplesmente adotado por uma norma que padroniza o ensaio, como acontece na norma brasileira.

O concreto é um material compósito, cujas características de suas ligações químicas são semelhantes a materiais cerâmicos, sendo um material heterogêneo e multifásico. A fração volumétrica, a densidade e o módulo dos principais componentes, além de características da zona de transição na interface determinam o comportamento elástico do concreto (DE MARCHI, 2011). De forma geral, pode-se definir o concreto como uma mistura de dois materiais bem distintos: o agregado, definido como o material rígido, incluindo os agregados miúdos e os agregados graúdos e a pasta de cimento, a qual se caracteriza por um material poroso e flexível. Portanto ao se calcular o módulo de elasticidade do concreto, mede-se a grandeza resultante da interação destas duas partes. De acordo com Neville (1997), o comportamento do concreto pode ser descrito de forma intermediária entre o comportamento do agregado e da pasta de cimento.

4.1 Como calcular o módulo de elasticidade para o concreto: normas brasileiras vigentes

Considerando o trabalho de De Marchi (2011) o módulo de elasticidade para o concreto pode ser obtido, de forma experimental, por três definições distintas:

- **Módulo tangente:** recebe esta nomenclatura por ser definido a partir do coeficiente angular da reta tangente a qualquer ponto da curva tensão por deformação. Quanto não se especifica um ponto da curva, o mesmo se refere à origem, ou seja, o módulo tangente inicial E_{ci} .
- **Módulo secante:** é dado pela relação entre uma tensão qualquer e a deformação a ela correspondente, ou seja, o coeficiente angular da reta que liga os pontos da curva tensão por deformação correspondente a essa tensão e à tensão igual a zero. Quando a tensão não é mencionada, infere-se que o módulo secante seja relativo a uma tensão entre 40 e 50 % da resistência à compressão.
- **Módulo cordal:** É definido pela reta que liga dois pontos quaisquer da curva tensão por deformação.

No presente trabalho, a forma de cálculo adotada para o módulo de elasticidade foi o módulo tangente, cujos ensaios seguiram a NBR 8522:2017. Conforme descrito na Seção 2, a NBR 6118:2014 prevê o cálculo teórico do módulo de elasticidade do concreto a partir do f_{ck} do traço em questão.

4.2 Variabilidade do módulo de elasticidade experimental do concreto

Os agregados ocupam, em média, 75 % do volume do concreto, impactando diretamente na variabilidade do mesmo e alterando significativamente o valor do módulo de elasticidade (DE MARCHI, 2011). Sbrichi Neto (2005) apresenta os principais tipos de rochas utilizados como agregados para o concreto e seus respectivos módulos de

elasticidade. Estes valores estão indicados na Tabela 1.

Tipo de rocha	Módulo de elasticidade (GPa)
Arenito	20-40
Basalto	60-100
Calcário	30-50
Gnaisse	40-70
Granito	40-70
Quartzito	50-100
Xisto	25-40

Tabela 1. Módulo de elasticidade de agregados.

Fonte: Sbrichi Neto, 2005.

É possível observar que o tipo de agregado escolhido determina um intervalo de variação para os valores do módulo de elasticidade. De acordo com METHA e MONTEIRO (2008), a porosidade do agregado determina a sua rigidez e, desta forma, controla a capacidade do agregado de restringir deformações da matriz da pasta de cimento, sendo a variação do módulo de elasticidade do agregado diretamente proporcional ao aumento do módulo de elasticidade do concreto.

Assim como para os agregados graúdos, a porosidade desempenha um papel fundamental no módulo de elasticidade da pasta de cimento endurecida. Esse fenômeno está diretamente atrelado à relação água/cimento, teor de ar incorporado, adições minerais e grau de hidratação do cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A zona de transição entre a matriz da pasta de cimento e o agregado é normalmente considerada como a parte mais fraca do concreto de resistência normal. Para o concreto de alta resistência, a resistência da argamassa e da zona de transição pode ser comparável com a resistência do agregado graúdo (DE MARCHI, 2011).

Entre os parâmetros influenciadores para o módulo de elasticidade relacionados à fatores externos aos materiais, tem-se a composição dos corpos-de-prova, compreendendo-se a forma e a dimensão da seção transversal, a relação entre o comprimento e essa dimensão e a direção de concretagem (SHEHATA, 2005). Já os parâmetros relacionados ao procedimento de ensaio estão o teor de umidade do corpo-de-prova, a velocidade de aplicação da tensão, a restrição à deformação nas extremidades do corpo-de-prova causada pela placa de carregamento, o comprimento ao longo do qual se mede a deformação, o diâmetro do prato transmissor de carga e a rigidez da prensa.

De Marchi apud Montija (2007) sinaliza que o uso de uma fórmula que exige uma aproximação matemática contribui para a interpretação do resultado de ensaio do módulo de elasticidade do concreto. Portanto, é necessário garantir que os limites do trecho retilíneo estejam bem definidos e confiáveis. Também são citados pelo autor como fontes de variabilidade inerentes ao ensaio, a velocidade de aplicação da carga, a definição do

plano de carga e o tipo de instrumentação para a medição das deformações.

Para os ensaios do módulo de elasticidade, seguiu-se as recomendações da norma NBR 8522:2017. São indicados 5 corpos de prova cilíndricos, de forma que a altura do corpo de prova seja o dobro do diâmetro do mesmo corpo de prova. O diâmetro deve ser dado de acordo com o tamanho do agregado graúdo, de forma que o diâmetro seja, no mínimo, 4 vezes o tamanho máximo do agregado graúdo. Primeiramente deve ser feito um ensaio de resistência à compressão para dois corpos de prova, de acordo a NBR 5739:2007. Este ensaio tem por objetivo determinar o nível de carregamento a ser aplicado no ensaio de módulo.

Objetivando a determinação do módulo de elasticidade através da tangente inicial, posiciona-se o corpo de prova em relação aos medidores que serão usados e aplica-se o carregamento até uma tensão de 30% da resistência à compressão obtida no ensaio anterior (σ_b), a uma velocidade de 0,25 MPa/s, podendo-se variar esta velocidade em 0,05 MPa/s, tanto positivamente quanto negativamente. Esse nível de carregamento deve ser mantido por 60 segundos e, em seguida, reduzido à mesma velocidade do processo de carregamento até o nível de tensão básica (considerado $\sigma_a = 0,5$ MPa, com variação de 0,1 MPa, tanto positivamente quanto negativamente). Devem ser realizados mais ciclos de carregamento adicionais, entre σ_a e σ_b , mantendo essas tensões por 60 segundos. Depois do último ciclo de carga são medidas as deformações específicas.

Após o término das leituras de deformação, o corpo de prova deve ser carregado até a sua ruptura. Se a resistência efetiva à compressão do corpo de prova diferir de f_{ck} em mais de 20 %, os resultados do corpo de prova devem ser descartados.

O módulo de elasticidade, com tensão fixa σ_a , pode ser calculado pela seguinte equação

$$E_{ci} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} 10^{-3} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} 10^{-3}$$

onde

σ_b é a tensão maior, em MPa ($\sigma_b = 0,3 f_{ck}$) ou outra tensão especificada em projeto, de até 40 % de f_{ck} ;

0,5 é a tensão básica em MPa;

ε_b é a deformação específica média, sob a tensão maior;

ε_a é a deformação específica média, sob a tensão básica de 0,5 MPa.

4.3 Programa experimental

O programa experimental foi realizado objetivando-se verificar o caráter semi probabilístico para o módulo de elasticidade do concreto e compará-lo ao valor determinístico esperado pela norma NBR 6118:2014. Para tanto, foram moldados 50 corpos-de-prova para um traço de concreto de 40 MPa.

O cimento utilizado na pesquisa foi o CP II, E-32, da marca TUPI. Foram usados 38 kg de cimento, de um mesmo saco (mesmo lote). Como agregado miúdo foi usada uma areia média (diâmetro de 0,42 a 2 mm) de origem natural, na quantidade de 63 kg, de uma mesma amostra. Para os agregados graúdos foram utilizados na composição de brita 0 e brita 1, de origem granítica, na proporção de 60 % de brita 0 (diâmetro de 4,8 a 9,5 mm) e 40 % de brita 1 (diâmetro de 9,5 a 19,0 mm). Foram utilizados 13,5 litros de água, fornecidos pela concessionária de água do município de Petrópolis (Águas do Imperador), dentro dos limites normais de potabilidade. Por fim, foram usadas 228 g de aditivo, TecFlow 9030 da GRACE. A dosagem do concreto utilizado encontra-se na Tabela 2. Adotou-se, para este trabalho, quatro casas decimais de significância e o critério de arredondamento para os valores.

F_{ck} (MPa)	40 MPa
Relação a/c	0,3563
Cimento (kg/m ³)	480
Água (l/m ³)	171
Areia (kg/m ³)	850
Brita 0 (kg/m ³)	600
Brita 1 (kg/m ³)	400
Aditivo (0,6 %)/Massa cimento	28,8 L

Tabela 2. Traço do concreto.

Fonte: Os autores, 2018.

Foram submetidos ao ensaio do módulo de elasticidade tangencial 30 corpos-de-prova, sendo que um deles apresentou um valor espúrio. Portanto foram calculados 29 valores distintos para o módulo de elasticidade. O valor previsto para este, de acordo com (1) é

$$E_{ci} = 35,8575 \text{ GPa},$$

onde o f_{ck} aferido no início dos ensaios foi de 41 MPa. A Figura 1 mostra o aparato utilizado para o ensaio de módulo de elasticidade tangencial.

A fim de demonstrar que o módulo de elasticidade é uma grandeza semi probabilística, submeteu-se os 29 valores encontrados ao teste de Kolmogorov-Smirnov (KS), o qual avalia o grau de concordância entre a distribuição de um conjunto de valores amostrais e a distribuição normal de probabilidades, ou seja, considera-se como hipótese nula H_0 que o conjunto de dados se comporte como uma distribuição normal. A hipótese H_1 assume que a distribuição de dados em questão não se comporta como uma distribuição normal. Cabe ressaltar que o teste de Kolmogorov-Smirnov (KS) funciona bem para amostras pequenas. De acordo com Torman et al. (2012) o percentual de acerto do teste KS para uma amostra com $n=30$ dados é de 99,96 %. Em virtude desta precisão para um número

pequeno de amostras, o teste de Kolmogorov-Smirnov foi escolhido.

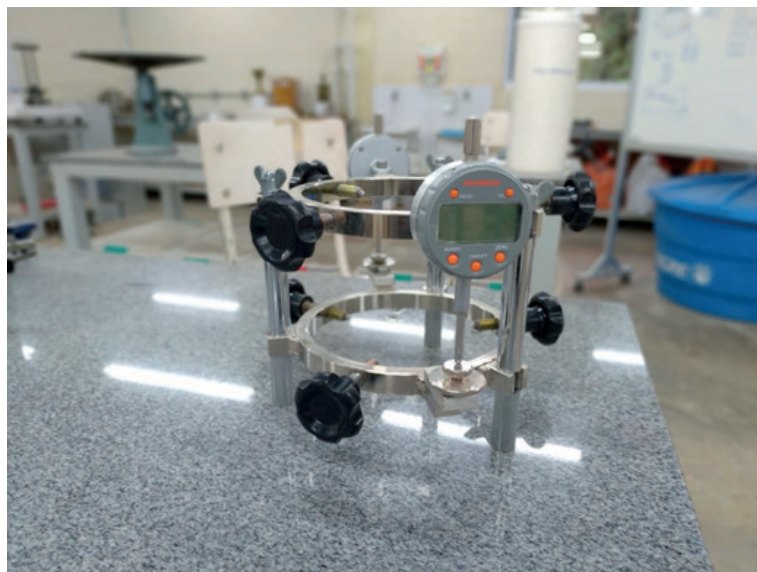


Figura 1. Aparato utilizado nos ensaios do módulo de elasticidade tangencial

Fonte: Os autores, 2019.

Para o teste de Kolmogorov-Smirnov (KS) a hipótese nula H_0 é aceita de o $D_{\text{máximo}}$ for inferior ao $D_{\text{crítico}}=0,3027$ para o nível de significância de 1 %, ou seja, a probabilidade de se aceitar a hipótese nula H_0 dada que a mesma é verdadeira é de 99 %. O $D_{\text{crítico}}$ considerado é dado, para significância de 1%, por $\frac{1,63}{\sqrt{n}}$, de acordo com o teste escolhido.

A avaliação dos valores para o módulo de elasticidade pelo teste KS estão sintetizados na Tabela 3.

Dados	Valores
Quantidade	29
Média aritmética	40,6035 GPa
Desvio Padrão	2,3309 GPa
Intervalo de confiança (amplitude)	1,1149 GPa
Limite inferior	39,4886 GPa
Limite superior	41,7184 GPa

Tabela 3. Valores de referência para o Teste de Kolmogorov-Smirnov

Fonte: Os autores, 2019.

A partir dos dados expostos na Tabela 3, o $D_{\text{máximo}}$ é dado por $0,2182 < D_{\text{crítico}} = 0,3027$, donde conclui-se que a hipótese nula, isto é, o conjunto de dados que representam o valor do módulo de elasticidade para o concreto de $f_{ck} = 40$ MPa representa uma distribuição normal de probabilidades, com 99% de certeza. O intervalo de confiança também foi medido com 99 % de certeza, ou seja, o valor do módulo de elasticidade para o concreto em questão pertence ao intervalo com 99 % de confiança, para valores dados em GPa.

A distribuição de probabilidades normal do conjunto de valores experimentais para o módulo de elasticidade está representada pelo gráfico na Figura 2.

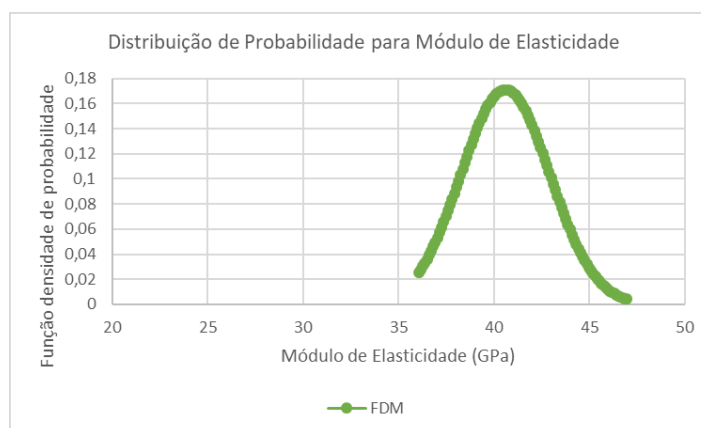


Figura 2. Distribuição de probabilidade para o módulo de elasticidade

Fonte: Os autores, 2019.

5 | SIMULAÇÕES COMPUTACIONAIS PARA O DESLOCAMENTO VERTICAL DA VIGA DE EULER-BERNOULLI

Conforme discutido na Seção 3, a incorporação de aleatoriedades pelo concreto, a partir da combinação de diferentes componentes, incluindo agregados graúdos e miúdos, a proporção água/cimento e a inserção de aditivos, tornam o material heterogêneo e imprevisível, dada a infinidade de combinações possíveis para os elementos citados.

A mecânica estocástica se ocupa de discutir problemas cuja aleatoriedade ou incerteza na formulação matemática dos problemas mecânicos seja extremamente relevante. A utilização de métodos numéricos, o desenvolvimento de novas técnicas e a melhoria dos computadores tem tornado a análise de sistemas estocásticos atrativa nos últimos anos (HIDALGO, 2014). O primeiro método numérico a trazer contribuições, do ponto de vista estocástico, foi o método de elementos finitos tradicional, combinado com as chamadas Simulações de Monte Carlo (SMC), que pode ser chamado também de Método Estocástico de Galerkin. Este método obtém, ao final de diversas realizações, momentos estatísticos para as variáveis em questão. Babuska et. al (2004) apresentaram, em seu trabalho, uma versão estocástica para o lema de Lax-Milgram, o que proporcionou, para os problemas de valores de contorno elípticos, a garantia da existência e unicidade de solução. Nesse sentido, o problema de flexão de uma viga de Euler-Bernoulli, considerando-se os parâmetros de rigidez estocásticos, foi modelado, através do Método de Elementos Finitos Estocásticos (MEFE) como segue.

5.1 Formulação variacional para o problema estocástico

A formulação forte para o problema estocástico para uma viga de Euler-Bernoulli, de comprimento L , bi apoiada, é dada por

Encontrar $u \in L^2((\Omega, F, P); H^4(0, L))$ tal que

$$\begin{aligned} \frac{d^2}{dx^2} \left(EI \frac{d^2 u}{dx^2} \right) &= f, \quad \text{para todo } (x, \omega) \in (0, L) \times \Omega \text{ q.s.}, \\ u(0, \omega) &= u(L, \omega) = 0, \\ \frac{d^2 u}{dx^2} \Big|_{(0, \omega)} &= \frac{d^2 u}{dx^2} \Big|_{(L, \omega)} = 0 \quad \text{para todo } \omega \in \Omega \text{ q.s.}, \end{aligned} \quad (2)$$

onde u representa a função que descreve a linha elástica para a viga e f representa o carregamento. A tripla ordenada (Ω, F, P) representa o espaço amostral para o experimento aleatório, a função de distribuição de probabilidade e a probabilidade para a variável aleatória. ω é o evento elementar para o espaço amostral Ω .

A partir das considerações sobre o módulo de elasticidade da Seção 3, assume-se, por hipótese, EI como um processo estocástico.

As seguintes hipóteses são necessárias para a verificação de existência e unicidade do problema variacional, através do lema de Lax-Milgram variacional (BABUSKA et al., 2004).

$$\begin{aligned} H_1: \exists a, b \in \mathbb{R}^+ : P(\omega \in \Omega : EI(x, \omega) \in [a, b], \forall x \in [0, L]) &= 1, \\ H_2: f \in L^2((\Omega, F, P); L^2(0, L)). \end{aligned}$$

A hipótese H_1 é necessária a fim de garantir que qualquer evento elementar $\omega \in \Omega$, os parâmetros de rigidez são estritamente positivos e limitados em probabilidade (BABUSKA e CHATZIPANTELIDIS, 2002). A hipótese H_2 faz-se necessária na garantia de que o carregamento externo f seja um processo estocástico com variância finita.

Considere, para um evento fixo $\omega \in \Omega$, o espaço

$$Q = \{u(\cdot, \omega) \in H^2(0, L) | u(0, \omega) = u(L, \omega) = 0 \text{ e } \frac{d^2 u}{dx^2} \Big|_{(0, \omega)} = \frac{d^2 u}{dx^2} \Big|_{(L, \omega)} = 0\}.$$

Se, por outro, escolhe-se uma posição fixa $x \in (0, L)$ no domínio espacial,

$$u(x, \cdot) \in L^2(\Omega, F, P),$$

como uma variável aleatória, ou seja, $u(x; \cdot) : (\Omega, F, P) \rightarrow (\mathbb{R}, F_x)$, constrói-se o espaço de soluções teórico através do produto tensorial $L^2(\Omega, F, P) \otimes Q$, que será denotado, então, por V . A partir da definição para o espaço de soluções V , define-se o produto tensorial entre $g \in L^2(\Omega, F, P)$ e $W \in Q$ como

$$u := w \cdot g,$$

ou seja, é possível separar a solução u em duas partes: uma dependente apenas da posição espacial e outra dependente apenas do evento elementar. Baseados nesta definição, decorre uma definição específica para o operador derivada

$$D^\alpha: L^2(\Omega, F, P) \otimes Q \rightarrow L^2(\Omega, F, P) \otimes L^2(0, L)$$

$$D^\alpha u: \left(\frac{d^\alpha w}{dx^2} \right) (x) \cdot g(\omega),$$

no qual $\alpha \in \mathbb{N}$ e $\alpha \leq 2$.

Considerando o operador derivada definido acima, o produto interno no espaço V é

$$(u, v)_V = \int_{\Omega} \int_0^L (u \cdot v + Du \cdot Dv + D^2u \cdot D^2v)(x, \omega) dx dP(\omega).$$

Objetivando se obter a formulação variacional para o problema (2), considera-se uma função teste $v \in V$. Multiplicando-se ambos os lados de (2) por v , integrando em $[0, L] \times \Omega$ e aplicando integração por partes, a seguinte formulação variacional é obtida

Encontrar $u \in V$ tal que

$$a(u, v) = (f, v), \tag{3}$$

onde a forma bilinear $\alpha: V \times V \rightarrow \mathbb{R}$ é definida por

$$a(u, v) = \int_{\Omega} \int_0^L EID^2u \cdot D^2v \, dx \, dP(\omega) \tag{4}$$

$$\text{e } (f, v) = \int_{\Omega} \int_0^L (f \cdot v) \, dx \, dP(\omega).$$

Se a hipótese H_1 ocorre, é possível mostrar que a forma bilinear α é contínua, simétrica e coerciva, satisfazendo, portanto, as hipóteses do Lema de Lax-Milgram para problemas elípticos estocásticos. Desta forma é possível garantir que a solução variacional para o problema (3) existe e é única, além desta solução ser equivalente à solução para o problema forte (2).

5.2 Representação da incerteza para os parâmetros de rigidez

O primeiro passo para se obter uma solução, por método de elementos finitos, para um problema, é obter a formulação variacional para o problema forte e verificar a existência e a unicidade da formulação. Como o Lema de Lax-Milgram garante a existência e unicidade de solução para o problema (3), é necessário introduzir uma formulação para as incertezas nos parâmetros de rigidez. No entanto, as informações para as incertezas dos parâmetros de rigidez são incompletas. Nesse sentido assume-se, por hipótese, que o comportamento aleatório destes parâmetros pode ser representado em um espaço de dimensão finita.

De acordo com Hidalgo (2014), a incerteza sobre um dado parâmetro do problema (2), denominado genericamente por $\vartheta: (0, L) \times \Omega \rightarrow \mathbb{R}^+$, será representada em termos de um conjunto finito de variáveis aleatórias

$$\vartheta(x, \omega) = \vartheta(x, \xi(\omega)) = \vartheta(x, \xi_1(\omega), \dots, \xi_N(\omega)),$$

sendo $\xi: (\Omega, F, P) \rightarrow \mathbb{R}^N$ é um vetor randômico.

A partir desta escolha, a incerteza nos parâmetros de rigidez da viga será modelada através de processos estocásticos parametrizados (HIDALGO, 2014). Tais processos são expressos como combinações lineares de funções determinísticas e variáveis aleatórias

$$\vartheta(x, \omega) = \mu_\vartheta(x) + \sum_{i=1}^N \varphi_i(x) \xi_i(\omega), \quad (5)$$

no qual $\mu_\vartheta(x)$ é o valor esperado do processo estocástico $\vartheta(\cdot, \cdot)$. As funções $\varphi_i \in C_0(0, L) \cap C^2(0, L)$ para todo $i \in \{1, \dots, N\}$ e $\xi(\omega) = \{\xi_i(\omega)\}_{i=1}^N$ é um vetor de variáveis aleatórias independentes. A partir do lema de Doob-Dynkin, apresentado por Rao e Swift (2010) apud Hidalgo (2014), o processo estocástico para o deslocamento vertical de uma viga será função das variáveis aleatórias $\xi(\omega) = \{\xi_i(\omega)\}_{i=1}^N$, que descrevem os parâmetros de entrada

$$u(x, \omega) = u(x, \xi(\omega)) = u(x, \xi_1(\omega), \dots, \xi_N(\omega)). \quad (6)$$

5.3 Esquema de Askey-Wiener para obtenção dos polinômios para o espaço $L^2(\Omega, F, P)$

Objetivando-se obter uma aproximação para o problema variacional (3), é necessária uma discretização de dimensão finita para o espaço $L^2(\Omega, F, P)$. Os polinômios do esquema de Askey-Wiener formam uma base para o subespaço denso no espaço das variáveis aleatórias com variância finita $L^2(\Omega, F, P)$ (HIDALGO, 2014). O esquema de Askey-Wiener representa uma família de subespaços gerados por polinômios ortogonais, que são soluções de equações diferenciais ordinárias. Spanos e Ghanem (1989) utilizam polinômios ortogonais na representação de processos estocásticos. É possível relacionar o tipo de variável aleatória com o tipo de polinômio a ser utilizado nas aproximações no esquema de Askey-Wiener.

5.4 Método dos Elementos Finitos Estocástico (MEFE)

O Método dos Elementos Finitos Estocástico é uma importante ferramenta para abordagem de problemas em mecânica os quais consideram incertezas em suas formulações. Reddy (2006) apud Hidalgo (2014) procede à ortogonalização do resíduo sobre o espaço V , de modo análogo ao método de Galerkin tradicional. O espaço de soluções aproximadas é formado pelas funções teste $N_j(x, \xi(\omega))$ que, ao ser utilizado na formulação variacional (3), obtém-se a forma discretizada do mesmo

Encontrar $\{u_i\}_{i=1}^M \in \mathbb{R}^M$ tal que

$$\sum_{i=1}^M a(N_i, N_j) u_i = f(N_j), \quad \forall N_j \in V_M, \quad (7)$$

no qual

$$a(N_i, N_j) = \int_{\Omega} \int_{x_e}^{x_{e+1}} E I D^2 N_i D^2 N_j(x, \omega) dx dP(\omega) \quad (8)$$

e

$$f(N_j) = \int_{\Omega} \int_{x_e}^{x_{e+1}} f N_j(x, \omega) dx dP(\omega),$$

onde $[x_e, x_{e+1}]$ é o intervalo elementar para o problema local.

A solução aproximada, pelo MEFE, no subespaço de dimensão finita V_M através de (7) é dada por

$$u_M(x, \omega) = \sum_{i=1}^M u_i N_i(x, \xi(\omega)), \quad (9)$$

sendo $N_i(x, \xi(\omega)) = \phi_j(x) \psi_k(\xi(\omega))$, onde ϕ_j para $j = \{1, 2, 3, 4\}$ são os polinômios de Hermite na variável posição x e ψ_k para $k = \{1, 2, 3, 4, 5\}$ são os polinômios de Legendre para o evento elementar ω . Essa escolha deriva da hipótese H_1 que, ao considerar os parâmetros de rigidez limitados, proporciona a utilização das variáveis aleatórias uniforme como hipótese. Cabe ressaltar que as variáveis aleatórias uniformes se relacionam com os polinômios de Legendre pelo esquema de Askey-Wiener.

Uma vez que se considerou os parâmetros de rigidez EI como processos estocásticos, optou-se por modelar o módulo de elasticidade como um processo estocástico parametrizado

$$E(x, \xi(\omega)) = \mu_E + \sqrt{3} \sigma_E \sum_{n=1}^N \left[\xi_{2n-1}(\omega) \cos\left(\frac{x}{nL}\right) + \xi_{2n}(\omega) \sin\left(\frac{x}{nL}\right) \right], \quad (10)$$

o qual é descrito por quatro variáveis uniformes e independentes (HIDALGO, 2014). μ_E é a média aritmética para o módulo de elasticidade e σ_E é o desvio padrão para o módulo de elasticidade. O valor N representa a quantidade de realizações que serão feitas, ou seja, quantas soluções diferentes serão geradas para compor a solução média final.

6 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho conjugou duas abordagens distintas para o módulo de elasticidade do concreto, considerando-se como problema motivador o deslocamento vertical de uma viga de Euler-Bernoulli. Ao analisar-se o modelo matemático clássico, o qual admite, por hipótese, que os parâmetros de rigidez são constantes, a interferência de materiais heterogêneos e com comportamentos não previsíveis não é considerada na

função solução para a equação diferencial ordinária, chamada de linha elástica.

Partindo-se da NBR 6118:2014, que considera o módulo de elasticidade experimental como um parâmetro determinístico dependendo, apenas, do f_{ck} do concreto em questão, realizou-se experimentos laboratoriais os quais aferiram o valor do módulo de elasticidade para um mesmo traço de concreto. Este conjunto de valores foi submetido ao teste de Kolmogorov-Smirnov, o qual indicou a similaridade de 99% deste conjunto de dados com uma distribuição normal de probabilidades. Portanto, a primeira etapa do trabalho procurou avaliar o caráter probabilístico do módulo de elasticidade do concreto, em contradição com o caráter determinístico do mesmo apresentado pela NBR 6118:2014.

A segunda etapa do trabalho se constituiu de uma modelagem numérica, objetivando a obtenção de soluções numéricas aproximadas para o problema de flexão da viga de Euler-Bernoulli, assumindo-se também processos estocásticos para elementos que constituem o modelo matemático da viga de Euler-Bernoulli. Nesse sentido, foi aplicado o Método de Elementos Finitos Estocástico (MEFE), o qual buscou obter soluções numéricas aproximadas para a linha elástica, considerando-se o módulo de elasticidade como um processo estocástico parametrizados.

Como trabalho futuro, pretende-se implementar o método desenvolvido, obter soluções numéricas e compará-las com experimentos laboratoriais envolvendo vigas.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522. Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739. Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

BABUSKA, I.; CHATZIPANTELIDIS, P.. On solving elliptic stochastic partial differential equations. **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, v. 191, n. 37-38, p.4093-4122, 2002.

BABUSKA, I.; TEMPONE, R.; ZOURARIS, G.E.. Galerkin finite element approximations of stochastic elliptic partial differential equations. **Society for Industrial and Applied Mathematics**, v.42, n.2, p. 800-825, 2004.
DIÓGENES, H. J. F.; COSSOLINO, L. C.; PEREIRA, A. H. A.; EL DEBS, M. K.;

EL DEBS, A. L. H. C. Determinação do módulo de elasticidade do concreto a partir da resposta acústica. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, v. 4, n. 5, p. 792-813, dezembro 2011. Disponível em: <http://www.revistas.ibracon.org.br/index.php/riem/article/view/249>. Acesso em 16 de agosto de 2019.

HIBELLER, R.C., **Resistência dos materiais**. 7ª edição. São Paulo: Editora Pearson, 2010.

HIDALGO, F.L.C. **Quantificação da incerteza do problema de flexão estocástica de uma viga de Euler-Bernoulli, apoiada em fundação de Pasternak, utilizando o método estocástico de Galerkin e o método de elementos finitos estocástico**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica e de Materiais), Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba. Disponível em: <https://core.ac.uk/download/pdf/150141999.pdf>. Acesso em 16 de agosto de 2019.

JÚNIOR, C. R. A. da S.; KRAJNE, M. Aplicação do Método de Galerkin ao problema de flexão de vigas apoiadas em uma fundação estocástica do tipo Pasternak. *In: V Congresso Nacional de Engenharia Mecânica (CONEM)*, 2008, Salvador: BA, 10 p. Disponível em: <http://www.abcm.org.br/anais/conem/2008/pdf/CON08-2093.pdf>. Acesso em: 16 de agosto de 2019.

LÉVY, P. **Cibercultura**, São Paulo: Editora 34, 1999.

MARCHI, R. D. **Estudo sobre a variabilidade do módulo de deformação do concreto associada a fatores intrínsecos, à produção do material**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade de São Paulo, São Paulo. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/tde-23032012-102942/fr.php>. Acesso em 16 de agosto de 2019.

METHA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Estrutura, propriedades e materiais**, São Paulo: Ed. PINI, 2008.

MONTIJA, F. C. **Aspectos da variabilidade experimental do ensaio do módulo de deformação do concreto**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/tde-01042009-135948/pt-br.php>. Acesso em 16 de agosto de 2019.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**, São Paulo: Ed. PINI, 1997.

PACHECO, J.; BILESKY, P.; MORAIS, T.R.; GRANDO, F.; HELENE, P. Considerações sobre o módulo de elasticidade do concreto. *In: ANAIS DO 56º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO*, 2014, Natal: RN, 14 p. Disponível em: <https://www.phd.eng.br/wp-content/uploads/2014/06/269.pdf>. Acesso em: 16 de agosto de 2019.

RAO, M.M.; SWIFT, J. R.. **Probability Theory with applications**, 2nd edition, 2010.

REDDY, J.N.. **Na introduction to the finite element method**, 3rd edition, Mac Graw Hill, 2006.

RIOS, R. D. **Aplicações do método de elementos discretos em estruturas de concreto**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. Disponível em: <https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/2446/000319615.pdf?sequence=1>. Acesso em: 16 de agosto de 2019.

SANTOS, M. B. dos. **Estimativas dos momentos estocásticos para o problema de flexão estocástica de viga em uma fundação Pasternak**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica e de Materiais). Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba. Disponível em: <http://repositorio.utfpr.edu.br/jspui/handle/1/1301>. Acesso em: 16 de agosto de 2019.

SBRICHI NETO, C., In ISAIA, G.C. (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**, vol. 1, cap. 11, IBRACON. São Paulo, 2005.

SHERATA, L.D., In ISAIA, G.C. (Ed.). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**, vol. 1, cap. 21, IBRACON. São Paulo, 2005.

SPANOS, P.D.; GHANEM, R.. Stochastic finite element expansion for media random. **Journal Engineering Mechanics**, v. 125, n.1, p.26-40, 1989.

TORMAN, V.B.L; COSTER, R.; RIBOLDI, J. Normalidade de variáveis: métodos de verificação e comparação de alguns testes não-paramétricos por simulação. **Revista HCPA**, v. 32, n. 2, p. 227-234, 2012. Disponível em: <https://seer.ufrgs.br/hcpa/article/view/29874>. Acesso em: 16 de agosto de 2019.

ZONATTO, A. B. **Modelagem e caracterização de uma viga utilizando o modelo de Euler-Bernoulli**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Mecânica) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2017. Disponível em: <http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/handle/1/10757>. Acesso em: 16 de agosto de 2019.

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE O MÉTODO DE ENGESSER-COURBON E MODELOS COMPUTACIONAIS EM PONTES EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 03/04/2020

Felipe Gomes da Silva

Universidade Federal do Piauí

Teresina – Piauí

<http://lattes.cnpq.br/3149075706428181>

Maria de Lourdes Teixeira Moreira

Universidade Federal do Piauí

Teresina – Piauí

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

RESUMO: Os recursos computacionais nem sempre estiveram presentes como ferramenta para os engenheiros. Uma forma de contornar isso foi criar soluções analíticas que fossem práticas e fiéis aos fenômenos físicos, como o método de Engesser-Courbon, utilizado para o cálculo de pontes. As análises feitas computacionalmente através de softwares, como o SAP2000, permitem um processamento mais robusto. Este estudo visou avaliar as discrepâncias existentes, ou não, entre as soluções analíticas e as soluções computacionais. Para realização do trabalho, utilizaram-se dois modelos de pontes com seções transversais distintas ambas com

10, 20, 30 e 40 metros de vão, todas elas biapoiadas e sem transversinas. Essas pontes foram modeladas no programa SAP2000 de duas formas: uma na extensão SAP/Bridge, que gera um modelo em 3D da estrutura, e outra como um modelo de barras e cascas. Os resultados foram comparados com aqueles obtidos pelo método de Courbon e mostraram que este apresenta a distribuição da carga mais desfavorável às vigas. Dentre os modelos computacionais, aquele no qual se utilizou o modelo em 3D foi o que mais se aproximou do método manual. Entretanto, para as pontes com vãos menores, os métodos nos quais se utilizou o SAP2000 apresentaram seus coeficientes de distribuição, para qualquer posição da carga sobre o tabuleiro, praticamente iguais àqueles calculados por Courbon. O mesmo foi verificado quando, independente do vão, o carregamento foi aplicado próximo ao centro elástico da seção transversal.

PALAVRAS-CHAVE: pontes. método de Engesser-Courbon. modelos computacionais.

COMPARATIVE STUDY BETWEEN THE ENGESSER-COURBON METHOD AND COMPUTATIONAL MODELS ON BRIDGES IN REINFORCED CONCRETE BEAMS

ABSTRACT: The computational resources were not always present as a tool for the engineers. One way to get around this was to create analytical solutions that were practical and faithful to physical phenomena, such as the Engesser - Courbon method, used for the calculation of bridges. Analyzes made computationally through softwares, such as SAP2000, allow for more robust processing. This study aimed at evaluating the discrepancies existing between analytical solutions and computational solutions. In order to carry out the work, two models of bridges with different cross sections were used, both with 10, 20, 30 and 40 meters of span, all of them double-based and without transverse beams. These bridges were modeled in the SAP2000 program in two ways: one in the SAP / Bridge extension, which generates a 3D model of the structure, and another as a bar and shell model. The results were compared with those obtained by the Courbon method and showed that this one presents the distribution of the load most unfavorable to the beams. Among the computational models, the 3D model was the one that most approached the manual method. However, for bridges with shorter spans, the computational methods presented their distribution coefficients, for any position of the load on the board, practically equal to those calculated by Courbon. The same was verified when, regardless of span, the loading was applied near the elastic center of the cross section.

KEYWORDS: bridges. Engessor-Courbon method. computacional models.

1 | INTRODUÇÃO

Sabe-se que os recursos computacionais nem sempre estiveram presentes como ferramenta para os engenheiros. Uma forma de contornar isso foi criar soluções analíticas que fossem práticas e fiéis aos fenômenos físicos, como o método de Engesser – Courbon, utilizado para o cálculo de pontes. Com o advento de novas ferramentas, tais como elementos finitos e diferenças finitas, é possível obter um estudo mais fiel do comportamento real da estrutura de pontes.

As análises feitas computacionalmente, através de softwares que se utilizam dessas ferramentas permitem um processamento mais robusto e que analisa a estrutura como um todo. No caso do SAP2000, a partir da entrada de dados de forma fiel e precisa, é possível obter uma análise com um grau de complexidade maior, inclusive aspectos que são desprezados no cálculo manual.

Este estudo visou avaliar as discrepâncias existentes, ou não, entre as soluções analíticas e as soluções computacionais, permitindo, assim, detectar os pontos fortes e fracos do método manual e em que situações cada um desses pontos é encontrado.

2 | EFEITO DA CARGA MÓVEL SOBRE AS LONGARINAS

2.1 Método de Engesser-Courbon

Em 1940, Courbon desenvolveu o método dos coeficientes de distribuição transversal para grelhas constituídas por transversinas com rigidez infinita (STUCCHI, 2006). Este método também é atribuído a Engesser, sendo assim conhecido como “Método de Engesser – Courbon”. De acordo com Stucchi (2006), este método parte de premissas simplificadoras que ajudam a minimizar as operações matemáticas e fornecem resultados relativamente precisos e que por isso é o método mais difundido no meio técnico.

Stucchi (2006) também afirma que o método de Engesser – Courbon tem a hipótese básica que as transversinas são consideradas com rigidez infinita à flexão, desprezando-se assim o efeito de torção nas vigas. Por esta razão, o eixo da transversina se mantém reto após a deformação. Sendo que o problema fundamental do método consiste em determinar as reações para uma carga P , atuando na transversina e supondo as longarinas igualmente espaçadas. Nos pontos de cruzamento entre as longarinas e as transversinas não carregadas, nenhuma reação é considerada. O tabuleiro se comporta como se não possuísse transversinas, proporcionalmente a um coeficiente de distribuição transversal.

Em outras palavras, Albuquerque (2014) afirma que o método de Engesser – Courbon despreza as deformações das transversinas, ou seja, o comportamento mecânico do conjunto à flexão transversal, na região das transversinas, é o de uma viga se deslocando como corpo rígido sobre apoios elásticos, como ilustra a figura 1.

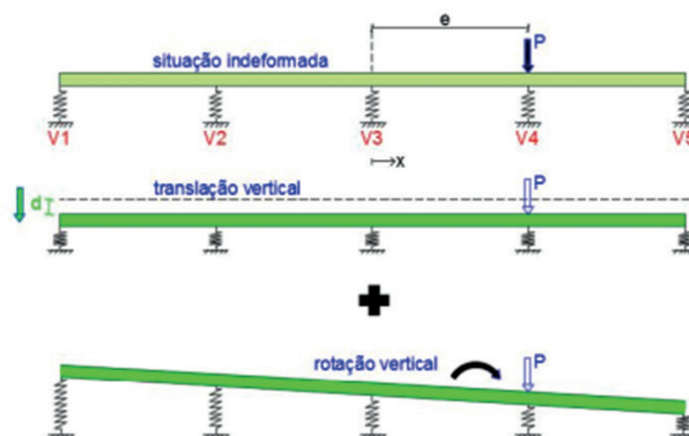


Figura 1 - Deslocamento de corpo rígido da transversina (STUCCHI (2006))

Stucchi (2006) ressalta que para aplicação do processo de Engesser – Courbon algumas condições devem ser respeitadas, a saber:

- A altura das transversinas deve possuir ordem de grandeza similar à das longarinas;
- As espessuras das longarinas e das lajes devem ser pequenas;

• O tabuleiro é considerado como uma malha de vigas longitudinais e transversais (longarinas e transversinas, respectivamente).

Ainda de acordo com Stucchi (2006), essas condições permitem formular as seguintes hipóteses:

- a) As transversinas são infinitamente rígidas;
- b) A torção uniforme é desprezível, ou seja, a reação mútua nos cruzamentos das vigas longitudinais com as transversais é unicamente uma força vertical;
- c) O trabalho longitudinal das lajes também é desprezível;
- d) Admitem-se ainda válidas para as longarinas as hipóteses da Resistência dos Materiais:

- As longarinas são barras ($b, h \ll l$);
- O material é homogêneo e isótropo;
- É válida a lei de Hooke que é reproduzida ao utilizarem-se os apoios como molas de comportamento elástico linear;

- É válida a hipótese de Navier, a qual afirma que as seções transversais, que são planas e perpendiculares ao eixo antes da deformação, continuam, após a deformação, planas e perpendiculares ao eixo encurvado, traduzida ao se considerar a transversina com rigidez infinita;

- Os deslocamentos são pequenos.

Assim, com base nestas hipóteses, as transversinas são admitidas como barras rígidas, permanecendo seus eixos retilíneos após a deformação do conjunto, como ilustrado na figura 2.

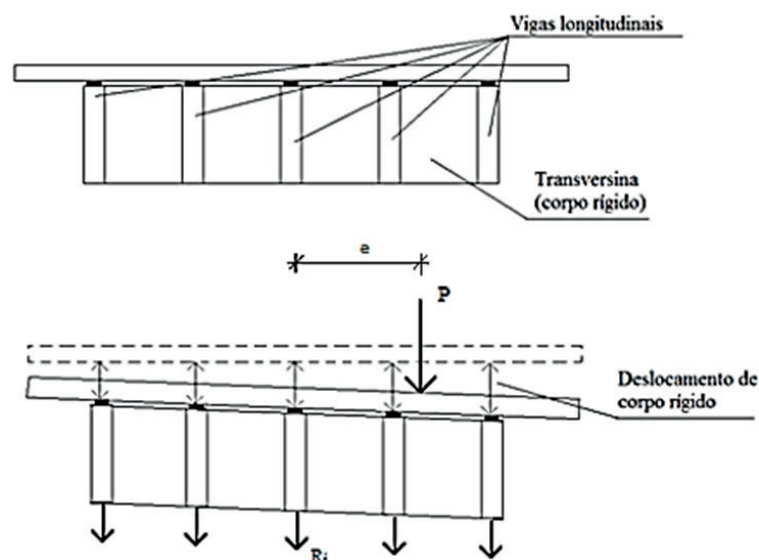


Figura 2 – Esquema ilustrativo das considerações do método de Engesser-Courbon (BATISTA (2013))

Observa-se que a posição da força P tem como referência o centro da seção transversal. Caso a carga esteja aplicada neste centro, todas as vigas possuirão a

mesma deformação e a rotação será zero (pois as transversinas são rígidas). Este ponto é conhecido como centro elástico da peça.

A expressão que define a parcela de carga (coeficiente de distribuição) de cada viga é dada pela equação 1:

$$r_i = \frac{P}{n} + \frac{P.e. x_i}{\sum x_i^2} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

r_i é a parcela de carga da viga longitudinal i ;

P é a carga total;

e é a excentricidade da carga;

n é o número de longarinas;

x_i é a distância da viga i em relação ao centro elástico da seção transversal.

2.2 Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos (MEF) é um procedimento numérico aproximado utilizado para análise estrutural. Segundo Correia (2015), no processo na análise estrutural, cada elemento obtido na discretização do meio contínuo possui um determinado número de nós pelos quais podem ser definidos seus deslocamentos, que são aproximados no interior do elemento por funções de interpolação polinomiais. Os nós se ligam a elementos vizinhos e através destes é feita a compatibilização das deformações dando continuidade entre elementos. Ainda conforme o autor, definindo-se matematicamente o comportamento de cada elemento é possível formar-se um sistema de equações no qual os deslocamentos de toda a estrutura são obtidos e por meio destes os esforços.

No que se refere às pontes, como já foi visto, as lajes, vigas longarinas e transversinas, são elementos estruturais que compõem o tabuleiro de uma ponte. A análise estrutural desse conjunto de elementos resulta em um problema tridimensional. Através de métodos aproximados é possível transformar esse problema em bidimensional, admitindo-se uma linha de influência de reações, responsável por distribuir as cargas móveis transversalmente entre as diversas longarinas do sistema estrutural, como o método de Courbon.

A existência de vigas transversinas provoca um aumento de rigidez no tabuleiro e permite que a distribuição de cargas possa ser realizada pelo método de Courbon. Com a evolução dos métodos construtivos, a laje e as vigas longarinas deixaram de ser construídas in loco. Essa mudança reflete numa maior facilidade de execução e na redução de custos, assim como supressão de vigas transversinas.

De acordo com Stucchi (2006) as pontes sem transversinas são menos rígidas no sentido transversal da laje, o que impossibilita a utilização do método de Courbon ou

compromete os resultados obtidos através do seu uso. Nessa situação, na busca de resultados mais satisfatórios, que leve em consideração a flexibilidade das lajes tem-se o método de elementos finitos.

Resumidamente, de acordo com Stucchi (2006), a obtenção das parcelas das cargas que atuam nas vigas decorrentes da distribuição de uma carga aplicada sobre o tabuleiro pelo método de elementos finitos baseia-se em um modelo que considera além dos esforços verticais, os esforços de torção, estes desprezados pelo método de Courbon.

2.3 O programa SAP2000

O SAP2000 é um programa internacionalmente conhecido destinado à modelagem e análise de estruturas pelo método dos elementos finitos. Trata-se de uma ferramenta importante que permite a análise de diversos tipos de estruturas modeladas com elementos de barra, superfície, sólidos, estado plano de tensão ou de deformação, cada um com diferentes opções de formulação, bem como, a análise de estruturas com não linearidades física e geométrica e estruturas submetidas a esforços dinâmicos (CORREIA, 2015).

A modelagem das estruturas de pontes no software pode ser feita de duas formas: através de um modelo com elementos de barra e casca (analogia de grelha) ou de um modelo de elementos finitos sólidos, por meio de uma extensão do programa, o SAP2000/Bridge.

3 | METODOLOGIA

Com a finalidade de avaliar as discrepâncias existentes, ou não, entre as soluções analíticas e as soluções computacionais, realizou-se uma comparação referente à distribuição transversal da carga móvel aplicada sobre um modelo genérico de ponte em vigas de concreto armado com duas longarinas biapoiadas e sem transversinas. Os modelos computacionais foram realizados no programa SAP2000 através das duas ferramentas disponíveis no programa: modelo de barras e cascas (figura 3) e o modelo de elementos finitos sólidos (figura 4).

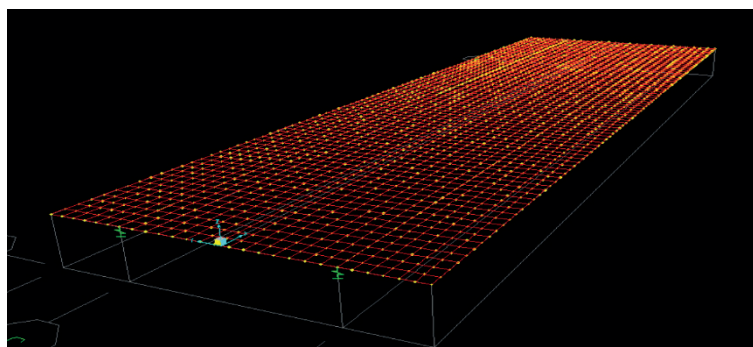


Figura 3 – Modelo de barras e casca criado no SAP2000 (SILVA (2016))

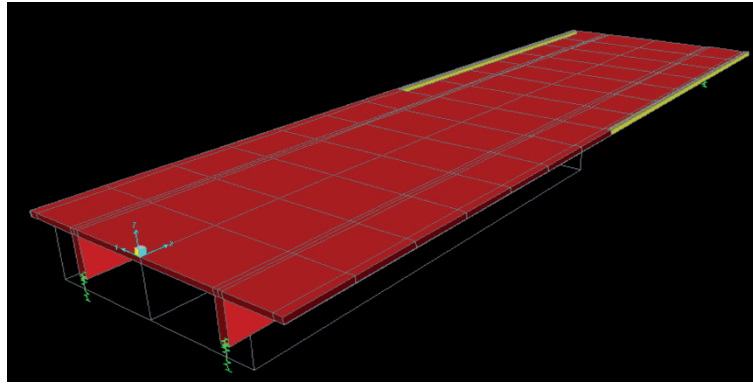


Figura 4 – Modelo de ponte em vigas gerado pelo *bridge modeler* do SAP2000 (SILVA (2016))

A seção transversal da ponte utilizada nas análises é mostrada na figura 5. Os vãos das longarinas utilizadas no estudo foram: 10, 20, 30 e 40 metros.

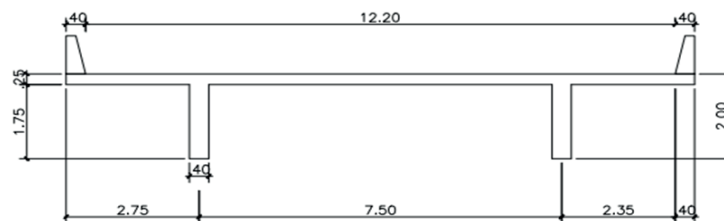


Figura 5 – Seção transversal da ponte utilizada nas análises (ROSSIGALI *et al.* (2015))

Primeiramente, foi aplicada uma carga uniformemente distribuída com o valor de 1 kN/m em várias posições sobre o tabuleiro em cada modelo, desconsiderando a existência do guarda-rodas para comparar a distribuição da carga entre as vigas resultante de cada um dos métodos. O cálculo dos coeficientes de distribuição transversal pelo método de Engesser – Courbon foi feito utilizando-se da equação 1, já os valores percentuais de carga absorvido por cada longarina, a partir dos resultados fornecidos pelo software, foram obtidos pela equação 2. Além disso, foram comparados os resultados de momentos fletores máximos calculados a partir dos três métodos (Engesser – Courbon, modelo de barras e cascas e modelo do SAP2000/Bridge) nas longarinas ao se aplicar o TB450 completo sobre o tabuleiro dos dois grupos de pontes, da forma como prescreve a norma ABNT NBR7188/2013.

$$r_i(\%) = \frac{m_i}{\sum_1^n m_i} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde, m_i é o momento fletor em cada uma das “n” longarinas provocado pela carga

uniformemente distribuída de 1 kN/m.

4 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Distribuição transversal da carga móvel

Nesta primeira abordagem foi aplicada uma carga uniformemente distribuída de 1 kN/m sobre diversas posições do tabuleiro conforme a figura 6.

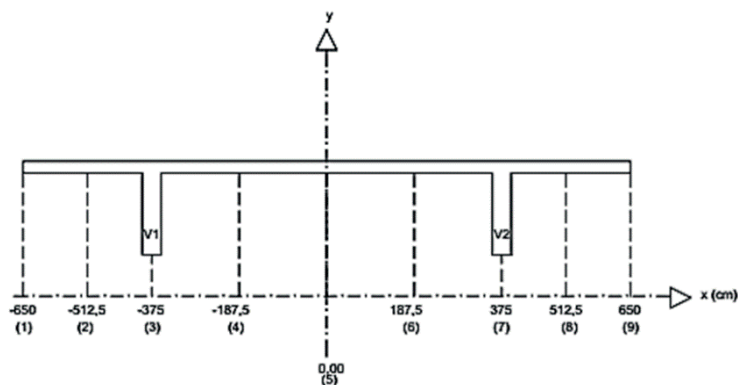


Figura 6 – Seções de posicionamento da carga uniformemente distribuída (SILVA (2016))

As figuras de 7 a 10 mostram os gráficos que ilustram a sobreposição das curvas de distribuição transversal da carga obtidas pelos diferentes métodos. Os resultados mostrados são referentes às parcelas de cargas para a longarina V1.

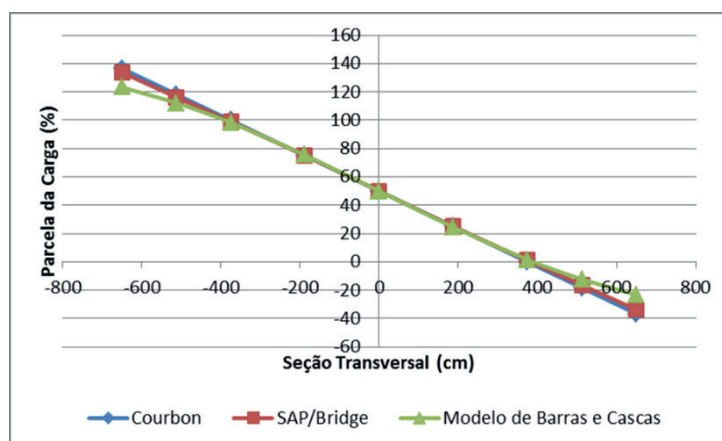


Figura 7 – Distribuição transversal da carga para as longarinas: vão = 10 metros (SILVA (2016))

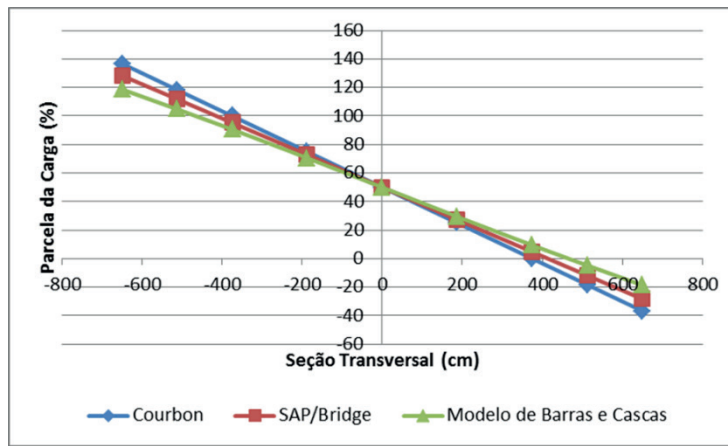


Figura 8 – Distribuição transversal da carga para as longarinas: vão = 20 metros (SILVA (2016))

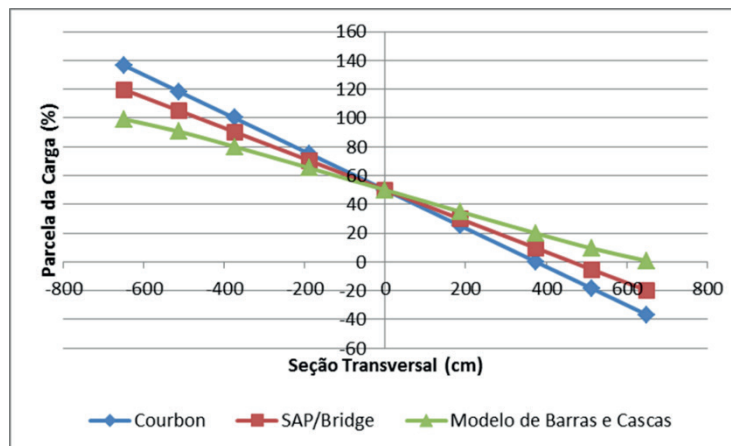


Figura 9 – Distribuição transversal da carga para as longarinas: vão = 30 metros (SILVA (2016))

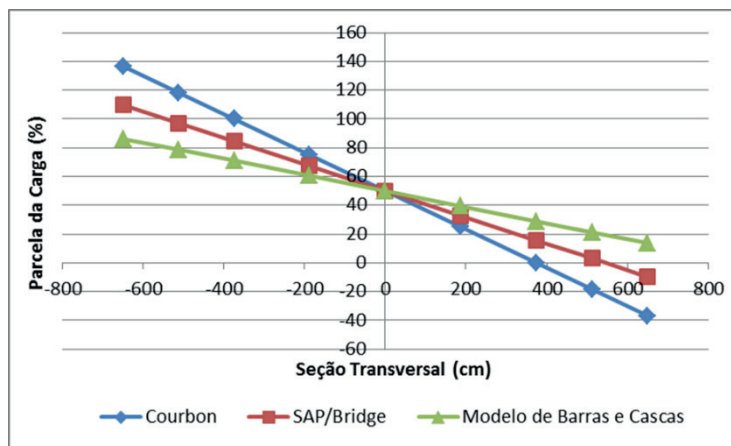


Figura 10 – Distribuição transversal da carga para as longarinas: vão = 40 metros (SILVA (2016))

Pela análise dos gráficos, pode-se perceber que à medida que se aumenta o vão, mais distantes se apresentam os resultados obtidos pelos modelos criados no SAP2000 daqueles calculados pelo método de Engesser-Courbon. Em todos os casos analisados, esse último apresentou, como era esperado, os resultados de distribuição da carga mais desfavoráveis às vigas, isso por causa das diversas hipóteses simplificadoras levadas em consideração para a utilização do método que poderiam gerar um grau de incerteza maior da confiabilidade dos resultados por ele produzidos.

Dentre os métodos computacionais, aquele no qual se utilizou o Bridge Modeler, que gera um modelo de ponte em 3D, foi o que mais se aproximou do método de Courbon, apresentando uma diferença máxima de 24% entre os seus coeficientes de distribuição, que ocorre na ponte com vão de 40 metros estando a carga no extremo do balanço da seção transversal. Por outro lado, o modelo de barras e cascas, para a mesma situação que provoca a maior divergência do método de Courbon com o modelo 3D, apresentou um coeficiente de distribuição 58% menor que aquele calculado pelo método manual.

Entretanto, para as pontes com vãos menores, os métodos nos quais se utilizou os modelos produzidos no SAP2000 apresentaram seus coeficientes de distribuição, para qualquer posição da carga sobre o tabuleiro, praticamente iguais àqueles calculados pelo método de Engesser-Courbon.

Esse fato pode estar ligado à rigidez da ponte, pois, como se sabe, o método de Engesser-Courbon considera a existência de vigas transversinas com rigidezes infinitas e que isso, conseqüentemente, de acordo com Andrade (2016) aumenta a rigidez global da estrutura, ou seja, as rigidezes das transversinas são somadas a rigidez do tabuleiro e agregam mais um elemento para transferência de carga entre as longarinas. Assim, como a rigidez da ponte é inversamente proporcional ao vão, nos modelos computacionais, à medida que se diminui o vão se eleva a rigidez da estrutura e, conseqüentemente, as parcelas de distribuição da carga tendem a se aproximarem daquelas obtidas por Engesser-Courbon, exatamente porque esse método considera essa rigidez elevada, ou seja, com o decréscimo do vão, os modelos do SAP2000 apresentam suas características cada vez mais próximas das condições pré-estabelecidas para utilização do método manual.

Outra razão pode estar relacionada ao fato de o método de elementos finitos, utilizado pelo SAP2000 para o cálculo dos esforços na ponte, diferente de Courbon, levar em consideração a parcela da torção na composição da carga que atua sobre as longarinas. Por isso, ao se considerar, por exemplo, uma carga que atua no tabuleiro da ponte no eixo de uma longarina, pelo método de Courbon, essa carga seria transferida integralmente para essa longarina. Ao se considerar a torção, entretanto, que ocorre devido à excentricidade da carga com relação ao centro elástico da seção transversal, a longarina oposta receberia uma parcela dessa carga.

Por outro lado, ainda observando os gráficos, percebeu-se que, independente do vão e para ambas as seções transversais, ao se aplicar a carga no centro elástico da seção transversal da ponte, os coeficientes de distribuição transversal de todos métodos se igualam, assim como foi observado por Frota (2014).

Como não existe excentricidade, e por isso θ é igual à zero, nenhuma viga está sujeita aos efeitos de torção, ou seja, a torção, nessa situação, pode ser considerada nula. E, como foi dito anteriormente, essa é uma das condições simplificadoras admitidas no método de Engesser-Courbon, conseqüentemente, nos dois métodos computacionais,

ao se aplicar a carga na posição do centro elástico, os dois modelos atendem a essa hipótese proposta por Courbon e, por isso, os coeficientes de distribuição se igualam àquele método e valem 50%.

Não apenas isso, à medida que a carga é aplicada mais próxima desse ponto, menor será a excentricidade, conseqüentemente, menor será o efeito da torção sobre as vigas e, finalmente, mais próximo se apresentaram os coeficientes de distribuição obtidos pelos três métodos.

4.2 Comparação dos momentos fletores provocados pelo TB450

Finalmente, nessa última abordagem de comparação entre os métodos, calculou-se o momento no meio do vão da longarina V1 aplicando-se à laje o trem – tipo TB450 (veículo – principal + multidão) sem o coeficiente de impacto. O posicionamento e a distribuição desse carregamento foram realizados como indica a norma ABNT NBR 7188/2013 de modo a provocar a pior solicitação possível na longarina que se deseja calcular, ou seja, posicionou-se a primeira roda do veículo-principal no guarda-rodas do mesmo lado da viga que se deseja calcular (no caso da longarina V1, do lado esquerdo) e se distribuiu a carga de multidão no restante do tabuleiro até o eixo da longarina oposta.

Os resultados que apresentam essa comparação estão mostrados na tabela 1. A comparação é feita através da diferença percentual entre o momento no meio do vão obtido pelo método de Courbon pelo momento no meio do vão obtido por um dos modelos do SAP2000.

MÉTODO	VÃO (m)	Mf, máx (kN.m)	DIFERENÇA (%)
Courbon	10	1315,62	0,00
SAP/Bridge		1251,07	-5,16
Modelo de barras e cascas		1191,09	-10,46
Courbon	20	3640,09	0,00
SAP/Bridge		3339,82	-8,99
Modelo de barras e cascas		3119,29	-16,70
Courbon	30	6772,32	0,00
SAP/Bridge		6193,61	-9,34
Modelo de barras e cascas		5436,58	-24,57
Courbon	40	10712,30	0,00
SAP/Bridge		9476,15	-13,54
Modelo de barras e cascas		8120,05	-31,92

Tabela 1 – Momentos fletores no meio do vão da longarina V1 para os diferentes modelos

Os resultados mostrados na tabela 1 corroboram a relação de proximidade entre os métodos computacionais com o método de Courbon com a variação do vão da ponte

pelas razões já explicadas anteriormente.

Verificou-se mais uma vez que o modelo de barras e cascas é o que mais se distancia do método manual de Courbon no que se refere ao momento fletor no meio do vão, chegando a atingir uma diferença de quase 32% para 40 metros de vão. Em contrapartida, a diferença entre a soma das reações nos apoios das duas longarinas é praticamente nula, o que, segundo Andrade (2016) era esperado já que se está utilizando o mesmo carregamento em todos os métodos.

O mesmo se verifica na comparação dos resultados obtidos para as pontes modeladas no Bridge Modeler, em que a diferença máxima entre os momentos fletores no meio do vão é próxima de 13%, mas no que se refere às reações, essa diferença é praticamente nula. Portanto, mais uma vez verificou-se que esse método computacional é o que mais se aproxima do método de Engesser-Courbon.

5 | CONCLUSÃO

O objetivo deste trabalho foi o estudo da distribuição transversal da carga aplicada sobre o tabuleiro das pontes quando esta é calculada pelo método manual consagrado de Engesser-Courbon e por dois diferentes modelos criados no software SAP2000: um no Bridge Modeler, que gera um modelo em 3D da ponte e outro como um modelo de barras e cascas. A partir dos resultados apresentados, concluiu-se que o modelo 3D se aproximou mais do método de Engesser-Courbon, que para qualquer situação apresentou uma distribuição da carga mais desfavorável para as longarinas, estando assim a favor da segurança.

Foi verificado, também, a partir deste estudo, que o parcelamento da carga entre as vigas, através dos modelos computacionais, varia em função do vão e da posição de aplicação da carga sobre o tabuleiro da ponte. Com relação ao vão, quanto menor for o valor deste, para uma mesma posição da carga, mais desfavorável será a reação do tabuleiro sobre as longarinas, ou seja, mais os modelos do SAP2000 se aproximam do método de cálculo manual. E, no que se refere à posição da carga sobre o tabuleiro, independente do vão, à medida que essa se aproxima do centro elástico da ponte, mais as parcelas da carga divididas entre as vigas, calculadas pelos três métodos propostos, se aproximam entre si.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, A.A.A. **Implementação de Elementos Finitos de Barra e Placa para a Análise de Esforços em Tabuleiros de Pontes Por Meio de Superfícies de Influência**. 2014. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

ANDRADE, Almir Amorim. **Notas de Aula da Disciplina Pontes de Concreto Armado**. Teresina: Universidade Federal do Piauí, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188: Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre**, 2013.

BATISTA, B.S.C. **Estudo comparativo de uma ponte com entre eixos de vigas constante e variável**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

CORREIA, Thiago da Silva Nunes. **Modelagem de estruturas de Pontes no programa SAP2000N: Principais recomendações da AASHTO**. 2015. Trabalho de Conclusão de Curso (Especialização em Engenharia de Estruturas) – Centro Universitário Augusto Motta, Rio de Janeiro, 2015.

FROTA, L.E.C. **Estudo comparativo entre o método de Courbon e modelos computacionais para análise de tabuleiros de pontes**. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

ROSSIGALI, C.E.; PFEIL, M. S.; BATTISTA, R. C.; SAGRILO, L. V. **Towards actual brazilian traffi load models for short span highway bridges**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, Rio de Janeiro, v.8, n. 2, p. 124-139, abril. 2015.

SILVA, Felipe Gomes da. **Pontes em vigas de concreto armado: estudo comparativo entre o método de courbon e modelos computacionais e verificação dos efeitos das mudanças no coeficiente de impacto da NBR 7188/2013**. 2016. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Piauí, Teresina, 2016.

STUCCHI, F. R. **Notas de Aula da Disciplina de Pontes e Grandes Estruturas**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2006.

ESTUDO DE CASO EM BRASÍLIA: EDIFICAÇÃO EM DESACORDO COM NORMAS EXECUTIVAS E DE PROJETO

Data de aceite: 01/06/2020

João da Costa Pantoja

UnB- FAU, Brasília, Brazil, joapantoja@unb.br

Bruno Camozzi Fedato Faria

Centro Universitário de Brasília, UniCEUB,
Brasília, Brazil, brunocamozzif@hotmail.com

Nathaly Sarasty Narváez

Centro Universitário de Brasília UniCEUB,
Brasília, Brazil, nathaly.narvaez@uniceub.br

RESUMO: O presente artigo tem como objetivo realizar a avaliação de uma edificação residencial de dois pavimentos em um condomínio de casas localizado no bairro Lago Sul em Brasília-DF, ainda em execução durante a visita pericial em outubro de 2014, apresentando erros de projeto relacionados a não conformidade com as normas brasileiras, falta de descrição nos projetos executivos, além de manifestações patológicas derivadas de falhas executivas, sendo dos inconvenientes analisados, o mais preocupante é o fato de ter a resistência à compressão e a seção transversal reduzidas na maioria dos elementos estruturais, afetando diretamente o desempenho e vida útil da estrutura. Para o estudo todos os elementos estruturais foram estudados detalhadamente, agregando registros fotográficos, estudos em

laboratório e assim abordando os aspectos considerados de maior importância. A obra foi executada sem responsável técnico com formação em Engenharia Civil e foi interditada com pouco mais de 40% da construção já concluída pelo próprio executor, que também era o proprietário, pela quantidade de manifestações patológicas e erros executivos manifestados que comprometiam a continuidade da construção devido a motivos de segurança e econômicos. O estudo pode servir como auxílio no diagnóstico e prevenção de futuras patologias que podem surgir em uma edificação, despertar atenção quanto à verificação dos projetos antes da execução e comprovação que a falta de um profissional capacitado para execução da construção é fundamental para o bom desempenho de todos os requisitos técnicos e viabilidade do empreendimento.

PALAVRAS-CHAVE: Patologias, Execução, Concreto Armado, Diagnóstico, Projeto

CASE STUDY IN BRASÍLIA: EDIFICATION IN DISAGREEMENT WITH EXECUTIVE AND PROJECT NORMS

ABSTRACT: The purpose of this article is to evaluate a two-story residential building in a condominium of houses located in the Lago Sul

neighborhood in Brasília-DF, still in execution during the visit in October 2014, presenting design errors related to noncompliance with Brazilian standards, misdescription in executive projects, as well as pathological manifestations derived from executive failures, directly affecting the performance and useful life of the structure. Of the drawbacks analyzed, the most worrying is the fact that the compressive strength and the cross section are reduced in most of the structural elements. For the study, all structural elements were studied in detail, adding photographic records, laboratory studies and then detailing aspects considered of major importance. The building was carried out without a technical officer with Civil Engineering degree and was interdicted with just over 40% of the construction already completed by the executor himself, who was also the owner, due to the amount of pathological manifestations and executive errors manifested that compromised the continuity of the construction due to safety and economic reasons. The study could be used as an aid in the diagnosis and prevention of future pathologies that can arise in a building, raise attention to the verification of the projects before the execution starts and proof that the lack of a qualified professional for the execution of the construction is fundamental for the good performance of technical requirements and viability of the enterprise.

KEYWORDS: Pathologies, Execution, Reinforced Concrete, Diagnosis, Project

1 | INTRODUÇÃO

Apesar da existência dos órgãos fiscalizadores de cada região brasileira para construções civis, ainda é possível que pessoas sem formação e conhecimento técnico da área de engenharia civil, atuem como responsável e executor da edificação sem que a obra seja impedida e que os projetos passem pela aprovação dos órgãos competentes em território brasileiro. A edificação estudada neste artigo aborda esta situação, que conseqüentemente gerou patologias e interdição da obra pelo próprio executor motivado pela intensidade de erros executivos e patologias manifestadas, comprometendo o desempenho da edificação, que de acordo com Possan e Demoliner (2013). Desempenho pode ser definido como o comportamento em uso. No caso de uma edificação pode ser entendido como as condições mínimas de habitabilidade (como conforto térmico e acústico, higiene, segurança, entre outras) necessárias para que um ou mais indivíduos possam utilizar a edificação durante um período de tempo.

A edificação localizada em um condomínio residencial no bairro Lago Sul em Brasília, se baseia em fundações de estacas perfuradas no solo, pilares de concreto armado in loco e pré-moldados, vigas de concreto armado in loco, alvenaria cerâmica, lajes com treliças pré-moldadas, enchimentos de isopor, concreto e telhado com estrutura de madeira, o projeto é uma residência de dois andares totalizando 241,35m², sendo que a obra foi interdita quando 102,3m² já haviam sido executados.

De acordo com Ripper e Souza (1998). O surgimento de problema patológico em dada estrutura indica, em última instância e de maneira geral, a existência de uma ou

mais falhas durante a execução de uma das etapas da construção, além de apontar para falhas também no sistema de controle de qualidade próprio a uma ou mais atividades. Sendo assim, de acordo com Fonseca et al. (2016). É necessário o conhecimento da influência causada por cada etapa construtiva para designar adequadamente os melhores métodos de controle das manifestações patológicas e ainda, projetar a manutenção de forma a evitá-las no decorrer da vida útil das edificações. Se todas as etapas do processo construtivo forem bem executadas, as incidências patológicas podem ser reduzidas e até mesmo eliminadas, aumentando a durabilidade e atendendo às prerrogativas de projeto, diminuindo a ocorrência de insatisfações de construtoras e usuários.

As peças estudadas em sua grande parte manifestaram mais de uma patologia geradas intrínsecas ou extrínsecas ao corpo de concreto, salientando que os elementos estruturais expunham em sua maioria, visualmente deteriorados, apontando erros de execução e projeto desrespeitando as normas brasileiras, devido ao fato de que a obra estava sendo executada durante o período da visita, não havendo tempo necessário para acontecer patologias derivadas de reações químicas mais prejudiciais como reações por carbonatação entre outras.

2 | METODOLOGIA

Inicialmente, foi realizado um laudo para a avaliação da estrutura de uma residência de concreto armado composta por dois níveis. As Figuras 1 e 2 apresentam as fachadas da casa. A Figura 1 apresenta as fachadas frontal e posterior. Aqui já é possível detectar alguns problemas de execução, como falta de ligação entre pilares e vigas.



a)



b)

Figura 1 – a) Fachada frontal, b) Fachada posterior

A Figura 2 apresenta as fachadas lateral esquerda e direita onde se percebem alguns erros na execução de alvenaria, porém, não afetam a estabilidade e segurança do conjunto.



a)

b)

Figura 2 – a) Fachada lateral esquerda, b) Fachada lateral direita

O processo de inspeção da estrutura foi composto por duas etapas, como descrito:

- a. Vistoria – utilizando-se de inspeção visual munida de câmeras fotográficas, conquistou-se um vasto acervo de imagens, focando em todas as manifestações patológicas visíveis, incluindo erros de execução notados. Conjuntamente, o proprietário executor e o projetista da edificação foram questionados referente aos processos executivos e projetos.
- b. Em laboratório – através de modelos de corpo de prova extraídos de acordo com a NBR 7680:2015 da laje responsável por comportar a caixa d'água e corpos de prova moldados quando o concreto era enviado pela concreteira, para executar o ensaio de compressão pela aplicação de carga no corpo de prova.

3 | RESULTADOS DE ANÁLISE EM CAMPO

Nesta seção são apresentadas as patologias encontradas em campo para cada um dos elementos estruturais: fundações, pilares, vigas, lajes.

3.1 Fundações

O projeto de fundações consta de blocos de 70x70 cm e estacas de 40 cm de diâmetro, porém o projeto estrutural não especificou a profundidade das estacas. As falhas em execução e projeto destes elementos estruturais são mostradas a seguir:

3.1.1 Falta de continuidade dos aços estruturais da fundação

As barras de aço são os elementos designados a resistir a maior parte das tensões de tração, elas devem ser distribuídas uniformemente através dos elementos compostos

por misturas de concreto afim de que se tenha a transferência das cargas pela estrutura.

No caso avaliado, visto na figura 3, pilares situados acima dos blocos de fundação no nível do solo foram concretados em uma posição deslocada ao eixo central do bloco de fundação desrespeitando-se o prumo, expondo a armadura que serviria de arranque para a concretagem dos pilares, sendo estas barras expostas cortadas, com isso, os pilares de sustentação da estrutura acima da fundação e a fundação desenvolvem um vínculo de apoio inferior ao especificado, impedindo a estrutura de transferir à fundação todas as cargas necessárias para o bom funcionamento da construção.

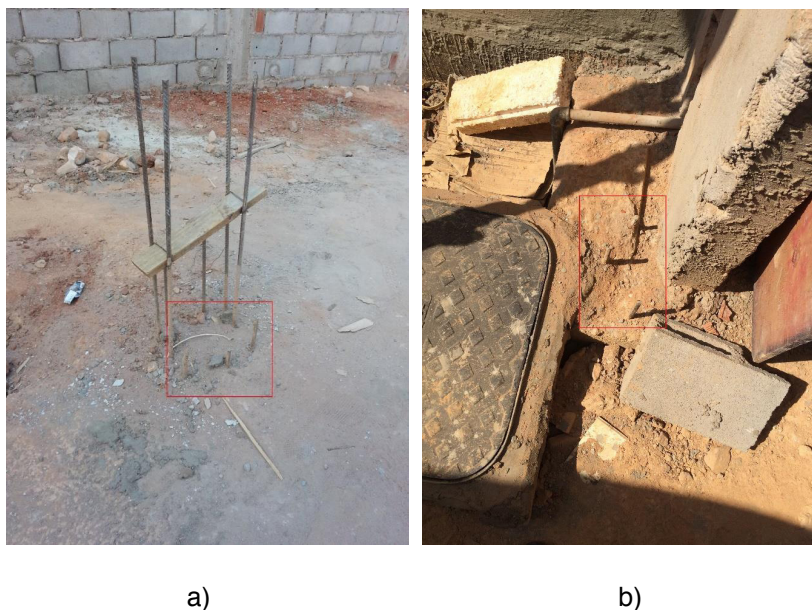


Figura 3 – a) Ferragens da fundação expostas e cerradas, b) Pilar fora do eixo do bloco de fundação

3.1.2 Recalque diferencial

O rebaixamento desigual de partes da fundação, devido ao adensamento do solo é denominado recalque diferencial. Utilizando-se das fissuras visualizadas nas vigas e alvenarias cerâmicas analisadas e indícios visuais de rebaixamento da fachada lateral esquerda externa da casa comprovou-se que houve o rebaixamento da estrutura em apenas um lado da edificação, resultando em um recalque diferencial, que tem como um dos prováveis motivadores, erros de execução como posicionamento da fundação em uma cota de camada de solo inadequada para transferência dos carregamentos, agravado pela falta de especificação quanto a profundidade no projeto de fundação, ou até mesmo sobrepeso causado pela distribuição não especificada em projeto de cargas pela edificação, geradas por erros de execução e projeto.

3.2 Pilares

A maioria dos pilares desta edificação foram concretados *in loco*. As principais patologias encontradas são: a dimensão inferior à mínima especificada em norma, a falta

de ligação com os elementos horizontais e a falta de alinhamento.

3.2.1 Dimensionamento da seção transversal de projeto inferior a seção mínima por norma

De acordo com a NBR 6118:2014, no item 13.2.3 ‘Pilares e Pilares-parede’, a seção transversal de pilares não pode apresentar dimensão menor que 19cm, apenas em casos especiais permite-se a dimensão menor que a especificada, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ , de acordo com o indicado na Tabela 13.1 da norma supracitada. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360cm². No projeto analisado os pilares tinham dimensão de 10x30 cm, ou seja, inferior ao mínimo, e durante a vistoria foi notado que mais de 50% dos pilares apresentaram dimensões ainda inferiores ao projetado. Inclusive, um pilar foi formado por dois pilares pré-fabricados de dimensão 10x15 cm.

3.2.2 Vínculo de ligação falho entre pilares e vigas

Na fachada principal da casa, dois pilares pré-fabricados foram posicionados e em seguida, foi concretada *in loco* uma viga apoiada sem vínculos adequados entre os dois pilares (Figura 4), não havendo ligação por barras ou devida preparação dos pilares pré-fabricados para receber a viga.



Figura 4 – Falta de ligação dos pilares com elementos horizontais

3.2.3 Falta de alinhamento vertical no pilar

A figura 5 apresenta a falta de alinhamento vertical em um dos pilares, tal inconveniente afeta a correta transição de carregamentos estabelecida para a verticalidade da peça.

Sendo nesta mesma fachada, visualizado o recalque diferencial.



Figura 5 – Pilar desalinhado verticalmente

3.3 Vigas

As vigas deste projeto foram concretadas *in loco*. Diversas patologias foram identificadas, sendo a falta de adensamento, execução das peças em dimensões de seção transversal diferentes da projetada, perda de altura útil e falta de cobrimento das barras os erros mais preocupantes destes elementos estruturais.

3.3.1 Erros de dimensionamento das vigas no projeto

De acordo com a NBR 6118:2014, a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm. Este limite pode ser reduzido, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais. Sendo que para a viga poder utilizar 10 cm de largura, ela deverá respeitar o *espaçamento mínimo de armadura*.

A espessura do cobrimento de concreto sobre as barras de aço em peças de viga, pilar e laje variam de acordo com a *classe de agressividade ambiental*.

Na edificação em questão, existem vigas que não estão de acordo com as exigências normativas, como é o caso da viga V14, em que através do exemplo demonstrativo é possível verificar que a seção calculada em projeto não atende as seções mínimas pela norma.

Exemplo demonstrativo – Cálculo demonstrativo da seção mínima transversal de projeto

Seção transversal de projeto: 10x30 cm

$b_{w.min} = 1 \text{ cm } (\phi \text{ armadura}) + 3 \text{ cm } (\text{cobrimento do lado direito}) + 3 \text{ cm } (\text{cobrimento do lado esquerdo}) + 4 \text{ cm } (\text{norma}) = 11 \text{ cm}$

Portanto, a seção transversal da viga V14 não obedece aos critérios mínimos da NBR 6118:2014, pois estes, não permitem executar a viga com 10 cm de largura.

3.3.2 Erro de execução quanto as dimensões das seções transversais

O principal problema no caso das vigas, é que a seção transversal não foi mantida como indicado no projeto estrutural, demonstrando incapacidade do executor em interpretar os projetos ou controle de produção negligenciado, afetando o desempenho do elemento, gerando por exemplo a exposição das armaduras pela falta de cobrimento. O quadro 1 apresenta a comparação entre as dimensões de projetos, e as dimensões executadas.

Viga	Dimensão de projeto	Dimensão executada	Viga	Dimensão de projeto	Dimensão executada
Viga caixa d'água	10cmX30cm	10cmX25cm	V41	10cmX30cm	9,5cmX19cm
V14	10cmX30cm	10cmX24,7cm	V42	10cmX30cm	9,5cmX20cm
V15	10cmX30cm	10cmX24,7cm	V43	10cmX30cm	9,5cmX19cm
V16	10cmX30cm	10cmX24,7cm	V44	10cmX30cm	10cmX22cm
V17	10cmX30cm	10cmX24,7cm	V45	10cmX30cm	10cmX18cm
V18	10cmX30cm	9cmX19cm	V46	10cmX30cm	9cmX20cm
V19	15cmX40cm	10cmX17,2cm	V47	10cmX30cm	10cmX16,4cm
V20	10cmX30cm	10,5cmX17cm	V48	10cmX30cm	10cmX20cm
V21	10cmX30cm	10cmX18cm	V49	10cmX30cm	9,5cmX20cm
V22	10cmX30cm	9cmX11cm	V50	10cmX30cm	Não visível
V23	10cmX30cm	Inexistente	V51	10cmX30cm	Não visível
V24	10cmX30cm	Não visível	V52	10cmX30cm	10,5cmX26cm
V38	10cmX30cm	10cmX22cm	V53	10cmX30cm	9,5cmX30cm
V39	10cmX30cm	10cmX19,5cm	V54	10cmX30cm	10cmX28cm
V40	10cmX30cm	10cmX17,2cm	V55	10cmX30cm	10cmX26cm

Quadro 1 - Comparação entre dimensões executadas e projetadas em vigas

Fonte: Autores (2014)

3.3.3 Segregação do concreto

Quando a mistura da massa de concreto se torna heterogênea, havendo a separação dos materiais constituintes, e acúmulo de vazios gerando um elemento poroso, é denominado de segregação do concreto a sua patologia, sendo uma das formas de profilaxia o adensamento, executado por exemplo através de vibradores por imersão, assegurando a mistura compacidade, sendo também indispensável para garantir durabilidade e parâmetros de resistência mecânica, tornando o processo dispensável apenas para concretos auto adensáveis.

Indo contra as recomendações técnicas estabelecidas pela NBR 14931:2004, não foi executada a vibração na concretagem, fato reconhecido pelo próprio executor, resultando como demonstra a figura 6, em manifestações patológicas de segregação do concreto em peças variadas, conseqüentemente tornando o concreto frágil, com vazios acumulados, reduzindo a aderência entre a pasta de cimento e as barras, visualizados através de

brocas e fissurações verticais acompanhando os estribos e horizontais, seguindo as barras longitudinais, e juntamente à erros de execução das seções transversais das peças, as barras tornaram-se expostas.



Figura 6 – Evidências de segregação em viga

3.3.4 Viga sofrendo torção

Devido a execução falha das formas de vedação para concretagem, a peça de concreto armado foi executada sem prumo (Figura 7.b), gerando excentricidade na peça, e conseqüentemente os esforços aplicados resultaram na torção da peça.

A viga abaixo, está submetida a esforços de torção no canto destacado na Figura 7.a.



Figura 7 – a) Ponto da viga com torção, b) Desaprumo na viga

3.3.5 Falta de cobrimento e perda das alturas úteis das armaduras

De acordo com Barros et al. (2016). As armaduras de aço no concreto são protegidas duplamente da corrosão, através da proteção química e física. A primeira graças às

condições de passividade, que se desenvolvem em contato com a solução alcalina contida nos poros da pasta de compostos do cimento e a segunda devido à espessura do revestimento, que atua como uma barreira da armadura. Além desta proteção física fornecida pelo revestimento, este contribui no desempenho de resistência das tensões previamente estabelecidas em projeto através da aderência do concreto à superfície das armaduras.

Erros de dimensionamento em projeto, má execução das seções transversais das vigas, aliado à uma provável amarração de baixa qualidade das barras ou lançamento do concreto em altura inadequada gerando impacto sobre as ferragens, acompanhadas de comprovada falta de controle sobre o concreto no estado fresco gerando falta de aderência entre a massa de concreto e a superfície das barras, ocasionaram na exposição das armações ao meio ambiente através de brocas e fissuras (Figura 8).



Figura 8 – a) Detalhamento da viga com falta de cobertura das barras e perda de altura útil, b) Viga do quarto com armadura exposta, segregação do concreto (vermelho) e perda de altura útil com exposição das barras (verde)

3.3.6 Furo na viga para passagem de tubulação no banheiro

A perfuração da viga em sua base (figura 9) foi realizada de forma a acomodar uma tubulação, este problema é originado pela falta de planejamento na compatibilização entre os projetos executivos da edificação, possivelmente sanados utilizando-se softwares apropriados, assim como a falta de conhecimento e experiência técnica do responsável pela execução.



a)

b)

Figura 9 – a) Viga do banheiro com armadura exposta devido ao baixo cobrimento (vermelho) e passagem da tubulação internamente à residência (amarelo), b) Passagem da tubulação em viga sendo vista externamente à residência (amarelo)

3.3.7 Viga com fissura inclinada tendo continuidade na alvenaria cerâmica

O surgimento da fissura na viga realizando um ângulo de 45 graus com a horizontal (figura 10) seguindo até a alvenaria cerâmica aonde segue verticalmente tendo a sua abertura aumentada, tem como fator principal o recalque diferencial da fundação.



Figura 10 – Viga fissurada em 45 graus com a horizontal (vermelho) e fissura vertical na alvenaria cerâmica

3.3.8 Trincas na base da viga

Fissuras visualizadas ao longo da base da peça (Figura 11), indicam que devido a execução em dimensões inferiores ao especificado em projeto, os esforços gerados com o peso próprio, cargas suportadas e a grande quantidade de vazios inseridos no concreto pela falta de vibração, tendem a reduzir a aderência entre o concreto e a barra de ferro, conseqüentemente, a tração realizada na parte inferior da peça que antes era absorvida pelas barras de ferro, começam a ser transferidas ao concreto, que possui capacidade

inferior perante estes esforços, originando as trincas por extensão da face.



Figura 11 – Fissuras por extensão da face inferior da viga (vermelho)

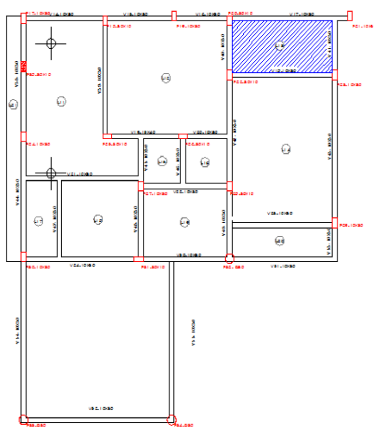
3.4 Laje

O sistema estrutural utilizado nas lajes da estrutura é composto por treliças pré-moldadas com preenchimento de isopor (EPS), sendo nestas lajes observadas patologias como flechas excessivas, fissurações, mal posicionamento das formas de isopor e danos na treliça pré-moldada.

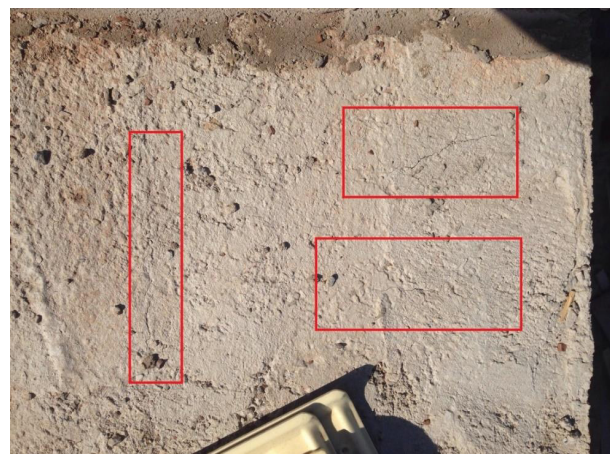
3.4.1 Fissuras na laje

De acordo com informações fornecidas pelo responsável em executar a edificação, após a concretagem das lajes houve o aparecimento de fissuras, como é o caso da laje responsável por comportar a caixa d'água, mostrada na figura 12.

No surgimento das fissuras, a laje se encontrava apoiada pelas escoras de madeira e forma em sua face inferior, devido a recente concretagem, direcionando o laudo para a retração plástica sofrida pelo concreto ao perder água no processo de desenvolvimento de resistência.



a)



b)

Figura 12 – a) Localização em planta da laje da caixa d'água, b) Fissuras superficiais na laje (vermelho)

3.4.2 Danos na armação da laje:

A manipulação de materiais em campo deve ser feita com controle adequado, a fim de evitar a danificação de peças como a treliça de concreto pré-moldado na figura 13.b e o mal posicionamento dos blocos de isopor que preenchem a ligação entre as treliças que possui como uma de suas atribuições, servir de forma para a concretagem, sendo assim, pequenos espaçamentos podem significar desperdício da massa de concreto que evade das formas através das fendas na figura 13.d, comprometendo o desempenho de função esperado para aquele material.

Demonstrando maior risco para a construção do que apenas desperdício de material, o posicionamento das escoras da laje quando distribuídas de forma insuficiente ou retirada antes do tempo previsto para desenvolvimento de resistência do concreto, permitem que com o peso próprio da laje durante a fase de ganho de resistência pelo concreto, ela se deforme, afetando a distribuição de esforços pela estrutura (figura 13.c)



Figura 13 – a) Localização em planta da laje estudada, b) Treliça danificada, c) Deformação da laje, d) Fenda entre blocos de isopor

3.5 Alvenaria cerâmica

As estruturas de alvenaria cerâmica observadas apresentavam patologias unicamente fissuras, contudo, estas contribuíram para o diagnóstico de falhas e deficiências na estrutura.

3.5.1 Fissuras na face da alvenaria cerâmica

A alvenaria é um dos elementos da construção que permite identificar diversas patologias estruturais, devido a sua maior fragilidade. Analisando a estrutura, há indícios de fissuras causadas por recalque diferencial na fundação e pela falta de vergas e contravergas.

De acordo com Bauer (2008), quando ocorre um recalque diferencial em uma edificação, as alvenarias apresentarão fissuras e trincas inclinadas obedecendo as isostáticas de compressão. Geralmente, as trincas, ao seguirem as isostáticas de compressão, apontam ou dirigem-se aos pontos rígidos da fundação (regiões do terreno menos deformáveis, sapatas melhor apoiadas etc). Ante uma situação de fundação deficiente, entra em jogo a rigidez estrutural, redistribuindo as cargas nas fundações e concentrando-se nos pontos relativamente firmes. As isostáticas de compressão consistem em um feixe de retas que passam pelo ponto de aplicação da carga.

Resultando assim a fissura diagonal no interior da casa (figura 15), também a fissura vertical acima da porta dos fundos (figura 14).

Outro problema que pode gerar fissuras na alvenaria (figura 15) é a não utilização de vergas e contravergas em esquadrias, o que contribui para o surgimento de fissuras nos revestimentos (Bauer, 2008)



a)

b)



c)

Figura 14 – a) Fissura diagonal na ponta inferior esquerda da janela, b) Fissura diagonal na ponta inferior direita da janela, c) Fissura vertical na parte superior da porta



a)

b)

Figura 15 – a) Fissuração diagonal na alvenaria, b) Figura ampliada de fissuração

3.6 Telhado

O telhado da casa foi projetado em estrutura de madeira, e neste foram detectados erros principalmente de apoio.

3.6.1 Falta de vigas de apoio instalado na alvenaria

Na construção do telhado foram encontrados erros nos apoios dos elementos de madeira. As ripas do telhado da casa apoiam sobre a alvenaria cerâmica como demonstra a figura 15, a qual não possui resistência necessária para suportar os esforços do telhado, causando fissuras na alvenaria. Os elementos de madeira deveriam ser apoiados sobre terças, que podem ser de concreto ou madeira, conforme a planta baixa e o corte (figura 16).



Figura 16 – Ripas de madeira apoiadas diretamente sobre a alvenaria cerâmica

Na construção, o telhado conta com as vigas tipo A e B das figuras 17.a e 17.b. Buscando melhor desempenho da estrutura, deve ser instalado as terças, que vão receber os carregamentos do banço superior da treliça.

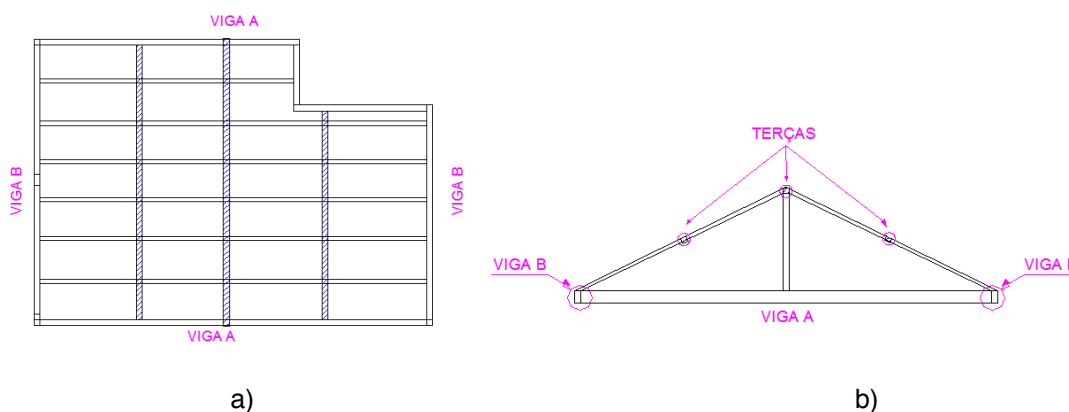


Figura 17 – a) Planta de demonstração das vigas existentes, b) Corte frontal ilustrando o posicionamento das peças

4 | RESULTADOS DE ANÁLISE EM LABORATÓRIO

Nesta seção será abordado os estudos realizados em laboratório para análise de resistência do concreto, sendo os corpos de prova moldados quando o concreto era recebido na obra e por extração da laje de cobertura. Houve divergência quanto à resistência do concreto informada a concreteira no fornecimento e a resistência utilizada em projeto, pois o autor não o especificou nos projetos executivos.

4.1 Resistência do concreto à compressão

A NBR 6118:2014, prevê que de acordo com a classe de agressividade do local onde a estrutura será colocada, a relação Água/Cimento mínima e o F_{ck} (resistência do concreto à compressão) mínimo para a estrutura devem ser respeitados.

No caso deste projeto o F_{ck} não foi apresentado nas plantas estruturais entregues

impressas e assinadas pela empresa responsável.

4.1.1 Resistência a compressão do concreto reduzida (Inspeção laboratorial)

Após notar fissuras na face superior da laje, dois corpos de prova foram extraídos, um com altura de 69,54mm e diâmetro de 68,55mm e o segundo, medindo 105,07mm de altura e 68,53mm de diâmetro, em seguida, enviados para laboratório especializado para realizar o ensaio de resistência do concreto à compressão, no dia 30 de setembro de 2014. No registro do ensaio está especificado F_{ck} 20 Mpa, informada pela empresa responsável pelo projeto estrutural quando houve a necessidade da inspeção, porém, nenhum dos dois corpos atingiram o F_{ck} necessário (Quadro 2).

Obtido os dados de resistência a compressão, é demonstrado que o concreto não obteve o desempenho mínimo de 20MPa estabelecido pela norma.

Corpo de prova	d - Diâmetro (mm)	h - Altura (mm)	Resistência à compressão (MPa)	Fator de correção (h/d)	Resistência à compressão corrigida (MPa)	Local de extração
1	68,55	69,54	17,9	0,87	15,6	Laje
2	68,53	105,07	14,8	0,96	14,3	Laje

Quadro 2 – Demonstração de resultados de resistência do concreto à compressão

Fonte: Autores (2014)

5 | CONCLUSÃO

Após a análise e avaliação do projeto estrutural, dos ensaios de corpo de prova e das verificações visuais em obra verificou-se que a falta especificação da resistência característica à compressão do concreto (F_{ck}) nas plantas estruturais podem causar divergências entre o projeto estrutural e o executivo que podem ser irreversíveis.

Os ensaios de corpo de prova feitos em laboratório mostraram que os valores obtidos para a resistência característica à compressão do concreto (F_{ck}) estão menores do que os exigidos pela norma brasileira NBR 6118:2014, que deveriam ser acima de 20Mpa.

No estudo dos projetos estruturais conclui-se que este, encontra-se em desacordo com a norma brasileira NBR 6118:2014 Projetos de Estruturas de Concreto em relação aos itens de largura mínima de viga de concreto, seção mínima de área transversal de pilar de concreto e cobrimento inferior ao exigido por norma.

Sobre a vistoria da obra em andamento foram observados os seguintes aspectos, as seções transversais dos elementos estruturais não foram executadas conforme o projeto estrutural, apresentando redução de até 50%, a concretagem não foi realizada corretamente, existindo segregação nos elementos estruturais, há falta de alinhamento

devido a má execução das vigas e pilares, ocasionando esforços indevidos e as ancoragens foram executadas de forma incorreta entre as fundações e pilares existentes.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR 7680:2015. Concreto – Extração, Preparo, Ensaio e Análise de Testemunhos de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2015.

____. NBR 14931:2004. Execução de Estruturas de Concreto – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2004.

____. NBR 6118:2014. Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2014.

da Fonseca, J.M.M., da Silva, D.G.C., de Oliveira, A.A., da Silva, G.M., dos Santos, N.P. Fatores Cardeais Que Comprometem a Durabilidade das Construções. *Anais do Seminário de Patologia e Recuperação Estrutural, Volume 1, Número 1. 2016.*

de Barros, T.C.M.F., Berenguer, R.A., Guimarães, N.A.S, Lima, N.M.V., Barreto, L. Análise de Fatores Contribuintes Para a Ocorrência de Corrosão de Armaduras. *Anais do Seminário de Patologia e Recuperação Estrutural, Volume 1, Número 1. 2016.*

Falcão Bauer, L.A. Materiais de Construção: Concreto, Madeira, Cerâmica, Metais, Plásticos e Asfalto. *Volume 2, 5ª Edição.* Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 2008

Possan, E., Demoliner, C.A. Desempenho, Durabilidade e Vida Útil das Edificações: Abordagem Geral. *Revista Técnico-Científica, Volume 1, Número 1. 2013.*

ipper, T., Souza, Vicente C.M. (1998). Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto. *3ª Tiragem, 1ª Edição.* Editora PINI.

INFLUÊNCIA DO USO DA TECNOLOGIA BIM NA REDUÇÃO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS NA FASE DE CONCEPÇÃO E PROJETO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 28/03/2020

Rafael Azevedo Lino

Universidade Federal do Tocantins
Palmas – TO
<http://lattes.cnpq.br/8247273060000456>

Orieta Soto Izquierdo

Universidade Federal do Tocantins
Palmas – TO
<http://lattes.cnpq.br/1424437852084514>

Iutah Cristal Dezidério de Veras Barbosa

Universidade Federal do Tocantins
Palmas – TO
<http://lattes.cnpq.br/7187416240538987>

RESUMO: A fase de concepção e projeto das estruturas de concreto armado é apontada como a atividade responsável pela maior quantidade de erros que geram manifestações patológicas nas estruturas de concreto armado. Projetos baseados em modelos 2D, com metodologia de representação e dimensionamento, por vezes arcaicos, dificultam o entendimento e execução das edificações. Neste cenário, a probabilidade de erros que geram futuras manifestações patológicas é ampliada, fazendo com que a durabilidade destas estruturas seja

comprometida. A implementação da tecnologia *Building Information Model* (BIM) vem sendo uma alternativa para a redução dos problemas e inadequações provenientes de projetos de má qualidade. Se tem demonstrado que através de modelos construtivos fundamentados nos conceitos do BIM é possível obter vantagens como: melhor especificação de materiais e componentes pertencentes ao projeto, detalhes construtivos com maior qualidade e facilidade de entendimento, identificação de incompatibilidades, dentre outros. Por esta razão, este trabalho tem como objetivo principal identificar possíveis mecanismos para aumentar a durabilidade das estruturas de concreto através de melhorias na etapa de concepção e projetos através do uso da tecnologia BIM. Para isto, foi identificado os principais problemas originados por erros durante a fase de concepção e projeto e quais as possíveis patologias provenientes destes. Em um segundo momento determinou-se como o uso do BIM, na fase de projeto, pode auxiliar a identificar e evitar tais problemas. Espera-se que o resultado deste trabalho sirva como norte para melhoria de métodos e práticas durante a fase de dimensionamento de estruturas de concreto e seus sistemas complementares, com o uso da tecnologia BIM.

PALAVRAS-CHAVE: Manifestações patológicas; Building Information Model; Durabilidade das estruturas; Projeto.

INFLUENCE OF THE USE OF BIM TECHNOLOGY IN THE REDUCTION OF PATHOLOGICAL MANIFESTATIONS IN THE CONCEPTION AND DESIGN PHASE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

ABSTRACT: The conception and design phase of reinforced concrete structures is indicated as the activity responsible for the greatest number of errors that generate pathological manifestations in reinforced concrete structures. Projects based on 2D models, with methodology of representation and sizing, sometimes archaic, hinder the understanding and execution of the buildings. In this scenario, the probability of errors that generate future pathological manifestations is increased, making the durability of these structures compromised. The implementation of Building Information Model (BIM) technology has been an alternative to reduce problems and inadequacies from poor quality projects. It has been demonstrated that through constructive models based on the concepts of BIM it is possible to obtain advantages such as: better specification of materials and components belonging to the project, constructive details with greater quality and ease of understanding, identification of incompatibilities, among others. For this reason, this work has as main objective to identify possible mechanisms to increase the durability of concrete structures through improvements in the conception stage and projects through the use of BIM technology. For this, it was identified the main problems originated by errors during the conception and design phase and the possible pathologies arising from them. In a second moment it was determined how the use of BIM, in the design phase, can help to identify and to avoid such problems. It is expected that the result of this work will serve as a guide for the improvement of methods and practices during the dimensioning phase of concrete structures and their complementary systems, using BIM technology.

KEYWORDS: Pathological manifestations; Building Information Model; Durability of structures; Project.

1 | INTRODUÇÃO

Ao longo dos séculos, as obras de construção civil passaram por diversas transformações em seus métodos construtivos, design, materiais utilizados, dentre outras. Todas estas transformações e inovações tecnológicas implicaram, mesmo que indiretamente, um maior grau de risco associado na construção de edificações. Para combater estes riscos, são estabelecidos limites, que são regulamentados por normas técnicas ampliadas e revisadas constantemente, para que se acompanhe o desenvolvimento progressivo da construção civil.

No entanto, problemas de diferentes naturezas afetam no desempenho e durabilidade das edificações, diminuindo sua vida útil, causando problemas estéticos e até mesmo estruturais. Segundo Souza e Ripper (2009), o campo da Engenharia das Construções que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação, consequências e mecanismos de ocorrência das falhas e dos sistemas de degradação das estruturas é designado por Patologia das Estruturas.

Souza e Ripper (2009) fizeram um levantamento a fim de tentar identificar qual a atividade tem sido responsável, ao longo dos tempos pela maior quantidade de erros que geram manifestações patológicas nas estruturas de concreto. O resultado do levantamento é apresentado no Quadro 1:

FONTE DE PESQUISA	CAUSAS DOS PROBLEMAS PATOLÓGICOS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO			
	Concepção e Projeto	Materiais	Execução	Utilização e Outras
Edward Grunau Paulo Helene (1992)	44	18	28	10
D. E. Allen (Canadá) (1979)	55	49		
C.S.T.C (Bélgica) Verçoza (1991)	46	15	22	17
C.E.B Boletim 157 (1982)	50	40		10
Faculdade de Engenharia da fundação Armando Álvares Penteado Verçoza (1991)	18	6	52	24
B.R.E.A.S. (Reino Unido) (1972)	58	12	35	11
Bureau Securitas (1972)	88			12
E.N.R. (U.S.A.) (1968-1978)	9	6	75	10
S.I.A. (Suíça) (1979)	46		44	10
Dov Kaminetzky (1991)	51	40		16
Jean Blévot (França) (1974)	35		65	
L.E.M.I.T. (Venezuela) (1965-1975)	19	5	57	19

Quadro 1 - Análise percentual das causas de problemas patológicos em estruturas de concreto

Fonte: Adaptado de Souza e Ripper (2009)

Pode-se concluir que, apesar de não ser um consenso entre todos os autores pesquisados, grande maioria aponta que a fase de concepção e projeto é a principal responsável pelo surgimento de patologias nas estruturas.

Moraes (2012, apud Correia et.al, 2017, p. 61) afirma que a fase de projeto é o fator de desempenho determinante em um empreendimento de construção civil, pois ele

determina maior parte das possibilidades de ganhos financeiros, por meio da redução de desperdício, prevenção de retrabalhos e soluções de engenharia.

Souza e Ripper (2009), apontam que falhas geradas durante a realização do projeto executivo são responsáveis pela implantação de problemas patológicos sérios e diversos, como:

- a. Elementos de projeto inadequados (má definição das ações atuantes ou da combinação mais desfavorável das mesmas, escolha infeliz do modelo analítico, deficiência no cálculo da estrutura ou na avaliação da resistência do solo, etc.);
- b. Falta de compatibilização entre a estrutura e a arquitetura, bem como com os demais projetos civis;
- c. Especificação inadequada de materiais;
- d. Detalhamento insuficiente ou errado;
- e. Detalhes construtivos inexecutáveis;
- f. Falta de padronização das representações;
- g. Erros de dimensionamento.

Apesar da fase de concepção e projeto ser de fundamental importância para a construção de uma edificação, por ser definido todos os subsídios necessários ao desenvolvimento do empreendimento nesta etapa, é recorrente que esta, seja negligenciada ou inserida no planejamento de forma errônea, sendo dedicado tempo menor do que o necessário para o desenvolvimento completo dos projetos e compatibilização dos mesmos. Outro fator que contribui para o aumento nas falhas na etapa de projeto é o atual método de dimensionamento e detalhamento baseado na tecnologia CAD 2D (Computer Aided Design), que é um processo de representação bidimensional, composta por elementos geométricos como linhas, arcos, círculos, etc. que visam representar a edificação e seus componentes. Apesar de ser o método mais utilizado no cenário atual da construção civil no Brasil, esse método apresenta falhas, dentre elas podemos citar:

- a. Disciplinas dimensionadas isoladamente: Cada projeto é feito separadamente, o que gera uma grande dificuldade na compatibilização entre as diferentes disciplinas, fazendo com que se tenha uma grande dificuldade na identificação de erros e incompatibilidades que muitas vezes só são detectadas e solucionadas na obra, sem haver um estudo mais aprofundado da melhor alternativa;
- b. Detalhamentos: Devido a imprecisão ou desconhecimento de todos os parâmetros em determinadas situações por dificuldade ou inexistência de comunicação entre os diferentes projetistas, os detalhamentos de partes importantes da edificação costumam ser insuficientes e imprecisos, onde muitas das vezes são apresentados apenas detalhes genéricos, deixando a decisão e adequação final para ser decidida em obra;

- c. Extração de quantitativos: A extração de quantitativos da forma tradicional é outro ponto que gera um grande número de erros quando baseados em projetos CAD 2D, por ser feito de forma manual, se torna um processo longo e cansativo, onde muitas das vezes é necessário um conhecimento alto do responsável por essa atividade para que este consiga identificar todos os materiais componentes daquela edificação.

Diante deste cenário a tecnologia BIM (Building Information Model) surge como possível solução aos problemas existentes através da parametrização de elementos, que é a inserção de propriedades físicas além da dimensão, como material, volume, massa específica, dentre outras informações como fornecedor, custo, especificações técnicas, etc.

O BIM pode ser definido como uma tecnologia de modelagem associada a processos que permitem produzir, comunicar e analisar modelos de edifícios (EASTMAN et al., 2008). Através do seu uso, etapas da fase de projeto, como a compatibilização entre as diferentes disciplinas, é feita de maneira mais eficaz, fazendo com que a identificação de incompatibilidades seja realizada ainda na fase de projeto, e não apenas na execução da obra.

O presente trabalho tem como objetivo identificar como o uso da tecnologia BIM pode influenciar na diminuição de manifestações patológicas nas estruturas de concreto armado, decorrentes de erros na fase de concepção e projeto.

2 | MATERIAL E MÉTODO

Visando atingir os objetivos pretendidos neste trabalho, utilizou-se dois principais meios para análise e comparação. O primeiro foi a revisão bibliográfica, utilizando livros, monografias, artigos, dissertações e pesquisa na internet, de forma que se fosse conhecido os estudos realizados sobre o tema e se aprofundasse o embasamento teórico.

Em um segundo instante, partiu-se para um breve estudo de caso de uma edificação residencial de pequeno porte, para que a partir de análises em seus projetos, que foram desenvolvidos com tecnologia CAD, fosse possível identificar pontos de incompatibilidade entre as disciplinas, possíveis manifestações patológicas provenientes destes erros e ilustrar como com o uso da tecnologia BIM poderia ter solucionado ou evitado tais erros.

Para a elaboração deste trabalho optou-se por pesquisa de característica exploratória que têm como objetivo proporcionar maior familiaridade com o problema, com vistas a torna-lo mais explícito ou a constituir hipóteses. Pode-se dizer que estas pesquisas têm como objetivo principal o aprimoramento de ideias ou a descoberta de intuições (SELLTRIZ et al., 1967, apud GIL, 2002).

Selltriz et al. (1967, apud GIL, 2002, p.41) complementa explicando que:

Na maioria dos casos, essas pesquisas envolvem: (a) levantamento bibliográfico; (b) entrevistas com pessoas que tiveram experiências práticas com o problema pesquisado; e (c) análise de exemplos que “estimulem a compreensão”.

Os resultados foram avaliados com foco principalmente em uma análise qualitativa dos mesmos, visando entender e propor possíveis soluções para os principais problemas gerados por omissões, erros e insuficiência de informações nos projetos de edifícios de concreto armado.

3 | DESENVOLVIMENTO

3.1 Manifestações patológicas decorrentes de falhas na etapa de concepção e projeto

No Brasil, a fase de concepção e projeto de uma edificação ainda é pouco valorizada pelas empresas responsáveis pela construção. Isto acontece por diversas razões, podemos citar o método de licitação e contratação de terceirizadas como uma delas, visto que, em um processo licitatório, a empresa que irá concorrer ao mesmo, não possui tempo hábil suficiente para que seja preparado um orçamento adequado e condizente com a realidade daquela edificação.

Isso acarreta em um salto sobre a etapa de projeto, pois a partir do momento em que a empresa vencedora da licitação é confirmada, a mesma inicia a preparação para a execução da obra, para que o fluxo financeiro e recebimento dos avanços relativos à quantidade da obra executada, aconteça o mais rápido possível. Todo este processo, faz com que os problemas existentes no projeto sejam identificados apenas durante a execução, e em muitas vezes, seja resolvido em obra, sem a preocupação e estudo adequado da melhor solução.

Casos comuns que se encaixam na situação citada acima é a incompatibilidade com projetos complementares (hidrossanitário, elétrico, incêndio, gás, etc.) e o projeto estrutural. Pontos de tomada e passagem de tubos e eletrodutos por componentes estruturais como vigas e pilares se tornam frequentes neste cenário, fazendo com que diversos pontos de possíveis patologias sejam criados.

Tudo isso ocorre, pois a compatibilização dos projetos das diferentes disciplinas através de metodologias CAD é uma atividade muito trabalhosa, cansativa e pouco intuitiva, exigindo assim um alto conhecimento técnico do responsável por essa compatibilização. Geralmente, a compatibilização é feita em pares, arquitetura vs estrutural, estrutural vs elétrico, estrutural vs hidrossanitário, etc. e por acontecer em desenhos bidimensionais, é provável que haja pontos que não sejam notados a depender da complexibilidade do projeto.

Outro problema que proporciona erros é a escassez de detalhamentos nos projetos baseados em CAD, o que dificulta com que o profissional que irá executar a obra, tenha

total entendimento sobre ela. Devido ao fato de geralmente existir mais de um projetista por edificação, ficando estes separados nas suas disciplinas específicas, é corriqueiro a inclusão em prancha de detalhes genéricos, os quais normalmente não possuem cotas e especificações bem definidas. Isto ocorre devido ao desconhecimento por parte do projetista das definições tomadas pelas demais disciplinas, tornando uma decisão que deveria ser tomada em projeto, algo a ser resolvido em obra.

Tais condições favorecem o acontecimento de falhas que ao serem resolvidas durante a execução, de forma inapropriada, geram manifestações patológicas as quais oneram a execução e manutenção da edificação. Segundo Alani et al. (2001) o custo para manutenção é diretamente proporcional ao tempo decorrido, como se ilustra na Figura 1.

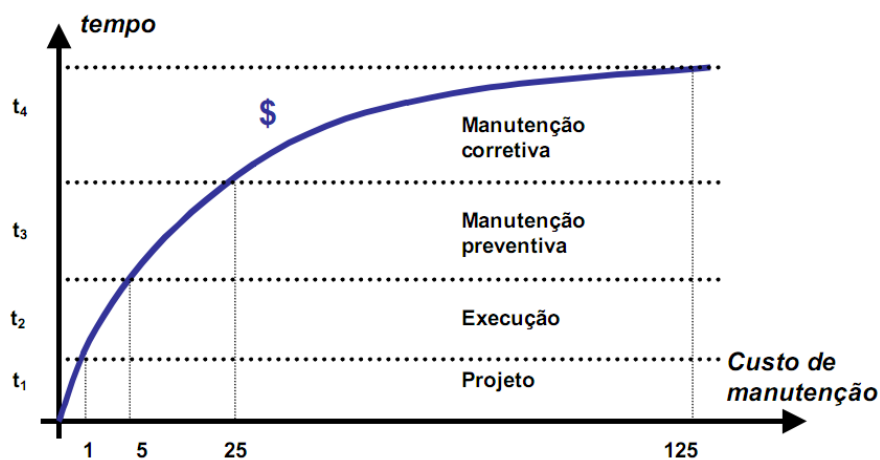


Figura 1 - Crescimento do custo das atividades de manutenção com o tempo

Fonte: Adaptado de Alani et al. (2001)

Cada tipo de falha contida no projeto pode acarretar uma patologia na edificação. O mal dimensionamento dos elementos estruturais, por exemplo, pode gerar acúmulo de esforços em pontos específicos, favorecendo o aparecimento de fissuras, seja estas por tração, compressão, cisalhamento, etc. A presença de fissuras em elementos estruturais, além de diminuir a capacidade de carga da estrutura, favorece a entrada de água e agentes agressivos no interior da peça, possibilitando o início do processo de corrosão da armadura.

Falta de compatibilização entre projeto hidráulico, elétrico e estrutural, pode gerar a necessidade de perfuração da viga após a mesma já ter sido concretada, favorecendo uma série de patologias naquele ponto. Ausência de detalhamento e especificação de materiais pode acarretar na compra de materiais inadequados para a execução do serviço previsto, ou na má execução do mesmo, visto que o operário responsável pela atividade pode não entender completamente o que é para ser feito, gerando assim improvisos em obra e possíveis manifestações patológicas como infiltração, podendo provocar bolor, deslocamento de revestimento, etc.

Outro erro de projeto recorrente, principalmente em edificações de pequeno e médio porte é a não especificação em projeto das juntas de dilatação. A ausência das mesmas acarreta uma série de manifestações patológicas onde sua gravidade pode se associar com as condições climáticas e variação de temperatura diária no local da obra. Deslocamento do revestimento por movimentação térmica e fissuras são manifestações recorrentes nessa situação, além das demais possíveis manifestações acarretadas pela presença de fissuração nos elementos, como já foi citado anteriormente.

3.2 Uso do BIM para melhoria na fase de projeto

Para os estudos e análises realizados neste trabalho, utilizou-se o software Revit 2019, versão estudantil. Este software, da desenvolvedora Autodesk Inc., foi escolhido por ser o de maior circulação no mercado nacional que possibilita o uso da tecnologia BIM. É importante ressaltar que o software Revit não realiza dimensionamentos das disciplinas presentes na edificação, logo, o mesmo foi utilizado apenas para modelagem tridimensional dos projetos.

Através de revisão bibliográfica e de um breve estudo de caso de uma edificação residencial, a qual sua planta baixa simplificada é ilustrada na Figura 2, pôde-se identificar situações onde houve erros na etapa de concepção e projeto e que geraram transtornos à execução da obra. Com o uso da tecnologia BIM, é demonstrado como poderia se evitar e prever tais falhas.

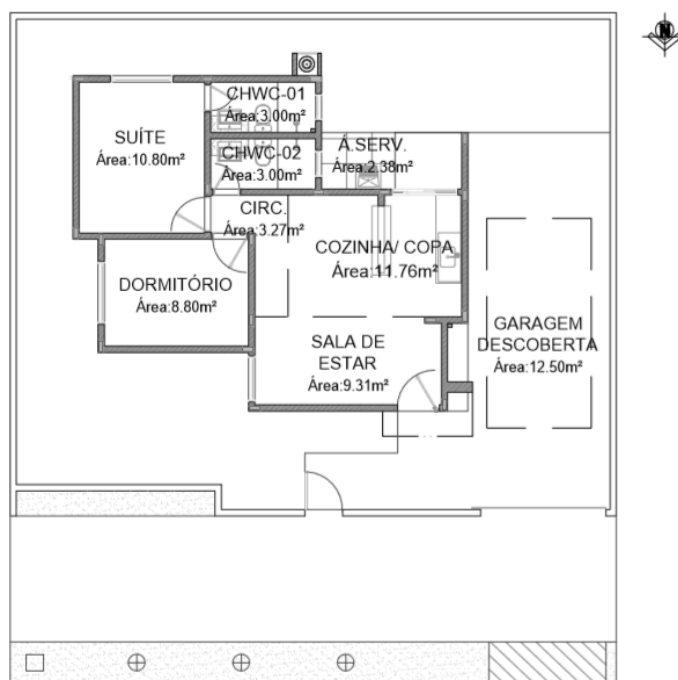


Figura 2 - Planta Baixa da residência de estudo (Adaptada pelo autor)

3.2.1 Incompatibilidade entre as diferentes disciplinas

Correia et al. (2017) realizou um estudo de caso em uma edificação localizada em Maceió – AL, a fim de analisar problemas construtivos decorrentes de falhas de projeto. Na edificação estudada observou-se uma série de erros de projeto que geraram falhas na execução. Este trabalho citará um deles, o choque de instalações elétricas com componentes estruturais (pilares, vigas e lajes). A sobreposição de elementos de diferentes disciplinas é um erro rotineiro em edificações sem compatibilização adequada de seus projetos e que precisa ser dada a devida importância.

Os autores apontam que ocorreu atraso na entrega do projeto elétrico devido a diversas revisões no projeto arquitetônico o que fez com que ocorresse a necessidade de retrabalho para a execução das instalações elétricas e perda de material nos locais que precisaram ser alterados. Segundo Correia et al. (2017) os principais erros localizados foram:

Erros de mau posicionamento de eletrodutos por conta de o projeto ter chegado depois da locação dos pontos, os quais não coincidem com a realidade de execução. Ex: erros nos furos das passagens na laje, ausência de pontos de luz e telefone, entre outros problemas que foram corrigidos após a entrega do projeto.

As Figuras 3 e 4 ilustram as falhas encontradas por Correia et al. (2017):



Figura 3 - Perda de materiais nos pontos de energia (CORREIA et al. (2017))



Figura 4 - Perda de materiais nos pontos de energia e água fria (CORREIA et al. (2017))

Os problemas identificados por Correia et al. (2017), poderiam ser facilmente evitados caso o fluxo de trabalho na fase de projeto fosse baseado em tecnologia BIM, pois facilitaria a compatibilização entre os projetos, mesmo após as diversas alterações no projeto arquitetônico como apontado pelos autores.

No estudo de caso analisado, apesar de se tratar de uma obra residencial de pequeno porte, foi localizado algumas incompatibilidades entre as diferentes disciplinas. Uma delas foi identificada entre o projeto estrutural e sanitário. As vigas baldrame da edificação possuem importante papel em sua construção, caso mal executadas podem recalcar, gerando fissuras nas alvenarias, caso haja falhas na sua impermeabilização pode ocorrer saturação da alvenaria, por efeito de capilaridade da água, gerando assim manifestações patológicas, como mofo e bolor. Na edificação em questão, as vigas baldrames foram especificadas com dimensões de 12 x 25 cm. A Figura 5 mostra a planta baixa estrutural do pavimento térreo, na área dos banheiros.

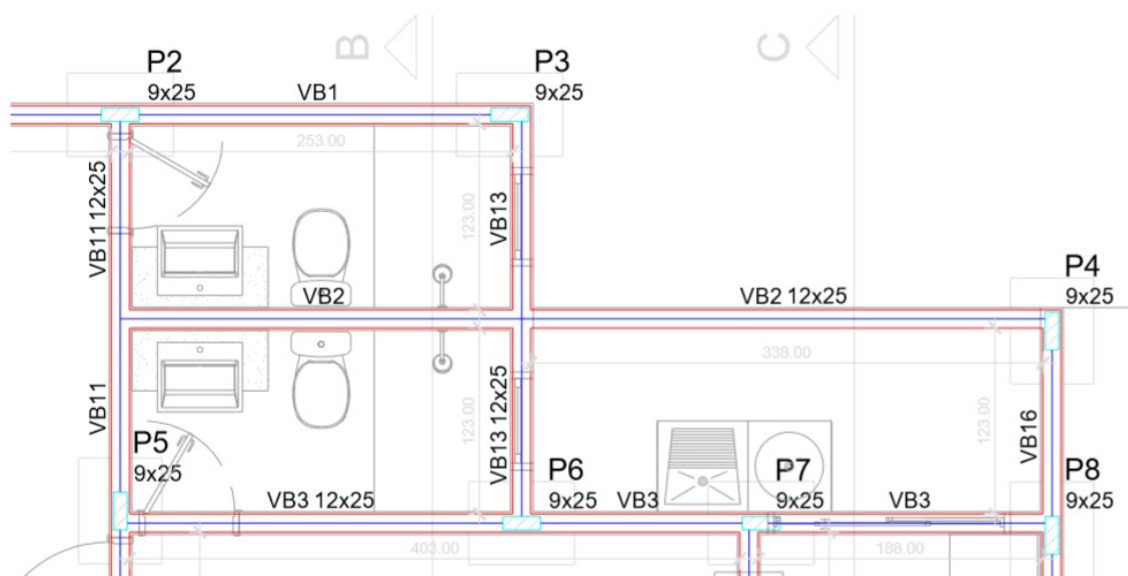


Figura 5 - Vigas Baldrame (Adaptada pelo autor)

A Figura 6, ilustra o projeto sanitário dos banheiros da edificação em questão e a Figura 7 o detalhamento genérico fornecido em prancha, da caixa de passagem sanitária.

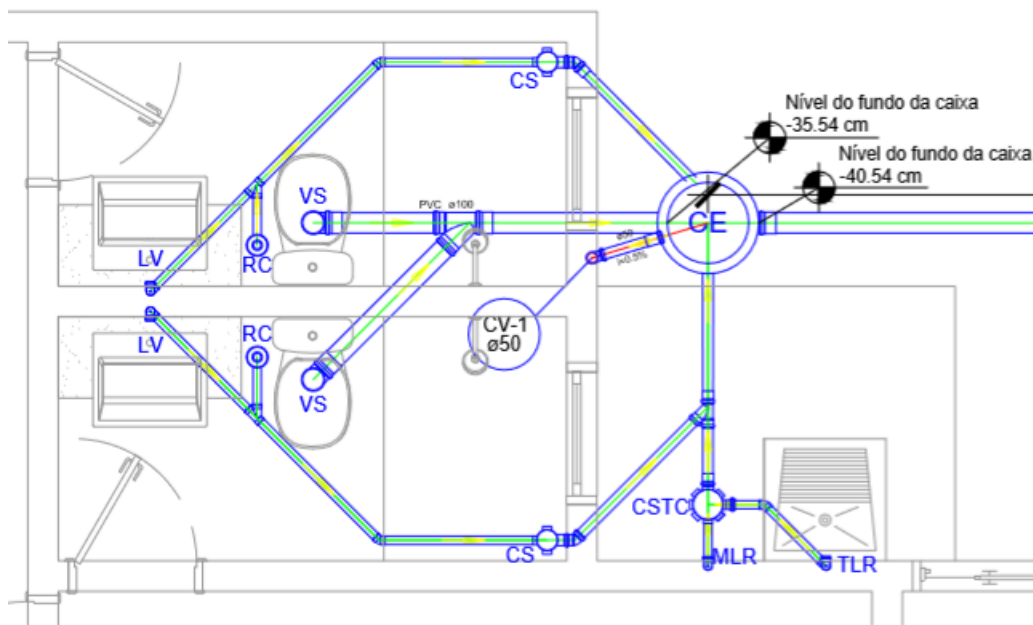


Figura 6 - Projeto sanitário dos banheiros (Adaptada pelo autor)

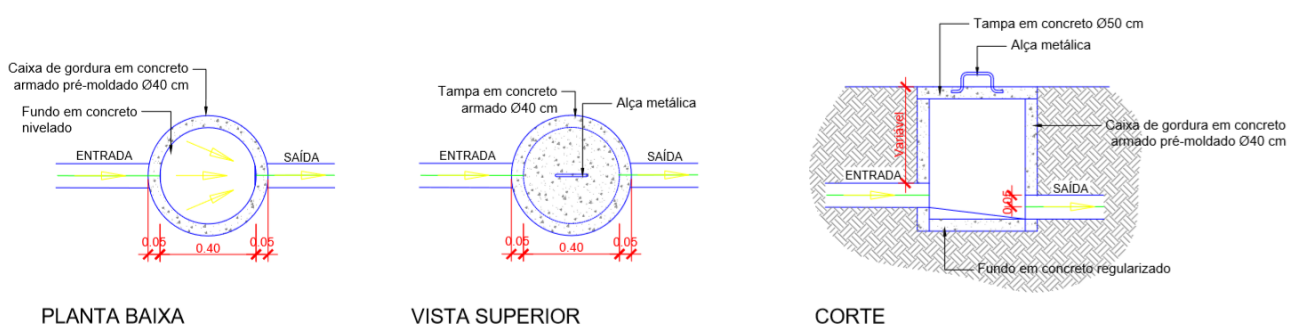


Figura 7 - Detalhe Genérico da caixa de passagem (Adaptada pelo autor)

No projeto sanitário é especificado que a tubulação de esgoto PVC \varnothing 100mm deve chegar à caixa de passagem com nível de fundo igual a -35,54cm. A partir de um modelo bidimensional a incompatibilidade entre os projetos pode não ser de fácil identificação. Porém ao seguir as especificações de ambos os projetos, ocorre a sobreposição da viga baldrame VB13 e o tubo de esgoto originado no vaso sanitário. Tal falha, caso seja identificada apenas no momento de execução, pode vir a gerar uma série de manifestações patológicas e mal funcionamento do sistema sanitário. Dentre eles podemos citar, inclinação inadequada da tubulação sanitária, o que pode gerar refluxo dos líquidos originando mau cheiro, danificação na viga baldrame, caso a opção na obra seja de diminuir sua secção após ser concretada, possibilitando infiltrações e pequenos recalques, como já foi comentado anteriormente, dentre outros problemas.

A partir de uma modelagem tridimensional da edificação, com conceitos BIM, podemos identificar tal interferência de maneira rápida, ainda na fase de projeto, de modo que seja analisado e definido a melhor adequação do projeto para que não haja interferências. No exemplo em questão, as mudanças ocorreriam ainda na fase de projeto, possibilitando a substituição do detalhe genérico, por um detalhe real, com cotas e especificações

necessárias corretas.

A Figura 8 mostra a perspectiva tridimensional da edificação do estudo de caso. Foi modelado os projetos: arquitetônico, estrutural, sanitário, hidráulico, pluvial, elétrico e gás, a partir de conceitos BIM, de modo que ao final da modelagem, fosse possível identificar qualquer incompatibilidade entre as disciplinas e também extrair os quantitativos, porém estes, não foi objeto de estudo deste trabalho.

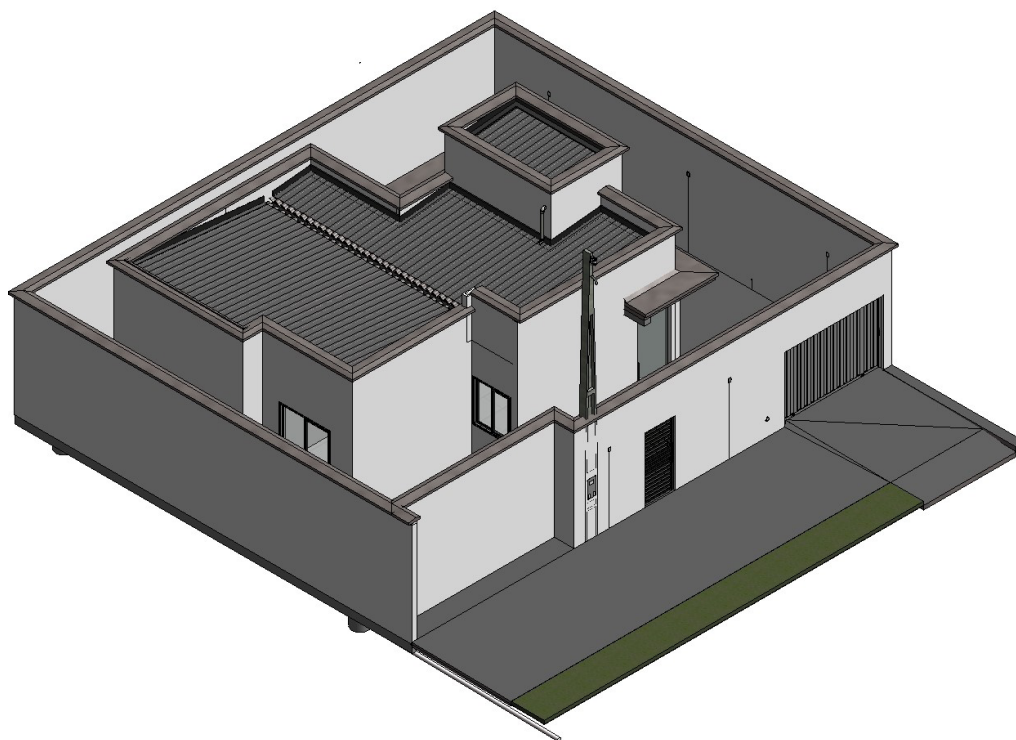


Figura 8 - Perspectiva tridimensional da edificação de estudo

Com o modelo criado, é possível isolar as diferentes disciplinas facilitando assim a etapa de compatibilização. A Figura 9 ilustra a compatibilização entre o projeto estrutural vs elétrico, nela podemos vislumbrar, como o uso da tecnologia BIM poderia evitar as falhas encontradas por Correia et al. (2017) em seu estudo de caso, através de um processo de compatibilização eficiente.

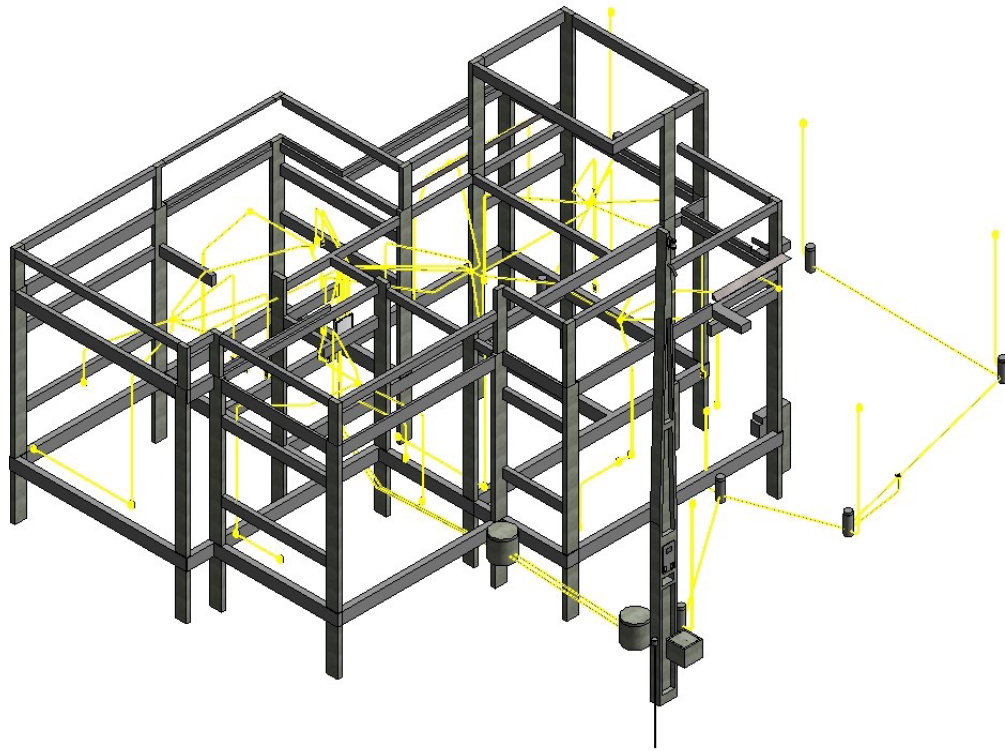


Figura 9 - Compatibilização entre projeto estrutural vs elétrico com BIM

A Figura 10 mostra a compatibilização entre projeto estrutural vs hidrossanitário e na Figura 11 é apresentado de forma isolada a compatibilização entre estas disciplinas na área dos banheiros.

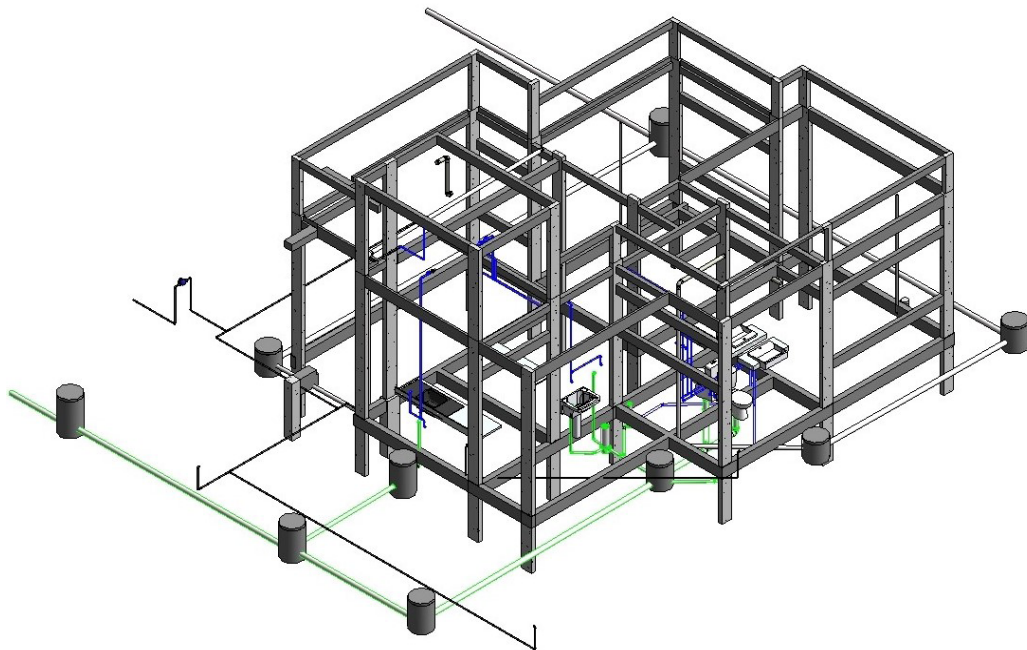


Figura 10 - Compatibilização entre projeto estrutural vs hidrossanitário com BIM

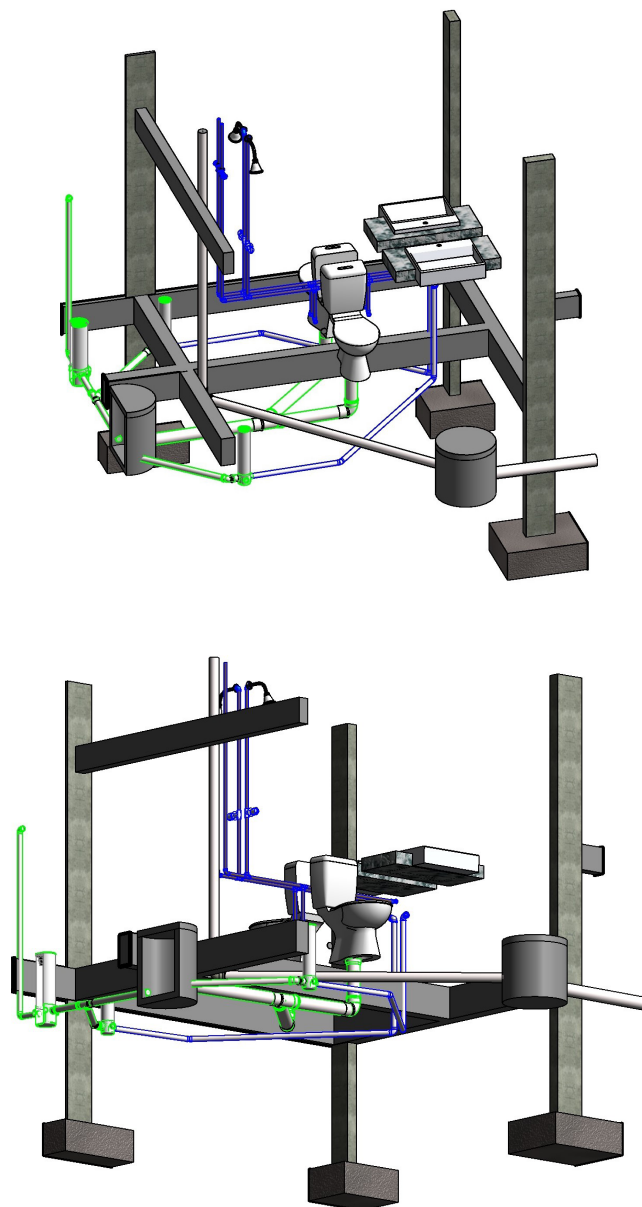


Figura 11 - Compatibilização entre projeto estrutural vs hidrossanitário na área dos banheiros com BIM

Podemos apreciar na Figura 11, como o uso da metodologia BIM na fase de projeto pode auxiliar na prevenção de erros. Através da análise da área dos banheiros foi possível localizar a incompatibilidade entre a tubulação de esgoto e viga baldrame, e assim, reposicionar a tubulação para que se obtenha os níveis de fundo corretos da mesma e das caixas de passagem.

Mesmo com as melhorias proporcionadas na etapa de projeto com a implementação da tecnologia BIM, alguns detalhamentos podem ser de difícil compreensão na obra e apresentam certa dificuldade para que se passe toda informação gerada no computador para a prancha que é direcionada à obra para execução.

Uma forma de facilitar o entendimento em obra de locais onde há um grande número de componentes de diferentes disciplinas é por meio da inserção de um QR Code na prancha destinada à obra. Através deste QR Code, o projetista consegue disponibilizar modelos tridimensionais pré-definidos, para que sejam acessados por qualquer smartfone

ou tablet com acesso à internet. Este método pode ser utilizado para esclarecimento de dúvidas durante a obra, uma vez que o responsável pela mesma tem a possibilidade de acessar um modelo tridimensional de forma prática, aumentando assim o entendimento dos colaboradores que irão executar a atividade, diminuindo o risco de erros humanos associados ao processo, decorrentes de mal entendimento.

Para exemplificar tal situação descrita, o modelo tridimensional do exemplo de compatibilização entre o projeto estrutural vs hidrossanitário da área dos banheiros, ilustrada na Figura 11, é disponibilizado através da Figura 12. Para acessá-lo, basta utilizar qualquer aplicativo de leitura de QR Code, através de um smartfone ou tablet com acesso à internet.



Figura 12 - QR Code de acesso ao modelo tridimensional

4 | CONCLUSÃO

É nítido que ao não se dar a devida importância à fase de concepção e projeto de uma edificação, são inúmeros os problemas que podem ser gerados. Aumento no orçamento inicial em função de desperdício e retrabalhos, problemas construtivos que são solucionados em obra, normalmente sem a verificação apropriada dos pré-requisitos técnicos e atenção à NBR 15.575:2013 que trata das condições para o desempenho adequado nas edificações. Todos estes problemas favorecem a manifestação de patologias nas edificações, diminuindo a vida útil da mesma e forçando o proprietário a realizar manutenções muito antes do previsto.

Conclui-se que a utilização da tecnologia BIM na fase de concepção e projeto se mostra uma alternativa eficaz para a minimização das falhas por diversos erros humanos durante o dimensionamento e detalhamento. A possibilidade de visualização 3D da edificação e seus componentes, diminui consideravelmente o risco de incompatibilidades físicas entre os projetos. Outro fator que positivo na utilização da tecnologia BIM, é a viabilidade de desenvolver um trabalho simultâneo entre os diferentes envolvidos no processo de projeto da edificação, através da interoperabilidade entre as disciplinas.

REFERÊNCIAS

ALANI, Amir; PETERSEN, Andrew, CHAPMAN, Keith. **Applications of a developed quantitative model in building repair and maintenance – case study**. Facilities. v.19, n.5/6, 2001. p215-221.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2013). **NBR 15575**: Edificações Habitacionais - Desempenho, Rio de Janeiro.

CORREIA, Flaviana Silva Moraes et al. **ANÁLISE DOS PRINCIPAIS PROBLEMAS CONSTRUTIVOS DECORRENTES DE FALHAS DE PROJETO – ESTUDO DE CASO EM MACEIÓ-AL**. Ciências Exatas e Tecnológicas, Alagoas, v. 4, n. 2, p.57-72, nov. 2017.

EASTMAN, C. et al. BIM handbook: **A GUIDE TO BUILDING INFORMATION MODELING FOR OWNERS, MANAGERS, DESIGNERS, ENGINEERS AND CONTRACTORS**. 2a. ed., Hoboken:John Wiley & Sons, 2011.

GIL, A. C. **COMO ELABORAR PROJETOS DE PESQUISA**. 3ª. ed. São Paulo: Atlas, 2002

OLIVEIRA, Daniel Ferreira. **LEVANTAMENTO DE CAUSAS DE PATOLOGIAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL**. 2019. 97 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

SOUZA, Livia Laubmeyer Alves de. **DIAGNÓSTICO DO USO DO BIM EM EMPRESAS DE PROJETO DE ARQUITETURA**.2019. 107 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2009.

SOUZA, Vicente C. M.; RIPPER, Thomaz. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. 1ed. São Paulo: PINI, 2009.

ENSAIOS DE PROVA DE CARGA EM ACORDO COM A NBR 9607 (ABNT, 2012): ESTUDO DE CASO

Data de aceite: 01/06/2020

Data da submissão: 03/03/2020

Clayton Reis de Oliveira

Universidade do Estado de Minas Gerais –
UEMG, Curso de Engenharia Civil
Passos – MG.

<http://lattes.cnpq.br/4731181171706760>

Armando Lopes Moreno Júnior

Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP,
Faculdade de Engenharia Civil, Departamento de
Estruturas
Campinas – SP.

<http://lattes.cnpq.br/5004049383694261>

Luis Gustavo Simão de Oliveira

Universidade Federal de São Carlos - UFSCar
São Carlos – SP.

<http://lattes.cnpq.br/8242426902508855>

RESUMO: O teste de prova de carga proporciona a análise com grande precisão do comportamento real da estrutura, por se tratar de um teste executado na mesma englobando assim, todas as singularidades que o elemento estrutural possa ter sofrido durante sua confecção e utilização que possa afetar o seu funcionamento (falhas no projeto e execução da estrutura, omissão de manutenção, utilização

incorreta, exposição a intempéries entre outros). A norma nacional NBR 9607 (ABNT, 2012) recomenda a utilização do teste de prova de carga nas seguintes situações: dúvidas quanto a qualidade dos materiais de construção, utilização ou manutenção inadequada ou até mesmo uma nova utilização da edificação, diferente daquela inicialmente prevista no projeto. Esta pesquisa almeja apresentar os critérios mais importantes que devem ser considerados em uma prova de carga. Expor os procedimentos recomendados por norma, destacando os seguintes tópicos: prova de carga, recomendações para o ensaio de prova de carga, intensidade da carga aplicada, forma de aplicação do carregamento e os critérios de avaliação do ensaio. A partir da fundamentação teórica, fez-se um estudo de caso aplicando tais critérios e analisando seus resultados e definindo a carga a ser suportada pela estrutura analisada.

PALAVRAS-CHAVE: Avaliação estrutural, prova de carga, estruturas e concreto.

LOAD PROOF TEST IN ACCORDANCE WITH NBR 9607 (ABNT, 2012): CASE STUDY

ABSTRACT: The load proof test provides a very accurate analysis of the actual behavior of

the structure, since it is a test performed on it, thus encompassing all the singularities that the structural element may have suffered during its construction and use that may affect its performance (design failures and structure execution, maintenance omission, misuse, weather exposure, etc.). National standard NBR 9607 (ABNT, 2012) recommends the use of the load proof test in the following situations: doubts about the quality of the building materials, improper use or maintenance or even a new use of the building, different from the one originally foreseen. This research aims to present the most important criteria that should be considered in a load test. Expose the procedures recommended by standard, highlighting the following topics: load test, recommendations for the load test, applied load intensity, form of application of the load and the test evaluation criteria. From the theoretical foundation, a case study was done applying these criteria and analyzing their results and defining the load to be supported by the analyzed structure.

KEYWORDS: Structural evaluation, load test, structures and concrete.

1 | INTRODUÇÃO

As estruturas em concreto armado devem ser projetadas e construídas para que atendam requisitos de segurança, funcionalidade e estéticos que lhe sejam exigidos em função das solicitações e influências ambientais que atuam sobre elas durante seu período de vida útil. Nos últimos anos tem se observado grande degradação de estruturas em virtude de determinadas manifestações patológicas, associadas ao uso ou ambiente em que estas estruturas estão inseridas. Em várias partes do mundo tem-se verificado uma significativa degradação das estruturas de concreto armado, seja devido a exposições em ambientes agressivos, ao envelhecimento ou até mesmo a modificação do uso inicialmente previsto em projeto.

A construção de novas estruturas é tarefa difícil, especialmente se levarmos em consideração o grande volume de capital e tempo envolvidos. Entretanto, muitas estruturas podem ser utilizadas sem implicações de segurança, mediante uma avaliação estrutural. Nessa perspectiva, segundo Plewes e Schousboe (1967) duas alternativas podem ser empregadas na avaliação de uma estrutura existente: o método analítico ou o método experimental.

Assim, Doebelin (1990) salienta que os métodos analíticos exigem aplicações de hipóteses matemáticas, com o problema real simulado através de modelagem numérica. Em relação aos métodos experimentais, o autor observa que os mesmos revelam o comportamento real da estrutura sob carga. O teste de carregamento direto nessas estruturas - a chamada “prova de carga” é o meio aconselhado para resolver o problema. Desta forma, deve ser observado que o julgamento da real capacidade resistente de estruturas, de forma a orientar prováveis reforços (quando necessários) não pode ser exclusivamente assentado em procedimentos analíticos. O teste de carregamento direto

é o meio aconselhado para resolver o problema, pois ao colocarmos as estruturas nas condições para as quais foram projetadas, estaremos em condição de observar o seu real comportamento.

Buscando contribuir com a temática envolvendo testes de carregamentos em estruturas, esta pesquisa fez um levantamento geral dos aspectos normativos estabelecidos na NBR 9607 (ABNT, 2012) - “Concreto endurecido - prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido” e, como relevância pragmática apresentou resultados obtidos em um ensaio real de uma estrutura.

2 | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Descreve neste capítulo os principais conceitos envolvendo um teste de prova de carga, sua definição, recomendação de quando se deve utilizar tal ensaio, intensidade da carga de prova, formas de aplicação, os critérios de avaliação do ensaio para a obtenção correta dos resultados e os procedimentos para realização do ensaio.

2.1 Prova de Carga

De acordo com a NBR-9607 (ABNT, 2012) prova de carga é definida como sendo um conjunto de atividades destinadas a analisar o desempenho de uma estrutura através da medição e controle de efeitos causados pela aplicação de ações externas de intensidade e natureza previamente estabelecidas.

Existem dois tipos de prova de carga: a prova de carga estática, que consiste na observação do comportamento da estrutura sob carga estática e a prova de carga dinâmica que consiste basicamente na vibração da estrutura e observação de seu comportamento quando vibrada. Esse trabalho se limitará ao primeiro caso.

Um ensaio de prova de carga estática pode ser classificado como destrutivo ou não destrutivo. O ensaio destrutivo é empregado quando o objetivo é avaliar o comportamento da estrutura até a ruína, em situação última de carregamento, enquanto que no ensaio não destrutivo a estrutura, ou elemento estrutural é carregado a níveis de serviço, sem atingir à ruptura, permitindo assim que a estrutura possa ser colocada novamente em utilização, caso os resultados sejam aceitáveis.

Desta forma, o teste envolve a análise da resposta da estrutura sob a influência das cargas e interpretação dos resultados. Via de regra, a resposta da estrutura é por intermédio de deformações e deslocamentos.

2.2 Recomendações quanto à realização de um ensaio de prova de carga

Em alguns países existem regulamentos que estabelecem que certas estruturas de uso público (como pontes, por exemplo) devam ser entregues mediante uma prova de

carga. Do mesmo modo, também estabelecem situações específicas onde uma prova de carga deve ser executada obrigatoriamente.

No Brasil, a postura adotada em relação às estruturas de concreto usuais é a de que se estas forem executadas de acordo com o projeto e se os materiais empregados forem aprovados nos ensaios de controle de qualidade, admite-se a aceitação automática da estrutura. Para as obras viárias, são empregados os mesmos critérios relativos à qualidade dos materiais, fazendo-se paralelamente uma verificação do projeto estrutural.

De acordo com a norma brasileira NBR 9607 (ABNT, 2012), uma prova de carga é recomendada em casos de eventual alteração das condições de utilização da estrutura, no caso de fases construtivas que acarretem solicitações excepcionais em parte da estrutura, após acidentes ou anomalias observados durante a execução ou utilização de uma estrutura, na falta total ou parcial de elementos de projeto, quando as condições construtivas são desconhecidas ou com a finalidade de estudar o comportamento de estruturas.

3 | INTENSIDADE DA CARGA DE PROVA

De acordo com a norma nacional inicialmente os carregamentos de prova devem ser dimensionados com base no projeto e, na ausência deste deve ser levada em consideração a utilização originalmente prevista para a estrutura.

Desta forma, propõe um valor numérico chamado de fator de carregamento que tem por finalidade indicar o nível de solicitação que deve estar submetida uma seção ou ponto da estrutura durante uma prova de carga. O fator de carregamento Ψ é expresso por:

$$\psi = \frac{F_e}{F_d} \quad (1)$$

Onde F_e é o esforço solicitante teórico devido ao carregamento da prova de carga e F_d o esforço solicitante teórico devido ao carregamento de projeto. Também são estabelecidos dois parâmetros: a eficiência do carregamento e o fator de segurança do ensaio (F_s). A eficiência do carregamento é o menor valor obtido para o fator de carregamento. Já o fator de segurança (F_s) é o menor valor obtido para as relações entre os esforços resistentes (F_u) e os esforços solicitantes (F_e) ocasionados pelo carregamento de prova, e é expresso por:

$$F_s = \frac{F_u}{F_e} \quad (2)$$

sendo, F_u o esforço resistente último teórico da seção.

Assim, os ensaios são classificados em três categorias: básicos, rigorosos e excepcionais, em função da intensidade do carregamento. A Tabela 1, apresentada

pela norma brasileira estabelece o fator eficiência do carregamento em função do tipo e emprego do ensaio de prova de carga.

Ensaio	Eficiência do Carregamento	Emprego
Básicos	$0,5 < X \leq 1,0$	- recepção de estruturas em condições normais de projeto e construção; - estudo do comportamento da estrutura.
Rigorosos	$1,0 < X \leq 1,1$	- dimensões, qualidade e/ou quantidades dos materiais não atendem aos requisitos de projeto; - desconhecimento do projeto e/ou das condições construtivas; - alteração das condições de utilização prevista para a estrutura; - após acidentes ou anomalias observadas durante a execução ou vida útil de uma estrutura.
Excepcionais	$X > 1,1$ ^(A)	- passagem de cargas excepcionais; - fases construtivas que acarretem solicitações excepcionais em partes da estrutura.

Tabela 1 – Classificação das provas de carga. Fonte: NBR 9607 (ABNT, 2012).

(A) O coeficiente de segurança do ensaio em relação ao estado limite último de estrutura deve ser superior a 1,4, salvo nas condições de levar a estrutura à ruptura, para fins de pesquisa. (NBR 9607: 2012).

Um aspecto importante a ser ressaltado é que a NBR 9607 (ABNT, 2012) designa esforços solicitantes por “F”, contrariando a NBR 8681 (ABNT, 2003), na qual a designação “F” é dada a esforços resistentes.

3.1 Forma de aplicação do Carregamento

A norma especifica primariamente que as ações impostas na estrutura podem ser de natureza estática ou dinâmica, e quanto à permanência podem ser rápidas ou lentas. O número de carregamentos parciais ou de posições de carga sobre a estrutura deve ser em função da natureza do ensaio e do conhecimento da obra. Na realidade, não especifica claramente o número necessário de incrementos de carga a serem aplicados, mas recomenda que no mínimo quatro etapas de aplicação da carga deverão ser controladas antes de ser atingido o carregamento final da prova. A análise efetuada após cada incremento de carga é imprescindível para liberação da estrutura para as etapas posteriores de carga.

Um aspecto salientado pela norma é a análise imediata dos resultados. Essa análise deve ser feita após cada etapa do carregamento e chama a atenção para as análises dos valores residuais de deslocamentos obtidos após os descarregamentos, pois esses valores podem indicar o comportamento elástico da estrutura.

3.2 Critérios de aceitação segundo a NBR 9607 (ABNT, 2012)

A referida norma estabelece que os critérios de aceitação e os cálculos das previsões dos efeitos devem ser feitos com base no projeto. Para tanto, devem ser analisados

na memória de cálculo os seguintes aspectos: critérios de projeto, normas utilizadas, materiais especificados, carregamentos de projeto, coeficientes de segurança e relações entre as quantidades de materiais resultantes do dimensionamento e as existentes na estrutura.

Nos casos onde os registros técnicos são insuficientes ou não conhecidos, as investigações sobre a estrutura devem ser desenvolvidas através de inspeções à obra e consultas relativas à época da sua execução, devendo ser avaliados os seguintes aspectos:

- a. Características geométricas: execução de plantas “como construído”, das fôrmas, vinculações, juntas, etc.;
- b. Utilização prevista originalmente para a estrutura: sua finalidade original ou classe de rodovia ou ferrovia para a qual foi projetada;
- c. Condições de solicitações a que a estrutura já foi submetida: intensidade e frequência das cargas atuantes;
- d. Idade da estrutura;
- e. Normas vigentes por ocasião de sua execução: hipóteses de cálculo, materiais disponíveis, coeficientes de segurança prescritos;
- f. Análises de obras similares construídas na mesma época.

3.3 Execução de uma Prova de Carga Estática

3.3.1 Planejamento

Em trabalho de Bares e Fitzsimons (1975), é observado que a prova de carga propriamente dita pode começar somente depois que o procedimento inteiro foi planejado.

A primeira definição clara é o que se pretende analisar com o teste, pois as provas de carga constituem parâmetros tanto para verificar o comportamento último quanto em serviço, de uma estrutura ou elemento estrutural.

Definido a finalidade do ensaio, inicia-se então o processo de planejamento de todas as etapas do processo. Nesse sentido, nos casos de testes em estruturas é sugerida uma ampla interação entre a equipe responsável pelo teste e os engenheiros projetistas (quando possível).

Assim, cálculos são feitos para uma garantia prévia de orientações antes dos testes serem conduzidos, pois serão utilizados para estimarem a intensidade de carregamento e o valor das deformações a serem medidas. Também podem ser usados para julgar o procedimento esperado da prova de carga e a resposta da estrutura de maneira esperada.

3.3.2 *Trabalhos preliminares ao ensaio*

Na fase de preparação, a estrutura deve ser submetida a uma análise preliminar feita em primeira instância de forma visual. Esta análise deve ser convincente ao mostrar a necessidade do teste em si, pois ela determinará em que sentido os trabalhos devem ser conduzidos.

A norma NBR 9607 (ABNT, 2012) especifica que:

“Para efetivação de uma prova de carga é necessário o conhecimento das reais condições da obra em todos os seus aspectos, como projeto, materiais, controle de execução e estado de conservação e utilização”.

Uma avaliação estrutural é uma complexa interação entre dados ambientais e estruturais, dados de inspeções visuais, dados de testes in situ e de laboratórios de investigação.

Para atingir os objetivos propostos, a estrutura e todas suas partes deverão ser inspecionadas em detalhes para verificar se a construção satisfaz, pelo menos visualmente, todas as exigências mostradas no projeto (quando houver). Atenção deve ser dada ao estado de conservação dos materiais constituintes e se existem sinais aparentes de deterioração desses materiais.

3.3.3 *Instrumentação da estrutura e tipos de carregamentos utilizados*

Cánovas (1988) observa que as provas de carga são, em geral, caras e complexas e podem em alguns casos, ser perigosas. E por isso é preciso estudar muito detalhadamente toda a disposição de instrumentos, bem como das cargas, com o objetivo de simplificar o processo o máximo possível. Da mesma maneira, devem-se tomar medidas que impeçam o colapso estrutural no caso de ruptura na área ensaiada.

Atenção especial deve ser dada na etapa de instalação dos instrumentos de medidas. Muitos equipamentos exigem cuidados especiais na instalação, no caso do uso de sensores, a superfície de fixação deve ser preparada. Já os equipamentos mecânicos devem ser fixados na estrutura de forma nivelada.

A confiabilidade de um ensaio de prova de carga segundo Palazzo (2002) está relacionada com a qualidade dos instrumentos utilizados, sendo, portanto necessário que o uso de um determinado tipo de instrumento tenha sido previamente determinado de acordo com os objetivos do ensaio e dos resultados.

Um plano geral deve ser elaborado constando claramente seções e detalhes dos pontos a serem instrumentados, contendo: localizações, quantidade, e instalação detalhada de cada instrumento. As especificações devem apontar os responsáveis por cada atividade (instalação, calibração, manutenção, coleção de dados, e avaliação) e

fornecer instruções detalhadas para cada atividade. Outra etapa de grande importância é o tipo de carregamento a ser utilizado no ensaio. Cabe reiterar que, o carregamento de prova está associado à disponibilidade de materiais e é função do tipo de elemento que se pretende ensaiar, no caso de lajes, por exemplo, podem ser utilizados água, macacos hidráulicos, agregados ou sacos de areia. Já no caso de pontes rodoviárias e ferroviárias rotineiramente utiliza-se veículos próprios (ou adaptados) para esse fim.

3.3.4 Execução do ensaio

Palazzo (2002), descrevendo sobre a execução de provas de carga estática, comenta que o ensaio só é efetivado após todas as verificações e estudos necessários ao conhecimento da concepção da estrutura, o seu comportamento teórico frente aos carregamentos previstos para o ensaio e finalmente ao planejamento de toda logística como os tipos, números e posicionamento dos equipamentos, equipe envolvida, atividade envolvida por cada membro da equipe, tipo de carregamento a ser aplicado, duração do ensaio, etapas de carregamento, controle dos resultados, verificação dos efeitos observados, coleta e armazenamento dos dados.

Definido o tipo de carga a ser utilizado o processo de carregamento da estrutura deve ser feito de forma contínua, de modo a não causar impactos na estrutura. Após a aplicação de cada incremento a estrutura deve ter seu comportamento analisado, verificando as deformações e os deslocamentos e comparando com o modelo analítico. Atenção deve ser dada quanto à existência de sinais de ruptura nos elementos. Essa análise permite observar o aparecimento de fissuras e se a estrutura está se comportando de modo como esperado.

Ao se aplicar todo o carregamento, a estrutura deverá ser submetida a avaliações e comparações dos dados coletados com a resposta esperada, baseando-se em critérios de aceitação. Após essa etapa, passa-se então para a fase de descarregamento que também deve ser criteriosamente analisada através de coleta de dados e comparação com o comportamento na fase de carregamento. As comparações na fase de descarga permitem a verificação do comportamento elástico da estrutura.

A norma brasileira de projetos de estruturas de concreto, NBR 6118 (ABNT, 2014) “Projeto de estruturas de concreto - Procedimento” observa que quando for constatada a não conformidade final de parte ou do todo da estrutura, deve ser escolhida uma das seguintes alternativas:

- a. Determinar as restrições de uso da estrutura;
- b. Providenciar o projeto de reforço;
- c. Decidir para demolição parcial ou total.

3.3.5 Término das atividades

Encerradas todas as atividades, deverá ser elaborado um relatório do ensaio contendo as informações observadas na estrutura. A NBR 9607 (ABNT, 2012) recomenda que o relatório deva constar: identificação (da estrutura, proprietário, executor do ensaio, etc.), objetivo da prova, estado de construção da estrutura, estudo teóricos prévios, carregamento do ensaio, aparelhos de medidas, controles efetuados durante o carregamento da estrutura, definições das condições de utilização da estrutura e conclusão.

Desde a decisão de se executar uma prova de carga, sua execução, controle e relatório final do ensaio, a norma traça um fluxograma mostrado na Figura 1 a seguir que pode ser utilizado como parâmetro de um breve roteiro das atividades desenvolvidas em um ensaio de prova de carga.

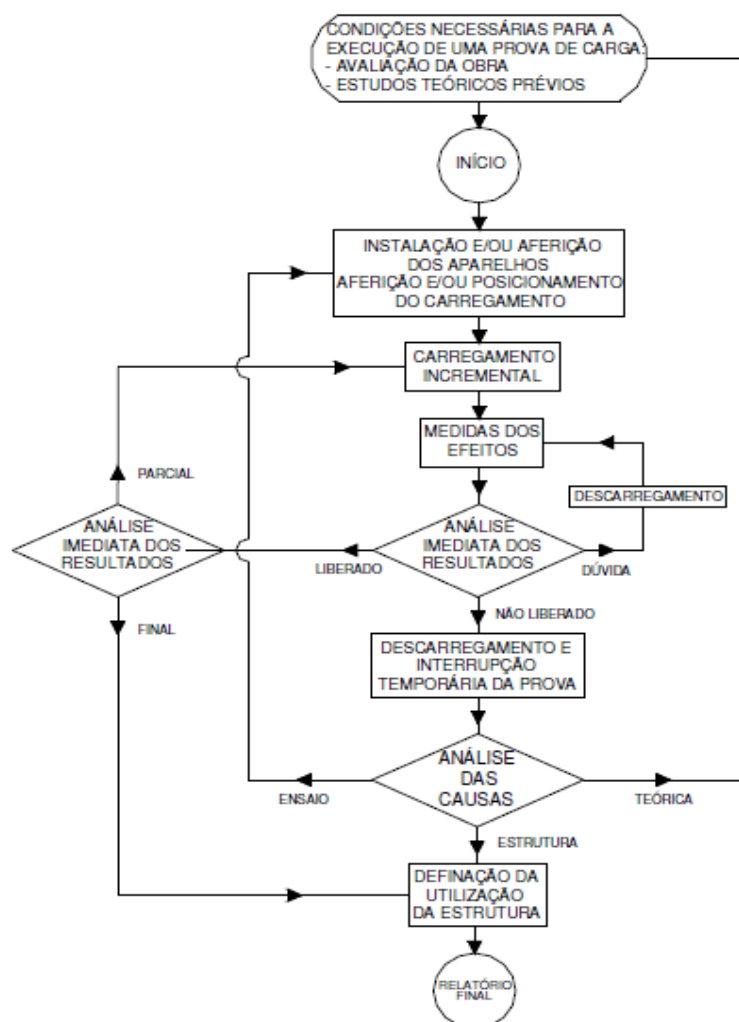


Figura 1: Fluxograma das atividades de controle de uma prova de carga. NBR 9607 (ABNT, 2012).

4 | METODOLOGIA DE PESQUISA

Este artigo pode ser considerado como uma pesquisa bibliográfica, tendo em vista o referencial teórico presente no capítulo 2. Todavia, do ponto de vista de aplicação prática pode-se conceituá-lo como um estudo de caso, visto que é apresentado um exemplo a ser analisado no capítulo subsequente. Assim sendo, para cumprir com os objetivos propostos a metodologia desenvolvida na elaboração deste trabalho se dividiu em duas etapas, a saber:

- Levantamento bibliográfico: Nesta etapa procurou levantar os principais conceitos e definições sobre o ensaio de Prova de Carga, apresentando todas as recomendações propostas pela norma brasileira;
- Estudos de caso: A partir do embasamento teórico descrito foi possível apresentar um exemplo de ensaio de prova de carga executado pelo Prof^o. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior, mostrando-se factível expor todo o procedimento e critérios adotados.

5 | ESTUDO DE CASO

É de grande importância para o desenvolvimento científico apresentar exemplos práticos a partir de teorias e recomendações extraídas por normas técnicas, livros e recomendações de autores consagrados. Com este pensamento, apresenta-se um exemplo prático de um ensaio de prova de carga em lajes maciças em concreto armado, realizado pelo Prof^o. Dr. Armando Lopes Moreno Júnior.

O painel, em que se realizou o ensaio, corresponde ao nível intermediário de uma edificação industrial, como mostrado na Figura 2. O ambiente inferior ao painel era ocupado por laboratórios da indústria e em seu ambiente superior encontravam-se depositados materiais utilizados na produção da industrial.



Figura 2: Vista dos pavimentos inferior e superior do painel de laje a ser analisado

O pavimento em questão não possuía projeto estrutural, ou seja, não possuía especificações das dimensões dos elementos estruturais, detalhamento de suas armaduras, resistências do concreto e dos aços empregados durante a execução do painel e, também, era desconhecido o tipo de fundação empregado na obra.

O “*layout*” da fábrica passou por constantes modificações. A região superior do painel estava sendo utilizada para depósito de material da fábrica, sempre foi uma incógnita na elaboração de qualquer “*layout*”, uma vez que especificações quanto ao carregamento limite permitido à região não existiam.

Antes de submetido à prova de carga, encontrava-se atuando no painel um carregamento correspondente a aproximadamente 300 kgf/m², referente ao estoque de matéria prima da indústria. Por todo o painel empilhadeiras cuja carga total (peso da empilhadeira + carga de transporte) podia alcançar os 4.700 kgf com livre movimentação.

Assim, em oposição ao que descrito no item 2.3 sobre o nível de solicitação que deve estar submetida uma seção ou ponto da estrutura durante uma prova de carga conforme estabelecido na norma nacional, o teste em questão foi executado com o objetivo de determinar o máximo carregamento uniformemente distribuído que o pavimento analisado poderia ser submetido, com segurança.

A Figura 3 ilustra a disposição, em planta, dos elementos estruturais constituintes do painel. Pilares, vigas e lajes em concreto armado do painel analisado são ilustrados a seguir.

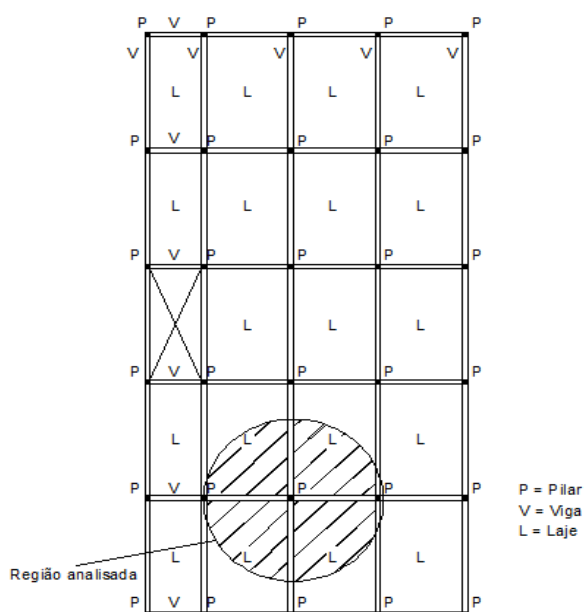


Figura 3: Disposição em planta da estrutura do painel em análise

Analisando-se a disposição dos elementos estruturais do painel ilustrado na Figura 3, notou-se uma conveniente simetria. Esta simetria foi aproveitada na definição de

uma região do painel que, uma vez submetida à prova de carga pudesse representar o comportamento do painel como um todo, ou seja, os resultados da prova de carga desta região pudessem ser tomados como representativos do comportamento geral do painel.

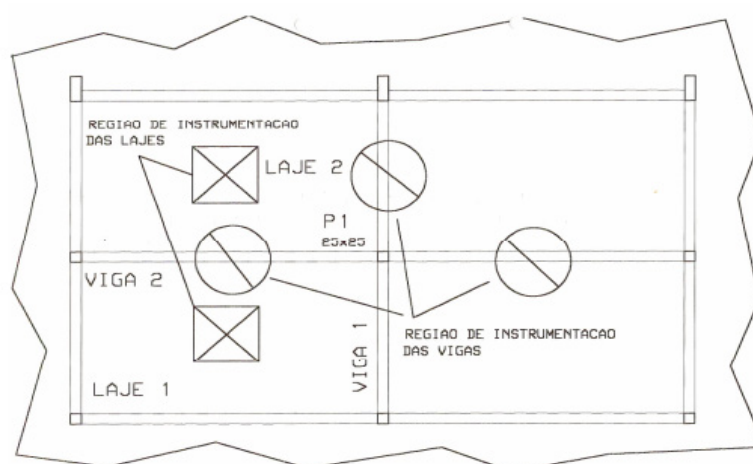


Figura 4: Região representativa do painel – região de carga

5.4 Fases da Prova de Carga

Os trabalhos relativos à prova de carga do painel de lajes em concreto armado da edificação industrial foram divididos em fases específicas, relacionadas a seguir.

- **Trabalhos de Inspeção:** onde os elementos estruturais do painel foram caracterizados em relação às dimensões, bitolas e disposição das armaduras longitudinais e transversais;
- **Instrumentação:** onde pontos escolhidos dos elementos estruturais foram instrumentados de maneira a se obter, basicamente, valores relativos às deformações nas armaduras e no concreto (deslocamentos verticais (flechas) em função da carga aplicada). Na instalação dos extensômetros elétricos, vale destacar, com o auxílio de uma talhadeira manual, removeu-se o cobrimento do concreto através de picoteamento e os instrumentos foram fixados;
- **Ensaio de Caracterização:** onde características mecânicas dos materiais envolvidos (concreto e aço) foram obtidas;
- **Carregamento:** onde a região escolhida fora carregada; com incrementos de carga e posição do carregamento controlado.

De maneira a se monitorar a variação das deformações nas armaduras dos elementos estruturais com a evolução do carregamento na região representativa do painel, as armaduras longitudinais e/ou transversais destes elementos foram instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência. Os pontos de instrumentação escolhidos foram apresentados na Tabela 2:

Ponto de medida das deformações com a evolução do carregamento	Localização dos instrumentos de medida
V1 (meio do vão do primeiro tramo)	Na armadura longitudinal da VIGA 2 (primeira das 3 barras de 16,0 mm);
V2 (meio do vão do primeiro tramo)	Na armadura longitudinal da VIGA 2 (segunda das 3 barras de 16,0 mm);
V3 (meio do vão do primeiro tramo)	Na armadura longitudinal da VIGA 2 (terceira das 3 barras de 16,0 mm);
V4 (meio do vão do segundo tramo)	Na armadura longitudinal da VIGA 2 (primeira das 3 barras de 16,0 mm)
V5 (meio do vão do segundo tramo)	Na armadura longitudinal da VIGA 2 (segunda das 3 barras de 16,0 mm);
V6 (meio do vão do segundo tramo)	Na armadura longitudinal da VIGA 1 (primeira das 3 barras de 16,0 mm);
V7 (meio do vão do segundo tramo)	Na armadura da VIGA 1 (segunda das 3 barras de 16,0 mm);
L1	Na armadura longitudinal da LAJE 2 (barra de 6,3 mm – direção xx);
L2	Na armadura longitudinal da LAJE 2 (barra de 10,0 mm – direção yy);
L3	Na armadura longitudinal da LAJE 1 (barra de 6,3 mm – direção xx);
L4	Na armadura longitudinal da LAJE 1 (barra de 10,0 mm – direção yy)
P1	Na armadura longitudinal do PILAR 1 (primeira das barras de 12,5 mm);
P2	Na armadura longitudinal do PILAR 1 (segunda das 4 barras de 12,5 mm)
P3	Na armadura transversal (estribos) do PILAR 1 (barras de 6,3 mm a cada 20 cm).

Tabela 2: Pontos de Instrumentação

As Figuras 5 e 6 mostram detalhes da instrumentação.

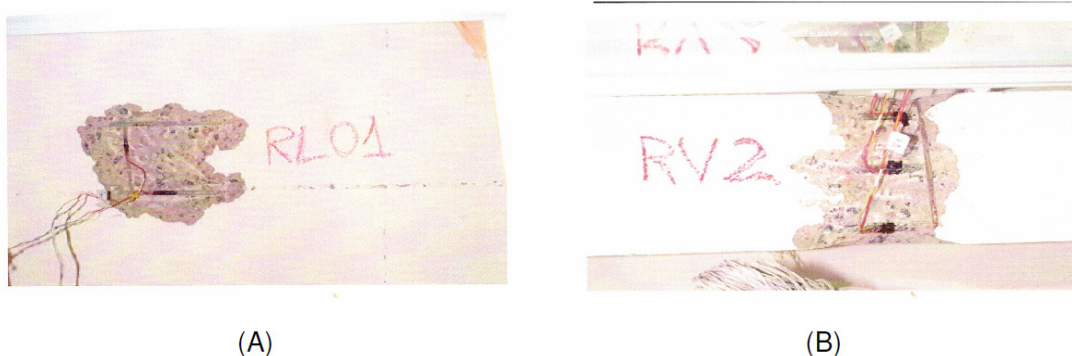


FIGURA 5: (A) Instrumentação da laje 01 (deformação nas armaduras longitudinal e transversal). (B) Instrumentação da viga V2 (deformação nas armaduras longitudinais)



FIGURA 6: Instrumentação das armaduras do pilar central (recuperação após a instrumentação)

Para o monitoramento de variação das deformações no concreto das vigas e do pilar com a evolução do carregamento na região do painel, o banzo comprimido das vigas e o pilar na região de apoio das vigas, foram instrumentados com extensômetros elétricos de resistência. Os pontos de instrumentação escolhidos são mostrados na Tabela 3.

Ponto de medida das deformações com a evolução do carregamento	Localização dos instrumentos de medida
V11 (no banzo comprimido)	Na região do meio do vão do primeiro tramo da VIGA 2 - face esquerda;
V13 (no banzo comprimido)	Na região do meio do vão do primeiro tramo da VIGA 2 face direita;
P11	No PILAR 1 – posicionado no encontro do primeiro tramo da VIGA 1 com o pilar;
P12	No PILAR 1 – posicionado no encontro do segundo tramo da VIGA 2 com o pilar;
P13	No PILAR 1 – posicionado no encontro do segundo tramo da VIGA 1 com o pilar;
P14	No PILAR 1 – posicionado no encontro do primeiro tramo da VIGA 2 com o pilar

Tabela 3: Pontos de Instrumentação

A variação dos deslocamentos verticais das vigas e das lajes e o recalque do pilar interno com a evolução do carregamento na região representativa do painel, foi observada instalando defletômetros mecânicos na face inferior das vigas e das lajes e na região de apoio das vigas com o pilar interno, como mostrados na Tabela 4.

Ponto de medida dos deslocamentos verticais	Localização dos instrumentos de medida
RL01	No meio da LAJE 01
RL02	No meio da LAJE 02
RV01	No meio do vão do segundo tramo da VIGA 1
RV02	No meio do vão do primeiro tramo da VIGA 2
RV02B	No meio do vão do segundo tramo da VIGA 2
RP1	Na região de apoio do primeiro tramo da VIGA 1 com o PILAR 1
RP2	Na região de apoio do primeiro tramo da VIGA 1 com o PILAR 1

Tabela 4: Pontos de Instrumentação

A Figura 7 mostra a instrumentação do pilar com o defletômetro mecânicos para determinação da evolução dos deslocamentos verticais com o carregamento do painel.

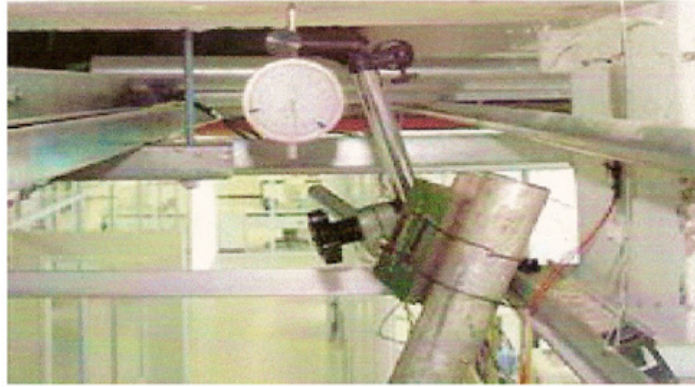


FIGURA 7: Instrumentação do pilar (recalque da fundação)

5.4 Fases da Prova de Carga

O painel foi carregado com sacos de areia de 50 kg dispostos de maneira que o carregamento em cada metro quadrado das lajes do painel fosse conhecido. Dessa forma, o carregamento da região representativa do painel a ser posta à prova, foi dividido em etapas.

A primeira etapa constava no carregamento da laje 2, a etapa seguinte correspondia ao carregamento da laje 1 mais a laje 2. A etapa 3 correspondia a carga total do painel. Já na quarta etapa, duas das maiores empilhadeiras da fábrica, com carga total de aproximadamente 4.700kg cada uma, foram colocadas em movimento sobre a região analisada. A Figura 8 mostra as etapas 2 e 4.



(A)



(B)

FIGURA 8: (A) Carregamento das lajes L01 e L02. (B) Movimentação das empilhadeiras sobre o painel

Em cada uma das etapas a região foi carregada em incrementos de carga controlados até um valor máximo de carga correspondente a 70% da deformação de início de escoamento de alguma das armaduras instrumentadas e, então, descarregada.

No caso das lajes e do pilar a deformação máxima de interrupção de carga foi tomada como 0,14%, ou seja, 70% da deformação de início de escoamento da armadura do pilar, tomada por segurança, como 0,203%.

No caso das vigas, a deformação máxima de interrupção de carga foi tomada como 0,075%, ou seja, metade da deformação máxima (0,14%) adotada para as barras de 16 mm das vigas, uma vez que estas deformações estavam sendo tomadas em região de momento positivo máximo na viga (corresponde a aproximadamente metade do valor do máximo momento negativo que ocorreria na viga, na região sobre o apoio do pilar interno).

A deformação nas armaduras foi limitada a 70% da deformação correspondente ao início de escoamento da armadura respectiva. Este procedimento foi adotado de maneira a se prevenir eventuais deformações residuais nestas armaduras ao final de cada etapa de carga.

Ao final de cada incremento de carga de cada etapa realizada, as leituras de deformação nas armaduras de deformação no concreto e de deslocamentos verticais eram anotadas, avaliando a capacidade de cada elemento estrutural e observando a ocorrência de fissuras. Durante qualquer das etapas de carga previstas nenhuma destas fissuras foi observada.

6 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com base nos resultados obtidos durante o ensaio, pôde-se perceber que o carregamento limite a ser aplicado ao painel esteve condicionado à deformação limite nas armaduras longitudinais das vigas. Pois, dos elementos estruturais analisados - lajes, vigas, pilar e bloco de fundação, a viga que mostrou a menor capacidade resistente, no caso, à flexão.

A armadura longitudinal da VIGA 02 foi a primeira a alcançar a deformação máxima estipulada (0,075%) para interrupção de carga na região representativa do painel. Este fato se repetiu para as três etapas de carga, ETAPA 1, ETAPA 2 e ETAPA 3.

Descontado desta deformação limite, a máxima deformação obtida para a armadura longitudinal referente à ETAPA 4 de carregamento do painel, ou seja, referente ao efeito das empilhadeiras carregadas pôde ser tomada como 0,023%, obtendo uma deformação limite máxima para a armadura longitudinal de 0,078%.

A esta deformação de 0,078% corresponde um carregamento distribuído de 950 kgf/m². Este carregamento máximo é representativo de uma situação de ruptura do painel, ou seja, uma vez submetida a este carregamento a estrutura pode ser danificada.

De acordo com os procedimentos atuais de dimensionamento de estruturas em concreto armado, o carregamento de ruptura ou de dimensionamento seria o carregamento atuante majorado do coeficiente de majoração dos esforços, ou seja, 1,4.

Desta maneira, tem-se como carregamento máximo permitido com segurança no painel analisado, o valor de 950/1,4, ou seja, 650 kgf/m². Este carregamento máximo permitido no painel fora limitado, principalmente, pela resistência à flexão das vigas.

Carregamentos superiores ao sugerido seriam possíveis desde que sejam tomadas providências relativas ao reforço dos elementos estruturais do painel - vigas e pilares – e relativas ao reforço das fundações.

7 | CONCLUSÕES

Tem sido verificada em várias nações incluindo o Brasil, uma degradação das estruturas de concreto armado devido ao envelhecimento e/ou por razões associadas à mudança de uso inicialmente previsto. Mas percebe-se também que muitas dessas estruturas podem ser reutilizadas mediante uma avaliação estrutural.

Um ensaio de prova de carga é o teste mais indicado quando existem dúvidas sobre o comportamento estrutural, além de mais eficiente no caso da estrutura ter sido acometida de um sinistro ou ser posta em outro uso para o qual não foi projetada. Este ensaio permite analisar o comportamento da estrutura em serviço e também estimar ações futuras a serem tomadas em eventuais medidas de reparo.

Embora constituam uma grande ferramenta para avaliação experimental das estruturas, um ensaio para ser eficiente e seguro deve ser executado dentro de padrões e especificações normativas.

Desta forma, tentando prestar grande serviço à comunidade técnico/científica da área, este trabalho apresentou os principais procedimentos de aplicação e avaliação dos resultados do ensaio conhecido como “prova de carga”, especificado pela norma nacional NBR 9607 (ABNT, 2012).

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9607 – Concreto endurecido – prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido**. Rio de Janeiro, 2012.

BARES, R. FITZSIMONS, N. **Load tests of buildings structures**. Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 101, No. ST5, May, pp. 1111-1123, (1975).

CÁNOVAS, M.F. **Patologia e terapia do concreto armado**. São Paulo, (1988).

CASADEI, P., PARRETTI, R., NANI, A., HEINZE T. **In-situ load testing of parking garage rc slabs: comparison between 24-hour and cyclic load testing**. University of Missouri – Rolla, Missouri, (2003). Disponível em < <http://campus.UMR.edu/rb2c/publications/journal/2004/casa3.pdf>.

DOEBELIN, E.O. **Measurement systems - applications and design**, New York, McGraw-Hill, (1990).

OLIVEIRA, C. R. **Prova de carga em estruturas de concreto**. 2006. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP.

PALAZZO, D. **Monitoramento de pontes por meio de levantamentos topográficos – um estudo de caso**. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal do Paraná. Curitiba, (2002).

PLEWES, W. G.; SCHOUSBOE, I. **Strength evaluation of existing concrete buildings**. ACI Committee 437, n.64-61, p.1-6, (1967).

ROCHA, P.F. **Ensaio de verificação de estruturas**. IPT, São Paulo, (1942).

ROCHA, S.F.; TERNI A.W.; FERREIRA, J.B.; MANFREDINI, C. **A flexibilidade de monitorização das provas de carga utilizando-se água**. 41º CONGRESSO IBRACON, SALVADOR, (1999).

PERÍCIA EM SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO

Data de aceite: 01/06/2020

Marcelo de Jesus Rodrigues da Nóbrega

Professor da UNIGAMA

Professor Associado do CEFET-RJ

Professor da Universidade Santa Úrsula

Engenheiro da Prefeitura do Rio de Janeiro

Perito Judicial do TJRJ

Pós-Doutor em Engenharia – UERJ

Doutor em Engenharia Mecânica – PUC-Rio

Mestre em Tecnologia – CEFET-RJ

Especialista Engenharia de Meio Ambiente –
UNIG

Especialista em Gestão Ambiental – UCAM

Especialista em Saneamento –FAVENI

Especialista em Engenharia de Segurança do
Trabalho – Faculdade Silva e Souza

Especialista em Docência do Ensino Superior --
Faculdade São Judas Tadeu

Engenheiro Civil e Licenciado em Matemática –
UNISUAM

Engenheiro Mecânico – CEFET-RJ

engmarcelocefet@terra.com.br

RESUMO: Este trabalho trata de uma revisão da literatura sobre tratamento de esgoto sanitário, especificamente no Estado do Rio de Janeiro. É apresentada sua relação com a perícia judicial e quais situações o perito do juízo ou assistência

técnico da parte devem estar atentos. A maior ênfase é dada as questões envolvendo o tratamento de esgoto em residências ou pequenos conjuntos residenciais, bem como os impactos geradas na saúde da população de acordo com a Organização Mundial de Saúde (OMS). O principal sistema abordado é o de fossa-séptica, preconizado pela NBR 7229/1993 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e pela Diretriz do Instituto Estadual do Ambiente do Estado do Rio de Janeiro (INEA) denominada DZ 215/R4. Conclui-se sobre a relevância do projeto, conhecimento de normas técnicas, da legislação local, execução de obras e posterior verificação como essenciais para minimizar os impactos ao meio ambiente e também a população local.

PALAVRAS-CHAVE: Saneamento, Esgoto, Perícia Judicial, Legislação.

1 | INTRODUÇÃO

O saneamento é uma preocupação mundial por se tratar por um lado de questões ambientais, e por outro por englobar de maneira direta a saúde da população.

As principais questões ambientais envolvidas referem-se ao lançamento de efluentes líquidos não tratados no ambiente

natural, gerando impactos na fauna e flora local. Já os aspectos relacionados a saúde da população, estes estão relacionados com doenças causadas e má qualidade de vida.

Neste sentido, o presente trabalho aborda uma revisão da literatura, em especial, da legislação do Estado do Rio de Janeiro, publicada pelo Instituto do Meio Ambiente (INEA), por meio de diretrizes institucionais e também pela aplicação de normas técnicas relacionadas. É dada ênfase ao tratamento de esgotos em residências e conjuntos habitacionais, face a sua grande presença no Estado do Rio de Janeiro.

A solução do problema desta tipologia de atividade, no caso residencial, passa, em tese, pela melhor qualificação dos profissionais atuantes na área, por uma legislação mais clara e objetiva, além do correto licenciamento ambiental, dentre outros a serem apresentados neste trabalho.

Assim, o objetivo deste trabalho é sistematizar a legislação aplicada ao Estado do Rio de Janeiro para o caso de perícias judiciais em sistemas de tratamento de esgotos de cunho residencial e suas implicações para o perito judicial

Desta forma o trabalho desenvolvido visa, dentre outros aspectos, contribuir para uma reflexão da sociedade e do poder público, face a relevância do tema e seus impactos na saúde e meio ambiente.

O procedimento metodológico foi realizado por meio de pesquisa da bibliografia, usando também sua equação típica para o dimensionamento do sistema em estudo.

2 | DESENVOLVIMENTO

No mundo de maneira geral, os sistemas de tratamento de esgotos de origem sanitária são divididos da seguinte maneira:

- Tratamento geral: estações tratamento (ETE) da concessionária
- Tratamento local: fossa séptica, filtros anaeróbios, ETE), etc.

A figura 1 ilustra um tratamento geral e esgoto sanitário, contendo uma ETE da concessionária.

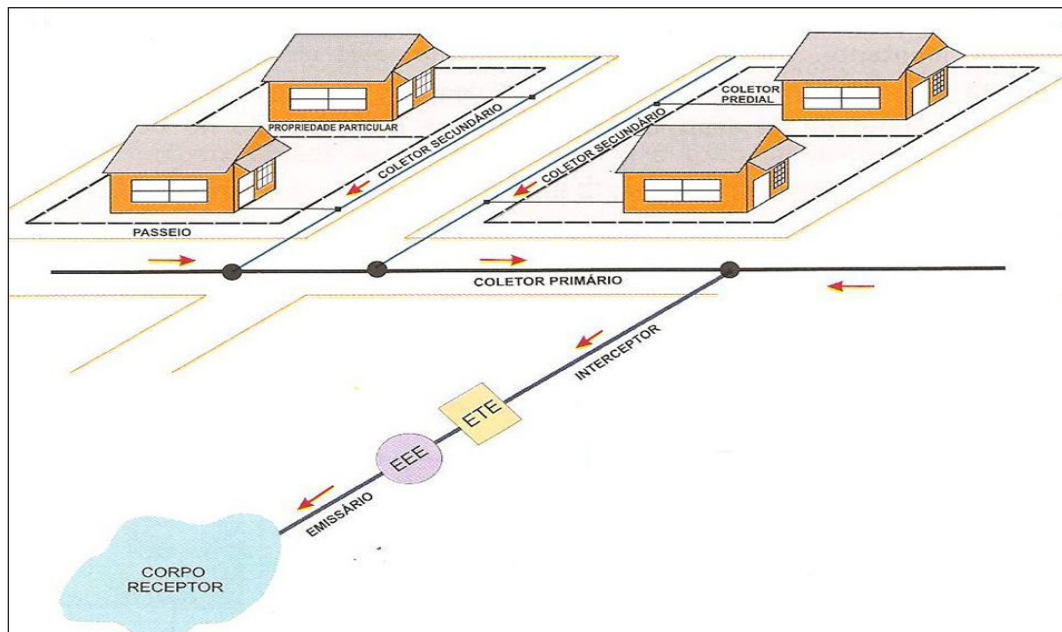


Figura 1: Sistema de coleta convencional de esgoto

Fonte: Vargas (2010)

Verifica-se desta forma que o efluente sanitário gerado pelas residências encaminhado para uma ETE única, com eficiência mínima de 85%, conforme DZ-215/R4 do INEA, sendo explorado mais à frente neste trabalho.

O tratamento local é usualmente feito por sistema de fossa-séptica, conforme mostrado a figura 2.

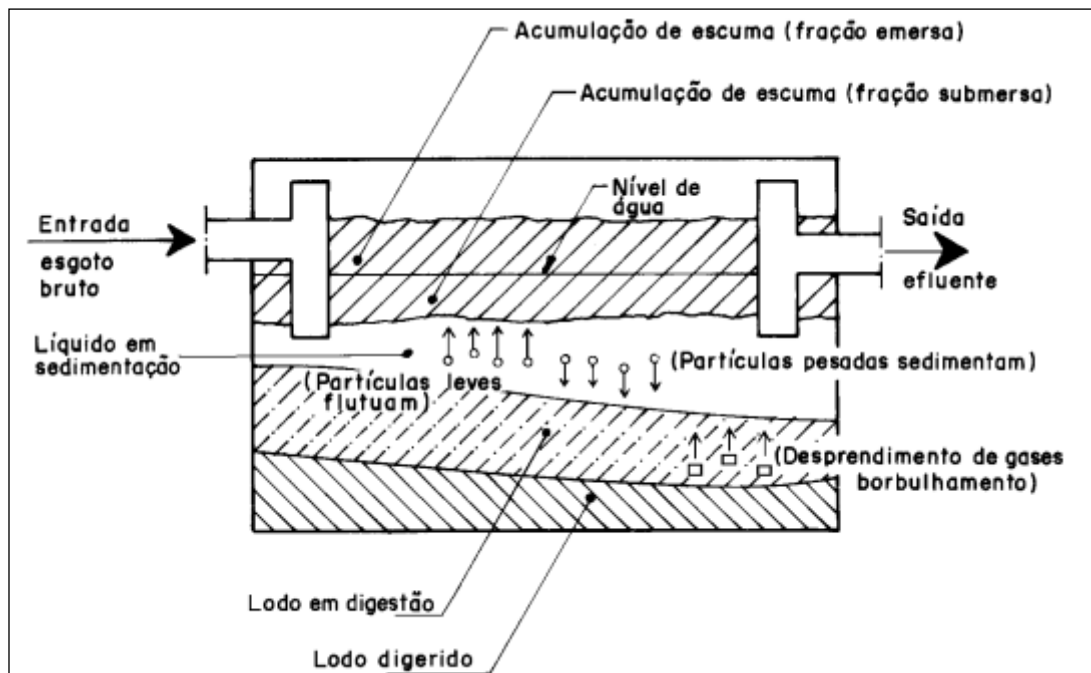


Figura 2 – Princípio básico de funcionamento da fossa-séptica

Fonte: ABNT NBR 7229/1993

De acordo com a figura 2 o esgoto bruto entra a esquerda, onde uma parte mais densa é depositada no fundo da fossa-séptica (matéria orgânica), sendo a fração líquida escoada pela saída da direita. Entre parte líquida e a matéria orgânica há o desprendimento de gases e a presença de líquidos em sedimentação.

A Resolução CONAMA nº 237/1997 dispõe sobre a revisão e complementação dos procedimentos e critérios utilizados para o licenciamento ambiental em todo território nacional. Nesta resolução verifica-se a necessidade do licenciamento de sistemas de tratamento de esgoto, exceto quanto há legislação específica em contrário

2.1 Projeto do Sistema Fossa-Séptica

A DZ-215/R4 do INEA – A Diretriz estabelece o controle de carga orgânica biodegradável em efluentes líquidos de origem sanitária, que estabelece exigências de controle da poluição de águas que resultem na redução de carga orgânica biodegradável de origem sanitária, abrangendo as seguintes atividades e inclui disposições para comunidades de baixa renda:

- Atividades não industriais: loteamentos, edificações residenciais multifamiliares, grupamentos de edificações residenciais multifamiliares, centros comerciais, pequenas e grandes estruturas de apoio e embarcações de pequeno e médio portes, edifícios públicos, estabelecimentos de serviços de saúde, escolas, hotéis e similares, restaurantes, mercados e hipermercados, centro de convenções, portos, aeroportos, autódromos, atividades agropecuárias, canteiros de serviços, sistemas de tratamento de esgotos sanitários e ETEs de Concessionárias de Serviços de Esgotos.
- Esgotos sanitários gerados em indústrias com sistema de tratamento independente.

O projeto do sistema fossa-séptica é precedido da sua real aplicabilidade. Na tabela 1 verifica-se que sua eficiência mínima esperada é de 30%, para uma população contribuinte de até 100 pessoas. A partir de 101 pessoas até 500 deve se empregar também um filtro anaeróbio, aumentando sua eficiência para 65%, neste caso devendo obedecer a NBR 13.969/1997 - Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - Projeto, construção e operação, a qual não é objeto deste estudo.

Carga Orgânica Bruta (C) (kg BDO/dia) ⁽¹⁾	Número de Funcionários	Eficiência Mínima de Remoção de DBO (%) ⁽²⁾	Exemplo de Tipo de Tecnologia
$C \leq 5$	Até 100	30 ⁽³⁾	Fossa séptica (3)
$5 < C \leq 25$	De 101 a 500	65	Fossa séptica + filtro anaeróbio
$25 < C \leq 80$	De 501 a 1.500	80	Reator de manta de lodo + biofiltro aerado
$C > 80$	Acima de 1.500	85	Lodos ativados

Notas:

1 – Carga orgânica produzida por dia.

2 – Eficiências mínimas do sistema projetado, em termos de remoção de DBO e RNFT (ou SST).

3 – Condição válida considerando-se a possibilidade de infiltração adequada do efluente da fossa séptica no solo ou a existência de rede coletora; caso contrário, deverá ser implantado tratamento complementar através de filtro anaeróbio, ou similar de eficiência equivalente.

Tabela 1: Eficiência e tipo de tratamento mínimo exigido.

Fonte: DZ-215.R-4 /2007

De acordo com a NBR 7229/1993 da ABNT, o volume útil do tanque séptico de ser calculado pela Equação (1):

$$V = 1000 + N(C \times T + K \times Lf) \quad \text{Equação (1)}$$

Sendo: V : volume útil, em litro; N : número de pessoas ou unidades de contribuição; C : contribuição de despejos, em litros/pessoa x dia ou em litros/unidade x dia (Tabela 2); T : período de detenção, em dias (Tabela 3); K = taxa de acumulação de lodo digerido em dias, equivalente ao tempo de acumulação de lodo fresco (Tabela 4); Lf = Contribuição de lodo fresco, em litro/pessoa x dia ou em litro/unidade x dia (Tabela 5)

A Tabela 2 apresenta a contribuição diária de esgoto (C) e de lodo fresco (Lf) por tipo de prédio e de ocupante

Prédio	Unidade	Contribuição (C) e Lodo Fresco (Lf)	
1. Ocupantes permanentes			
- Residência			
Padrão alto	Pessoa	160	1
Padrão médio	Pessoa	130	1
Padrão baixo	Pessoa	100	1
- Hotel (exceto lavanderia e cozinha)	Pessoa	100	1
- Alojamento provisório	Pessoa	80	1

2. Ocupantes temporários			
- Fábrica em geral	Pessoa	70	0,30
- Escritório	Pessoa	50	0,20
- Edifícios públicos ou comerciais	Pessoa	50	0,20
- Escolas (externatos) e locais de longa permanência	Pessoa	50	0,20
- Bares	Pessoa	6	0,10
- Restaurantes e similares	Refeição	25	0,10
- Cinemas, teatros e locais de curta permanência	Lugar	2	0,02
- Sanitários públicos *	Bacia sanitária	480	4,00

* Apenas de acesso aberto ao público (estação rodoviária, ferroviária, logradouro público, estádio esportivo, etc.)

Tabela 2: Contribuição diária de esgoto (C) e de lodo fresco (Lf) por tipo de prédio e de ocupante

Fonte: ABNT NBR 7229/1993

A Tabela 3 apresenta o período de detenção dos despejos, por faixa de contribuição diária, para a determinação do valor de L

Contribuição Diária (L)	Tempo de Detenção	
	Dias	Horas
Até 1500	1,00	24
De 1501 a 3000	0,92	22
De 3001 a 4500	0,83	20
De 4501 a 6000	0,75	18
De 6001 a 7500	0,67	16
De 7501 a 9000	0,58	14
Mais que 9000	0,50	12

Tabela 3: Período de detenção dos despejos, por faixa de contribuição diária

Fonte: ABNT NBR 7229/1993

A Tabela 4 determina a taxa de acumulação total de lodo (K), em dias, por intervalo entre limpezas e temperatura do mês mais frio.

Intervalo Entre Limpezas (anos)	Valores de K por Faixa de Temperatura Ambiente (t), em °C		
	t ≤ 10	10 ≤ t ≤ 20	t > 20
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

Tabela 4: Taxa de acumulação total de lodo (K), em dias, por intervalo entre limpezas e temperatura do mês mais frio

Fonte: ABNT NBR 7229/1993

Os tanques sépticos, sinônimos de fossa-séptica, podem ser cilíndricos ou

retangulares, empregados em situações de maior e menor profundidade, respectivamente. As medidas internas do tanque apresentam valores mínimos preconizados na NBR 7229/1993, profundidade útil com valores mínimos e máximos recomendados (Tabela 4), diâmetro interno mínimo de 1,10 m, largura interna mínima de 0,80 m e relação comprimento/largura (para tanques retangulares) mínima de 2:1 e máxima de 4:1.

Já na Tabela 5 é determinada a profundidade mínima e máxima, por faixa de volume útil

Volume Útil (m ³)	Profundidade Útil Mínima (m)	Profundidade Útil Máxima (m)
Até 6,0	1,20	2,20
De 6,0 a 10,0	1,50	2,50
Mais que 10,0	1,80	2,80

Tabela 5: Profundidade útil mínima e máxima, por faixa de volume útil

Fonte: NBR 7229/1993

De acordo com CREDER (2012) o projeto de sistemas residências de esgoto sanitário são apresentadas as seguintes normas:

- ABNT NBR 8160. **Sistemas prediais de esgoto sanitário: Projeto e execução.** Rio de Janeiro, 1999.
- ABNT NBR 9649. **Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário.** Rio de Janeiro, 1986.

O correto dimensionamento do sistema de tratamento de esgoto sanitário evitará impactos a saúde da população. Neste sentido a Organização Mundial da Saúde (OMS, 2018) lançou as *Diretrizes sobre Saneamento e Saúde (Guidelines on Sanitation and Health)* com um conjunto de regras que estimulam práticas ambientalmente corretas para o saneamento e conseqüentemente a promoção da saúde.

SERTÃ JUNIOR (2019) e FIKER (2011) detalham didaticamente os cinco princípios metodológicos dada perícia de engenharia:

O Princípio da Observação devendo ser observados nas diligências aspectos relacionados aos pontos contravertidos da lida, no que refere ao aspecto regulatório e técnico por parte do perito.

No Princípio da Análise devem ser analisados os fatos narrados na petição inicial, contestação, replica e documentos técnicos. No caso de tratamento de esgotos, deve-se verificar as informações da concessionária e o projeto aprovado de esgoto.

Já no Princípio da Interpretação no caso da engenharia é comum a relação de causa versus efeito para configurar a objeto da lide.

No Princípio da Descrição: descrição detalhadamente do ocorrido durante a diligência física (vistoria) e processual.

Por fim, no Princípio da Documentação ao perito cabe verificar toda a documentação

disponível e necessária para elaboração do laudo pericial de engenharia.

3 | CONCLUSÃO

Conclui-se com este trabalho que a deficiência no tratamento de efluentes de origem sanitário ainda causa diversos males a sociedade, quer por questões ambientais, quer seja por impactos à saúde pública.

Foram estudados a legislação ambiental para o caso específico do Estado do Rio de Janeiro, no que tange as instalações residências de esgoto, dando também um panorama sobre outros tratamentos de situações diversas.

No que se refere a perícia judicial na área de sistemas de tratamento de esgoto, este trabalho contribui pela sistematização do estudo e aplicação direta pelo perito do juízo. O perito deve estar atendo ao correto sistema a ser utilizado, ao efetivamente em uso e ao projeto aprovado pela concessionária local ou órgão ambiental.

Por fim verifica-se a grande importância da aplicação da NBR 7229/1993 da ABNT em conjunto com DZ-215/R4 do INEA, que possibilitam a minimização dos impactos na sociedade como um todo.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Sistemas prediais de esgoto sanitário: Projeto e execução - ABNT NBR 8160**. Rio de Janeiro, 1999.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário - ABNT NBR 9649**. Rio de Janeiro, 1986.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto, construção e operação de sistemas de fossas sépticos - ABNT NBR 7229**, Rio de Janeiro, 1993.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Tanques sépticos – Unidades de Tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – Projeto, construção e operação- ABNT NBR 13969**, Rio de Janeiro, 1997.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Resolução CONAMA nº 237, de 19 de dezembro de 1997. **Dispõe sobre a revisão e complementação dos procedimentos e critérios utilizados para o licenciamento ambiental**. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=237>>. Acesso em: 02 março 2020.

CREDER, HÉLIO. **Instalações hidráulicas e sanitárias**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2012.

FIKER, JOSÉ. **Perícias e Avaliações de Engenharia: Fundamentos Práticos**. São Paulo, LEUD, 2011.

Organização Mundial da Saúde. **Guidelines on Sanitation and Health**. ISBN: 978-92-4-151470-5. 2018

SERTÃ JUNIOR, LUIZ ROBERTO CHARNAUX. **Perícia Judicial: Fundamentos, Ferramentas e Meio Ambiente**. Rio de Janeiro, Processo, 2019.

VARGAS, GUILHERME MATHIAS. Projeto de um sistema de tratamento de esgoto para canteiro de obras: Um estudo de caso. Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil. Unisuam.2015.

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO O MODELO DE DANO PLÁSTICO

Data de aceite: 01/06/2020

Data de submissão: 06/03/2020

Paulo César de Oliveira Júnior

Faculdade Paraíso do Ceará, Departamento de Engenharia Civil
Juazeiro do Norte – Ceará
<http://lattes.cnpq.br/2368579966963896>

Jerfson Moura Lima

Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental
Brasília – Distrito Federal
<http://lattes.cnpq.br/4244744747948798>

Bruno Rodrigues Amorim

Faculdade Paraíso do Ceará, Departamento de Engenharia Civil
Juazeiro do Norte – Ceará
<http://lattes.cnpq.br/5479891247131951>

RESUMO: Atualmente, inúmeros estudos são desenvolvidos para entender o comportamento de elementos estruturais fabricados com concreto. De modo geral, estes estudos são realizados a partir de ensaios experimentais. Contudo, a modelagem numérica vem consagrando-se como uma eficiente ferramenta no estudo do comportamento de elementos estruturais de concreto armado,

por não demandar muito tempo nem custos, como acontece nos ensaios experimentais, além de oferecer uma investigação minuciosa e pontual dos modelos analisados. Com isso, este trabalho tem como objetivo desenvolver um modelo numérico tridimensional não-linear, utilizando o software ABAQUS, capaz de simular o comportamento de uma viga de concreto armado. Os modelos constitutivos *Concrete Damaged Plasticity* e *Von Mises* foram utilizados para modelar o concreto e o aço, respectivamente. Para calibração e validação do modelo, resultados experimentais foram utilizados. O modelo numérico desenvolvido mostrou-se eficiente e adequado para a simulação do comportamento de vigas de concreto armado.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem numérica, Vigas, Modelos constitutivos, Análise não-linear.

NUMERICAL SIMULATION REINFORCED CONCRETE BEAMS USING THE PLASTIC DAMAGE MODEL

ABSTRACT: Currently, numerous studies are developed to understand the behavior of structural elements fabricated with concrete. In general, these studies are performed from experimental trials. However, the numerical

modeling has been consecrated as an efficient tool in the study of the behavior of structural elements of concrete, not to generate great costs and nor to demand much time, as it happens in the experimental tests, besides offering a detailed and timely investigation of the models analyzed. Therefore, this work aims to develop a non-linear three-dimensional numerical model using ABAQUS software, capable of simulating the behavior of a reinforced concrete beam. Concrete Damaged Plasticity and Plastic constitutive models were used to model concrete and steel, respectively. For calibration and validation of the model, experimental results were used. The numerical model developed proved to be efficient and adequate for the simulation of the behavior of reinforced concrete beams.

KEYWORDS: Numerical modeling, Beams, Constitutive models, Nonlinear analysis.

1 | INTRODUÇÃO

Todo sistema mecânico quando submetido a carregamentos, sejam eles estáticos, dinâmicos, ou de natureza térmica, apresentam uma resposta, contudo prevê-la neste sistema mecânico torna a análise complexa, visto que ela está ligada diretamente com a lei constitutiva do material que faz parte de seus componentes em análise (PEREIRA JUNIOR, 2014).

O concreto armado apresenta um comportamento que se desvia das hipóteses elástico-lineares, mesmo quando submetido a níveis baixos de tensão. Dessa forma, uma melhor modelagem de vigas de concreto armado deve ser baseada em critérios que considerem sua danificação (MARTINS, 2008).

A modelagem do comportamento mecânico do concreto é uma tarefa complexa e desafiadora, especialmente quando é do interesse prever seus padrões de falha, visto que seus mecanismos de falha na compressão e tração são distintos, esmagamento e fissuração, respectivamente (ABU AL-RUB; VOYIADJIS, 2009).

No entanto, o avanço tecnológico dos computadores e o desenvolvimento do método dos elementos finitos, aliado com a não linearidade do problema, tornaram possível a análise computacional de estruturas de forma mais próxima da realidade (LYRA, 2011).

1.1 Justificativa

A modelagem numérica consagrou-se como uma eficiente ferramenta de estudo, por não gerar grandes custos e nem demandar muito tempo, como ocorre com os ensaios experimentais, além de oferecer uma investigação minuciosa e pontual dos modelos analisados (ELLOBODY; YOUNG, 2006).

A partir da validação de um modelo numérico é possível proceder uma série de análises variando-se as características geométricas do modelo computacional, de modo que os resultados encontrados serão próximos da realidade, havendo uma grande economia em ensaios experimentais.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivos gerais

Desenvolver um modelo numérico tridimensional não-linear, utilizando o software ABAQUS, capaz de simular o comportamento de uma viga de concreto armado.

1.2.2 Objetivos específicos

- Implementação do modelo numérico de vigas de concreto armado no software ABAQUS.
- Comparação dos resultados numéricos obtidos com os resultados experimentais verificados por Gomes (2016).
- Estudar as tensões atuantes em cada material ao longo do processo de carga.
- Avaliar a eficiência do modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* para a simulação do comportamento do concreto.

1.3 Metodologia

Para o desenvolvimento e simulação dos modelos numéricos de vigas de concreto armado foi utilizado o software ABAQUS. O modelo numérico foi calibrado e validado a partir dos ensaios experimentais realizados por Gomes (2016), procedendo uma comparação entre os resultados experimentais e numéricos de carga-deslocamento nos elementos da viga e da armadura longitudinal.

2 | MODELO CONSTITUTIVO DOS MATERIAIS

Na modelagem numérica uma das características mais importantes é o modelo constitutivo dos materiais utilizados, com a finalidade de descrever o comportamento real desses e assim promover uma análise mais precisa.

2.1 Aço

O aço apresenta um modelo constitutivo elástico-plástico, com escoamento isotrópico. Neste modo a resposta é obtida independente da taxa de deformação. O comportamento axial para o aço, exigido pelo modelo constitutivo de *Von Mises* pode ser definido pela curva tensão-deformação bi-linear (Figura 2.1-a) ou tri-linear (Figura 2.1-b) (LIMA, 2018).

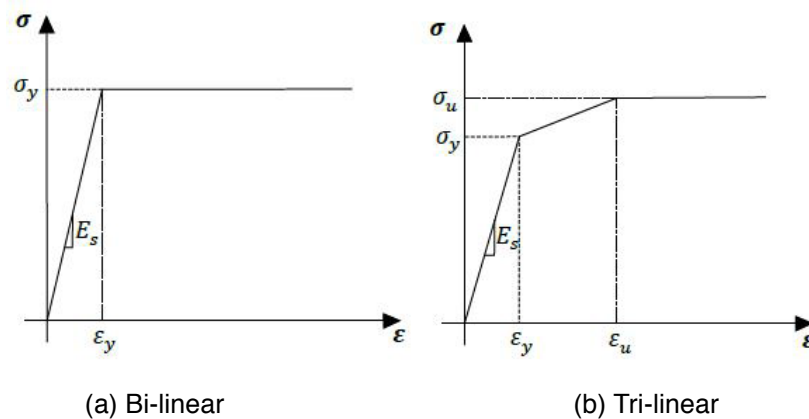


Figura 2.1 – Comportamento uniaxial do aço (NGUYEN; KIM, 2009).

A primeira parte da curva bi-linear é linear elástica, que se estende até que seja atingida a tensão de escoamento do material. A segunda é uma região plástica, onde a tensão permanece constante com variação apenas da deformação. O modelo bi-linear estabelece o comportamento perfeitamente elástico-plástico. Na curva tri-linear, o comportamento é inicialmente elástico, seguindo por um endurecimento e logo após apresenta um escoamento perfeitamente plástico (LIMA, 2018).

2.2 Concreto

Existe uma grande quantidade de modelos constitutivos que descrevem o comportamento do concreto quando submetido à carregamentos, os quais fazem a simulação com a consideração de hipóteses simplificadoras. Os modelos que se baseiam na teoria da plasticidade consideram a existência de um critério de escoamento, uma regra de fluxo plástico e uma regra de endurecimento, que definem a evolução da deformação plástica e conseqüentemente, a evolução da superfície de escoamento durante o processo de carregamento (OLLER, 1988).

O *Concrete Plastic Damaged Model* (Modelo de dano plástico) foi idealizado com o objetivo de englobar todas as particularidades do concreto. Ele realiza o acoplamento da teoria da plasticidade com a mecânica do dano, permitindo assim que seja simulado numericamente a degradação da rigidez e falha do concreto (ABU AL-RUB; KIM, 2010).

O modelo de dano-plástico para o concreto foi desenvolvido por Lubliner *et al.* (1989) e melhorado por Lee e Fenves (1998). Posteriormente, Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) apresentaram uma nova metodologia para calcular a evolução das variáveis de dano.

2.2.1 Parâmetros plásticos

Conforme Lima (2018) comportamento do concreto é dependente de quatro parâmetros plásticos constitutivos ($K_c, \varphi, f_{bd}/f_{co}$ e ϵ). Concretos com baixos valores de

ângulo de dilatância (φ) apresentam comportamento frágil, já altos valores proporcionam concretos com alta ductilidade. Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) utilizam um ângulo de dilatância $\varphi=13^\circ$, já o parâmetro K_c que consiste na razão entre a tensão desviadora na tração e compressão uniaxial é definido como $K_c=0,7$.

Em suas pesquisas Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) e Lopez-Almansa, Alfarah e Oller (2014) assumiram uma razão entre a tensão de início de não linearidade na compressão biaxial e axial (f_{bo}/f_{co}) igual a 1,16 e para a excentricidade da superfície de potencial plástico (ϵ) um valor de 0,1 (Tabela 2.1).

K_c	φ	f_{bo}/f_{co}	ϵ
0,7	13°	1,16	0,1

Tabela 2.1 – Parâmetros plásticos (adaptado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).

2.2.2 Compressão

A resistência característica do concreto (f_{ck}) e o módulo de elasticidade secante (E_0) podem ser obtidos a partir das equações estabelecidas por *fib Model Code 2010* (2012) através dos dados de resistência à compressão média (f_{cm}) e do módulo de elasticidade inicial (E_{ci}):

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad \text{(Equação 1)}$$

$$E_{ci} = 10000 f_{cm}^{\frac{1}{3}} \quad \text{(Equação 2)}$$

$$E_0 = \left(0,8 + 0,2 \frac{f_{cm}}{88}\right) E_{ci} \quad \text{(Equação 3)}$$

O comportamento uniaxial do concreto quando submetido à compressão é apresentado na figura 2.2.

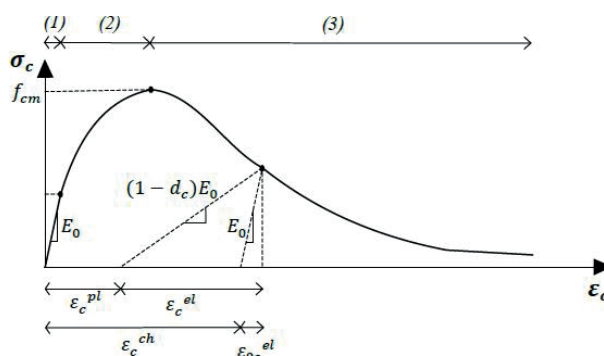


Figura 2.2 – Comportamento uniaxial do concreto à compressão (adaptado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).

Cada trecho verificado na curva tensão-deformação do concreto à compressão

descreve um aspecto do comportamento do material quando submetido a um carregamento. Conforme *fib Model Code 2010* (2012) o primeiro trecho estende-se até a tensão de $0,4f_{cm}$ e é linear, o segundo trecho vai de $0,4f_{cm}$ à f_{cm} e o terceiro é o trecho de *softening*. Cada segmento é rígido por sua respectiva equação.

Primeiro trecho: $\sigma_{c(1)} = E_0 \varepsilon_c$ Equação (4)

Segundo trecho: $\sigma_{c(2)} = \frac{E_{ci} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}\right)^2}{1 + \left(E_{ci} \frac{\varepsilon_{cm}}{f_{cm}} - 2\right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cm}}}$ Equação (5)

Terceiro trecho: $\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 f_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2 \gamma_c}{2 \varepsilon_{cm}}\right)^{-1}$ Equação (6)

$\gamma_c = \frac{\pi^2 f_{cm} \varepsilon_{cm}}{2 \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0,5 f_{cm} \left(\varepsilon_{cm} (1 - b) + b \frac{f_{cm}}{E_0} \right) \right]^2}$ Equação (7)

$b = \frac{\varepsilon_c^{pl}}{\varepsilon_c^{ch}}$ Equação (8)

2.2.3 Tração

Segundo Qureshi, Lam e Ye (2011), três caminhos distintos podem ser tomados para definir o *softening* na tração. O primeiro consiste em uma aproximação linear, ou seja, após atingindo a resistência a tração máxima, a queda de resistência, em relação a abertura de fissura, ocorre de forma linear (Figura 2.3-a). No segundo, um comportamento pouco mais detalhado é adotado, onde uma função bi-linear é assumida para a perda de resistência (Figura 2.3-b). O terceiro e último caminho (Figura 2.3-c), usado nesse trabalho, é constituído por um método mais realístico, de modo que uma expressão exponencial, proposta por Cornellissen, Hordijk e Reinhardt (1986).

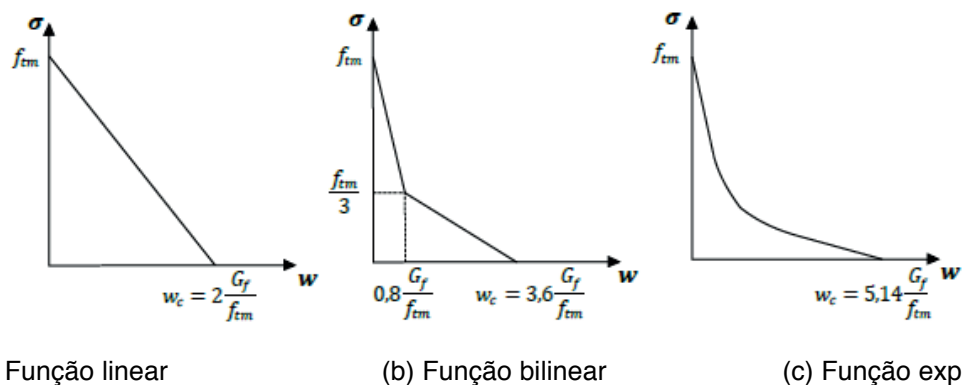


Figura 2.3 - *Softening* na tração em relação a abertura de fissura (adaptado de Qureshi, Lam e Ye, 2011).

Os valores de resistência à tração média (f_{tm}), energia de fratura (G_f) e energia de esmagamento do concreto são definidos conforme as equações:

$$f_{tm} = 0,3016 f_{ck}^{2/3} \quad \text{Equação (9)}$$

$$G_f = 0,073 f_{cm}^{0,18} \quad \text{Equação (10)}$$

$$G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{tm}} \right)^2 G_f \quad \text{Equação (11)}$$

Cornellissen, Hordijk e Reinhardt (1986) relacionam a tensão com a abertura de fissuras através de uma expressão exponencial, atribuindo $c_1=3$ e $c_2=6,93$. Além disso, estabelece a abertura de fissura crítica (w_c) conforme equação (13).

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{tm}} = \left[1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) e^{-c_2} \quad \text{Equação (12)}$$

$$w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_{tm}} \quad \text{Equação (13)}$$

De acordo com Alfarah, López-Almansa e Oller (2017) os valores de deformação que definem o segundo trecho da curva tensão-deformação podem ser obtidos por meio equação (14).

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{tm} + \frac{w}{l_{eq}} \quad \text{Equação (14)}$$

O comportamento uniaxial do concreto quando submetido à tração é apresentado na figura 2.4.

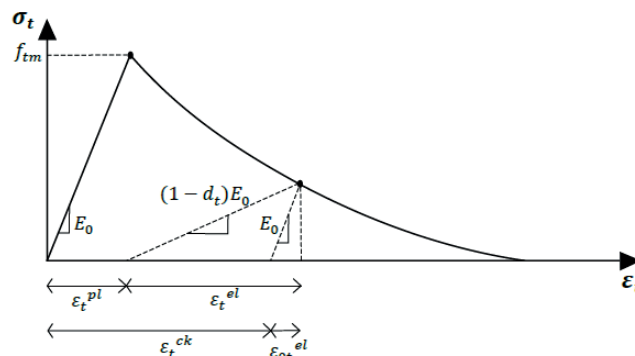


Figura 2.4 - Comportamento uniaxial do concreto à tração (adaptado de Alfarah, López-Almansa e Oller, 2017).

3 | MODELO COMPUTACIONAL

Para a obtenção de resultados consistentes na modelagem numérica, a análise de elementos finitos considerou todas as fontes de não-linearidade dos elementos constituintes da viga estudada. Assim, o refinamento e calibração é norteado pelos resultados reais do ensaio de flexão da viga V_0 de Gomes (2016), afim de se obter um modelo confiável.

3.1 Programa computacional utilizado

Para o desenvolvimento dos modelos e suas simulações foi utilizado o software ABAQUS. Conforme Rojas (2017) este programa proporciona facilidades através de diversos módulos, permitindo analisar os efeitos em estudo.

3.2 Elementos de modelagem

O modelo tridimensional foi definido com base na viga de referência desenvolvida por Gomes (2016), o modelo é composto pela viga de concreto, por dois tipos de armadura longitudinal e pelo estribo, que apresenta uma distribuição não uniforme verificada na figura 3.1, a seção da estrutura é apresentada na figura 3.2. Além disso, foi inserida uma chapa para as regiões de apoio e de aplicação de carga do ensaio de flexão. Todos os valores de comprimento foram inseridos em metro, de modo que as unidades das demais constantes devem estar coerentes.

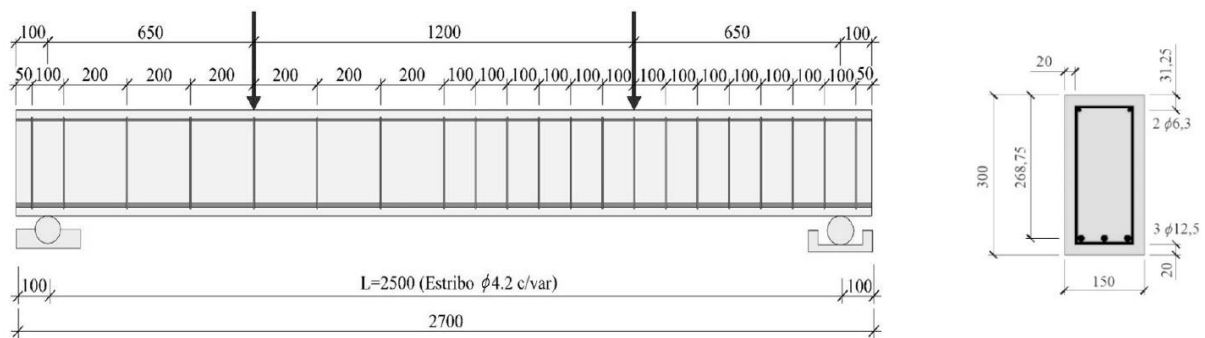


Figura 3.1 – Dimensões da viga modelada (adaptado de Gomes, 2016).

Para cada componente da viga estudada houve a definição no ABAQUS do tipo de elemento conforme a tabela 3.1.

Elemento	Dimensão	Característica
Viga de concreto	3D	Sólido
Armadura longitudinal (12,5)	2D	Treliça
Armadura longitudinal (6,3)	2D	Treliça
Estribo	2D	Treliça
Chapa	3D	Sólido

Tabela 3.1 – Elementos utilizados na modelagem (Autores, 2019).

3.3 Modelo constitutivo dos materiais

3.3.1 Concreto

O comportamento do concreto foi descrito utilizando o *Concrete Damaged Plasticity Model* com a nova metodologia desenvolvida por Alfarah, López-Almansa e Oller (2017). Este modelo é adequado para materiais que possuem distintas resistências à tração e compressão. Cabe salientar que o estudo contempla apenas o carregamento estático, de modo que não foi considerado os parâmetros de dano à tração (d_t) e compressão (d_c). Nos parâmetros do concreto (Tabela 3.2) houve uma adaptação do ângulo de dilatação proposto de 13° para 10°, por proporcionar melhores resultados ao modelo computacional desenvolvido.

No emprego do modelo de dano-plástico foram utilizados os dados de resistência média à compressão e sua respectiva deformação definidos por Gomes (2016) como $f_{cm}=26,89$ MPa e $\epsilon_{fcm}=1,88$ ‰ através do ensaio de compressão axial do concreto.

Módulo de elasticidade (GPa)	Coefficiente de Poisson	Parâmetro plástico	
25,79	0,2	Ângulo de dilatação Excentricidade Rel. tensão Biaxial – Uniaxial Relação 2° invariante Viscosidade	$\varphi=10^\circ$ $\epsilon=0,1$ $f_{bo}/f_{co}=1,16$ $K_c=0,7$ $u=0$

Tabela 3.2 – Parâmetros para o concreto (Autores, 2019).

Os demais dados de tensão e deformação à compressão e à tração foram definidos conforme as equações apresentadas na seção 2.2.

3.3.2 Aço

Neste trabalho foi utilizado um modelo constitutivo elástico-plástico (*Von Mises*) para simular o comportamento mecânico da armadura no concreto. O comportamento uniaxial implementado no modelo consistiu da relação tensão-deformação bi-linear. Deste modo foram utilizados os modelos *Elastic* e *Plastic* disponíveis na biblioteca de materiais do ABAQUS. As propriedades das armaduras (Tabela 3.3) foram definidas por Gomes (2016) por meio do ensaio de tração axial.

Diâmetro (mm)	f_{sy} (MPa)	ϵ_{sy} (‰)	f_{su} (MPa)	ϵ_u (‰)	E_s (GPa)	Coef. Poisson
4,2	609,5	3,02	672,3	10	201,5	0,3
6,3	568,5	2,15	610,2	8,5	264,9	0,3
12,5	610,3	3,05	716,0	10	200,1	0,3

Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas das armaduras (adaptado de Gomes, 2016).

3.3.3 Chapa

As chapas utilizadas nas regiões de apoio e de aplicação de carga referente ao ensaio de flexão em quatro pontos foram definidas como elementos de elevada rigidez, para evitar o dano causado à viga de concreto devido à aplicação direta da carga pontual na simulação, de modo que as chapas não devem se deformar. Como sua função é de distribuição da carga, suas dimensões foram definidas com base na largura da viga, assim esta possui 150x150 mm.

3.4 Condições de apoio e restrições

Nas condições de apoio do modelo computacional (Figura 3.2) foram utilizadas as mesmas restrições presentes no trabalho experimental verificadas na figura 3.1. Ambos os apoios foram definidos em linha na chapa, sendo um de primeiro gênero ($U_x=U_y=0$) e o outro de segundo gênero ($U_x=U_y=U_z=0$).

Para descrever o ensaio de 4 pontos da viga no modelo computacional as cargas foram aplicadas em dois pontos, cada um distante 650 mm dos apoios conforme a figura 3.1. Para isso foi aplicada uma chapa em cada região de solicitação, com o objetivo de realizar a distribuição da carga pontual na superfície da viga. No módulo *Load* do ABAQUS foi definida uma carga pontual e no módulo *Step* o tipo *Static, Riks* (Método de análise não-linear).

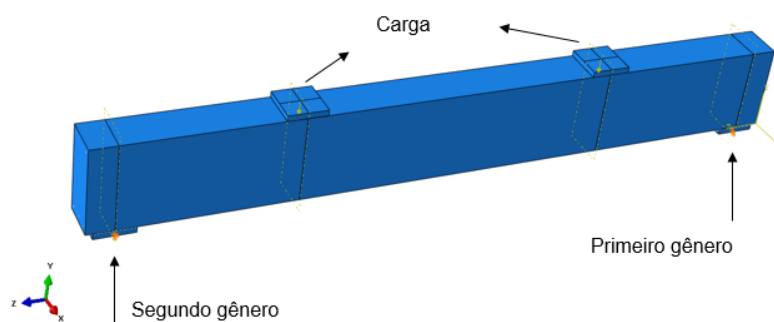


Figura 3.2 – Condições de apoio (Autores, 2019).

Para a consideração da não-linearidade de contato na modelagem o software ABAQUS apresenta o módulo *Interaction*, havendo a definição do tipo de contato entre os elementos constituintes da viga na simulação.

Para simular o contato entre as chapas e as superfícies horizontais do topo e base da viga (Figura 3.3) foi utilizada uma restrição oferecida pelo ABAQUS denominada *Tie*, segundo Rojas (2017) esse tipo de interação considera que não existe deslocamento relativo entre as superfícies envolvidas, gerando uma transferência perfeita de tensões.

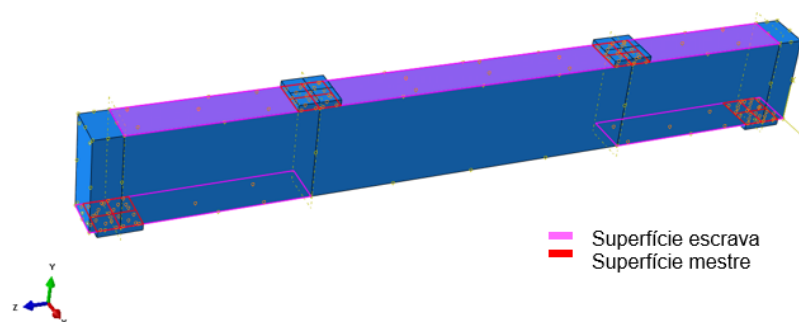


Figura 3.3 – Contato chapa-concreto (Autores, 2019).

Para a armadura longitudinal e transversal (Figura 3.4) foi definido o tipo de restrição *Embedded region* (aderência perfeita) também presente no ABAQUS.

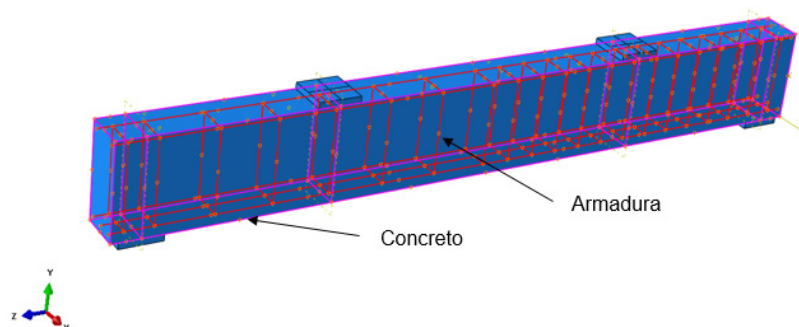


Figura 3.4 – Armaduras embebidas no concreto (Autores, 2019).

3.5 Malhas

No modelo computacional foram analisadas diversas malhas para os elementos. Os resultados apontaram que as malhas grosseiras, bem como as muito refinadas na viga de concreto apresentavam dificuldade de convergência na simulação. A tabela 3.4 apresenta as malhas definidas para os elementos constituintes de viga.

Elemento	Característica	Ordem de interpolação	Nomenclatura	Tamanho (m)
Viga de concreto	Sólido	Quadrática	C3D8R	0,02
Armadura longitudinal (12,5)	Treliça	Linear	T3D2	0,005
Armadura longitudinal (6,3)	Treliça	Linear	T3D2	0,005
Estribo	Treliça	Linear	T3D2	0,005
Chapa	Sólido	Quadrática	C3D8R	0,03

Tabela 3.4 – Características dos elementos finitos (Autores, 2019).

4 | CALIBRAÇÃO DO MODELO

O modelo computacional foi calibrado através da comparação da curva de carga x deslocamento da simulação com a viga V_0 ensaiada por Gomes (2016). Deste modo, os valores devem ser extraídos em pontos coincidentes na simulação e no ensaio experimental com sistema conforme figura 4.1.

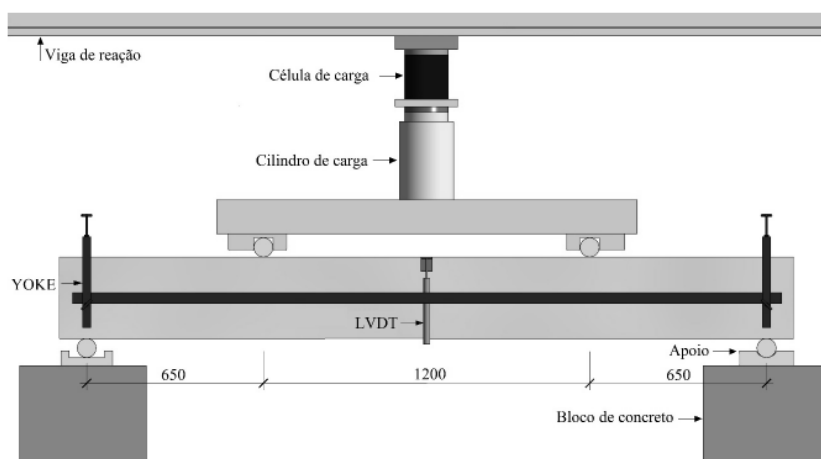


Figura 4.1 – Sistema do ensaio experimental (GOMES, 2016).

O diagrama de carga x deslocamento elaborado por Gomes (2016) apresenta as relações entre a carga aplicada pelo cilindro de carga e o deslocamento medido pelo LVDT no meio do vão da viga. Sendo assim, na simulação os dados de carga extraídos no ponto de aplicação da força na chapa devem ser multiplicados por dois, visto que no sistema de ensaio a força medida é dividida entre os dois pontos de aplicação na viga, e os deslocamentos devem ser extraídos no ponto situado no meio do vão. As curvas geradas (Figura 4.2) na simulação e ensaio apresentam um comportamento semelhante.

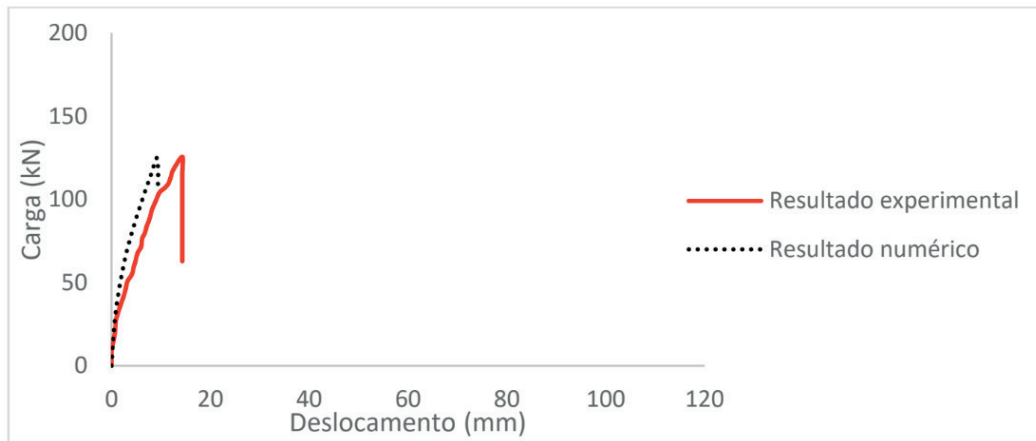


Figura 4.2 – Curva força-deslocamento utilizada na calibração do modelo (Autores, 2019).

A simulação apresentou resultados próximos aos encontrados no ensaio experimental de flexão em quatro pontos (Tabela 4.1). A curva carga-deslocamento numérica se apresentou um pouco mais rígida que a experimental, visto que com relação ao deslocamento (δu) houve uma maior divergência entre o resultado numérico e experimental, o fator que ocasiona isso está provavelmente na relação tensão-deformação, que foram modelados de acordo com as curvas teóricas propostas por pesquisas prévias e por dados obtidos em ensaios experimentais.

Resultado	Vu (kN)	Erro (%)	δu (mm)
Experimental	125,5	0,45	14,32
Numérico	124,93		9,18

Tabela 4.1 – Carga de ruína e deslocamento do resultado numérico e experimental (Autores, 2019).

5 | ANÁLISE DA ARMADURA DE FLEXÃO

A partir da validação do modelo procedeu a análise da armadura longitudinal da viga. Analogamente à curva carga-deslocamento da viga de concreto, a armadura longitudinal também foi analisada de acordo com os pontos verificados no trabalho experimental.

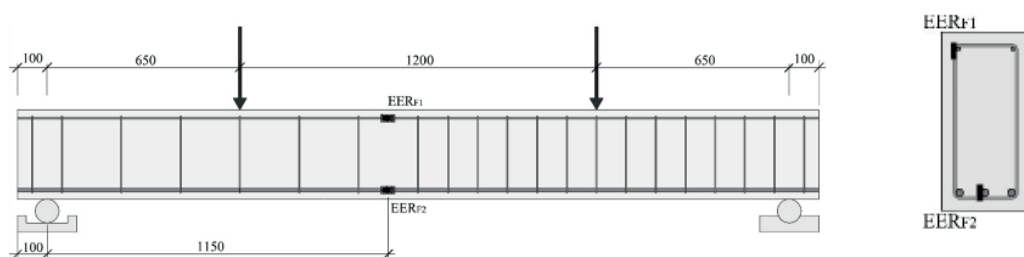


Figura 5.1 – Pontos de análise da armadura longitudinal (adaptado de Gomes, 2016).

A figura 5.1 apresenta os dois pontos instrumentados pela aplicação de extensômetros na armadura (EERf1 e EERf2). Observa-se que o EERf1 está sendo analisado quanto à compressão e o EERf2 à tração. A comparação dos resultados é verificada na figura 5.2.

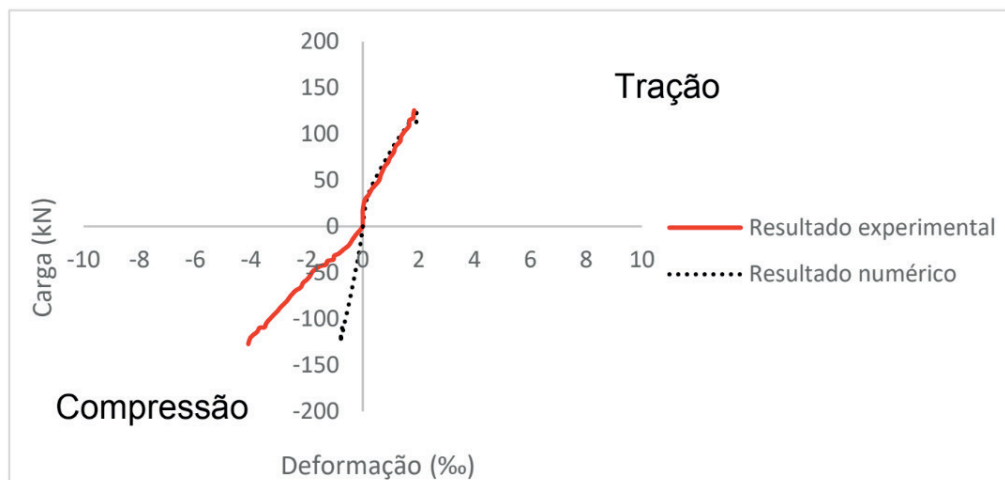


Figura 5.2 – Curvas carga-deformação numérica e experimental para tração e compressão nas armaduras longitudinais (Autores, 2019).

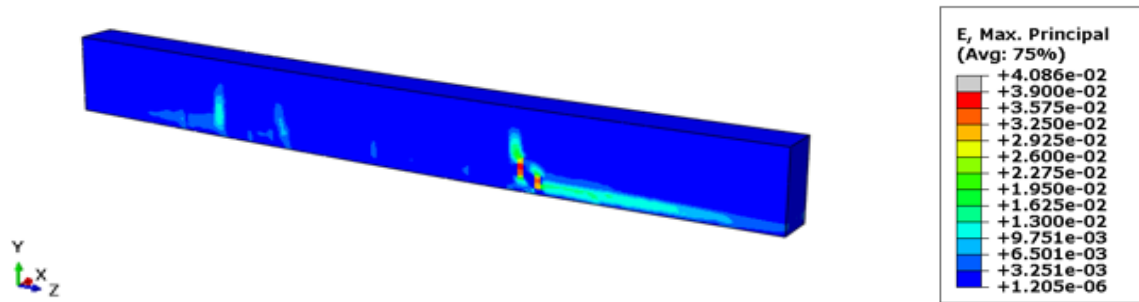
Segundo Gomes (2016) é provável que o registro de deformações de compressão da viga esteja incorreto, visto que a constante angular k_c divergiu dos valores encontrados para as demais vigas ensaiadas em sua pesquisa.

6 | ANÁLISE DA FISSURA MAPEADA

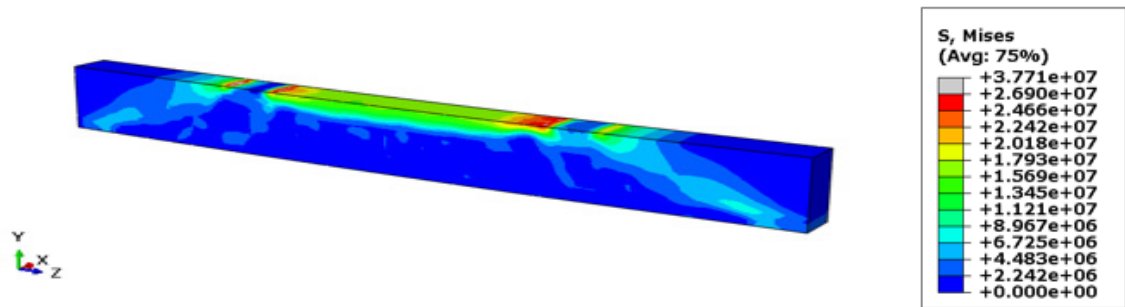
Durante o ensaio de flexão da viga Gomes (2016) realizou o mapeamento das fissuras (Figura 6.1-a), de modo que estes resultados também podem ser utilizados para análise comparativa do estudo experimental e a simulação realizada no ABAQUS.



a) Mapeamento da fissura (GOMES, 2016).



b) Deformação verificada no ABAQUS (Autores, 2019).



c) Tensão verificada no ABAQUS (Autores, 2019).

Figura 6.1 – Desenvolvimento das deformações e tensões na fissura mapeada.

Através da análise das deformações desenvolvidas no modelo numérico é possível perceber onde se encontram as regiões fissuradas. O resultado numérico está de acordo com o mapeamento de fissuras realizado no trabalho experimental, também apresentando maiores valores de deformação na região com maior espaçamento do estribo (Figura 6.1-b). Além disso a modelagem permite perceber o desenvolvimento das tensões na viga (Figura 6.1-c), as quais ocorrem com maior intensidade na região de maior fissuração.

No geral, nota-se que a viga apresenta um modo de ruptura característico do cisalhamento, onde uma fissura de aproximadamente 45° , com origem no apoio, se propaga pela viga. Com a análise das distribuições de deformações e tensões no modelo numérico, observa-se que o mesmo consegue simular este modo de ruptura.

7 | CONCLUSÃO

O modelo numérico desenvolvido fornece resultados aproximados aos experimentais, embora a curva carga-deslocamento numérica tenha se mostrado um pouco mais rígida, o resultado da carga de ruína foi muito similar ao real, sendo verificado ainda um mesmo comportamento da armadura longitudinal de tração.

Como o modelo foi validado, é possível inferir que a curva carga-deformação encontrada para a armadura longitudinal à compressão descreve o comportamento correto do elemento, visto que no trabalho experimental foi verificado um erro para esta.

A simulação desenvolvida contribuiu para uma melhor compreensão do comportamento

da viga de concreto armado durante o processo de carga, sendo verificado como as tensões e deformações atuam na formação das fissuras.

Embora o estudo contemple apenas os pontos analisados no trabalho experimental, a simulação permite uma análise minuciosa de todos os seus pontos constituintes da viga, sendo possível realizar uma análise mais completa do processo de carregamento na estrutura.

Pode-se dizer que o objetivo principal deste trabalho foi atingindo, uma vez que o modelo numérico desenvolvido conseguiu representar o comportamento real da viga de concreto armado.

REFERÊNCIAS

- ABU AL-RUB, R. K.; KIM, S. M. **Computational applications of a coupled plasticity-damage constitutive model for simulating plain concrete fracture**. *Engineering Fracture Mechanics*, v. 77, n. 10, p. 1577–1603, 2010.
- ABU AL-RUB, R. K.; VOYIADJIS, G. Z. **Gradient-enhanced Coupled Plasticity-anisotropic Damage Model for Concrete Fracture**: Computational Aspects and Applications. *International Journal of Damage Mechanics*, v. 18, n. 2, p. 115–154, 2009.
- ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. **New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures**. *Engineering Structures*, v. 132, n. January, p. 70–86, 2017.
- CORNELLISSSEN, H.; HORDIJK, D.; REINHARDT, H. **Experimental determination of crack softening characteristics of normal weight and lightweight concrete**. *Heron*, v. 31, n. 2, p. 45–56, 1986.
- ELLOBODY, E.; YOUNG, B. **Performance of shear connection in composite beams with profiled steel sheeting**. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 62, n. 7, p. 682–694, 85, 2006.
- GOMES, L. D. S. **Análise experimental da eficiência das fibras de aço no reforço ao cisalhamento de vigas em concreto armado**. 2016. 100f. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2016.
- INTERNATIONAL FEDERATION STRUCTURAL CONCRETE. **fib-MC2010 (2012)**. The International Federation for Structural Concrete, *fib Model Code 2010 Final draft*. Volume 2, April 2012.
- LEE, J. H.; FENVES, G. L. **Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures**. *J. Eng. Mech. (ASCE)*, v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998.
- LIMA, J. M. **Estudo da capacidade resistente do conector de cisalhamento treliçado via método dos elementos finitos**. 2018. 88f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2018.
- LOPEZ-ALMANSA, F.; ALFARAH, B.; OLLER, S. Numerical simulation of RC frame testing with damaged plasticity model comparison with simplified models. **2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology**, n. November 2015, p. 1–12, 2014.
- LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. **A plastic-damage model for concrete**. *International Journal of Solids and Structures*, v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

LYRA, P. H. C. **Modelagem numérica de estruturas de concreto armado utilizando o programa Atena**. 2011. 124f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo, 2011.

MARTINS, C. H. **Consideração da não-linearidade física para as vigas de concreto armado, pelo procedimento refinado da NB1**. Acta Scientiarum Technology, v. 30, n. 1, p. 15-18, 2008.

NGUYEN, H. T.; KIM, S. E. **Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors**. Journal of Constructional Steel Research, v. 65, n. 10–11, p. 1909–1920, 2009.

OLLER, S. (1988). **Un modelo de “daño continuo” para materiales-friccionales**. Trabajo para grado de Doctor, Escola Tècnica Superior D’Enginyers De Camins, Canals I Ports, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, p. 471.

PEREIRA JUNIOR, W. M. **Análise numérica de estruturas de concreto com fibras utilizando mecânica do dano**. 2014. 157f. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2014.

QURESHI, J.; LAM, D.; YE, J. **Effect of shear connector spacing and layout on the shear connector capacity in composite beams**. Journal of Constructional Steel Research, v. 67, n. 4, p. 706–719, 2011.

ROJAS, N. R. **Análise computacional de vigas reforçadas ao cisalhamento com sistemas EB-FRP: efeitos das interação estribos-fibras**. 2017. 128f. Dissertação (mestrado) – Universidade de Brasília, Faculdade de tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2017.

SOBRE OS ORGANIZADORES

FRANCIELE BRAGA MACHADO TULLIO - Engenheira Civil (Universidade Estadual de Ponta Grossa - UEPG/2006), Especialista em Engenharia de Segurança do Trabalho (Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR/2009, Mestre em Ensino de Ciências e Tecnologia (Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR/2016). Trabalha como Engenheira Civil na administração pública, atuando na fiscalização e orçamento de obras públicas. Atua também como Perita Judicial em perícias de engenharia. E-mail para contato: francielebmachado@gmail.com

LUCIO MAURO BRAGA MACHADO - Bacharel em Informática (Universidade Estadual de Ponta Grossa – UEPG/1995), licenciado em Matemática para a Educação Básica (Faculdade Educacional da Lapa – FAEL/2017), Especialista em Desenvolvimento de Aplicações utilizando Tecnologias de Orientação a Objetos (Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR/ 2008). É coordenador do Curso Técnico em Informática no Colégio Sant’Ana de Ponta Grossa/PR onde atua também como professor desde 1992, também é professor na Faculdade Sant’Ana atuando nas áreas de Metodologia Científica, Metodologia da Pesquisa e Fundamentos da Pesquisa Científica e atua como coordenador dos Sistemas de Informação e do Núcleo de Trabalho de Conclusão de Curso da instituição. E-mail para contato: machado.lucio@gmail.com

ÍNDICE REMISSIVO

A

Agressividade Marinha 48, 50, 51, 56, 58, 59

Análise Geométrica 114

Análise Não Linear 113, 114, 115, 116, 121, 122, 123, 124, 125, 127, 134, 135, 137

Análise Numérica 138, 149, 151, 163, 294

Argamassa 13, 59, 90, 92, 93, 97, 193

B

BIM 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 235, 236, 239, 242, 244, 245, 246, 247, 248, 249, 250

C

CC 23, 27, 28, 33, 65, 81, 93, 95, 109, 116, 120, 122, 140, 141, 142, 143, 154, 156, 160, 161, 162, 169, 187, 189, 190, 200, 201, 280, 288, 289, 290, 292

Cisalhamento 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 73, 74, 75, 76, 128, 134, 136, 146, 241, 292, 293, 294

Coefficiente γ_z , 15

Compósitos 62, 74, 90, 91, 92, 94, 95, 96, 98

Concreto 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 20, 22, 30, 31, 32, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 43, 44, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 86, 87, 88, 89, 103, 104, 105, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 123, 124, 125, 127, 128, 129, 130, 131, 132, 133, 136, 137, 138, 139, 140, 144, 145, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 162, 163, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 172, 173, 177, 178, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 201, 202, 203, 204, 209, 215, 216, 217, 218, 219, 220, 221, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 231, 232, 233, 234, 235, 237, 239, 240, 250, 251, 252, 253, 254, 258, 260, 261, 262, 264, 266, 267, 268, 278, 279, 280, 281, 282, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290, 293, 294

Concreto Armado 15, 16, 17, 18, 20, 22, 30, 31, 32, 35, 47, 60, 61, 62, 64, 66, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 88, 112, 113, 115, 116, 117, 124, 125, 127, 128, 130, 132, 133, 137, 138, 139, 149, 150, 151, 152, 155, 162, 163, 164, 165, 166, 172, 173, 177, 178, 204, 209, 215, 216, 217, 218, 219, 225, 235, 239, 240, 252, 253, 260, 261, 262, 266, 267, 278, 279, 280, 293, 294

Curvatura 115, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 170, 171, 175, 176, 177

D

Deslocamento 27, 96, 121, 147, 161, 187, 197, 206

E

Edifícios 15, 16, 17, 20, 30, 31, 32, 33, 35, 47, 113, 114, 116, 119, 124, 126, 127, 128, 129, 136, 137, 177, 183, 239, 240, 272, 274

Efeito 13, 24, 43, 50, 55, 58, 59, 105, 116, 149, 164, 165, 176, 183, 206, 214, 244, 266, 275

Elementos 15, 16, 17, 18, 19, 23, 30, 34, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 43, 44, 60, 77, 78, 84, 96, 101, 103, 114, 115, 116, 122, 125, 127, 130, 136, 137, 138, 139, 141, 142, 144, 146, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 153, 154, 156, 157, 158, 162, 163, 179, 181, 182, 184, 187, 189, 190, 197, 199, 200, 202, 203, 205, 208, 209, 213, 215, 217, 219, 220, 222, 223, 230, 231, 233, 238, 239, 241, 242, 243, 254, 258, 261, 262, 266, 267, 278, 279, 280, 285, 287, 288, 289, 293

Engesser-Courbon 204, 205, 206, 207, 212, 213, 215

Estabilidade Global 15, 16, 17, 22, 30, 32, 33, 36, 43, 47, 99, 108, 109, 114, 115, 116

Estais 99, 100, 101, 102, 103, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 112

Estocástico 187, 190, 191, 197, 198, 200, 201, 202

Estruturas 15, 16, 17, 18, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 47, 48, 49, 58, 60, 64, 74, 75, 76, 77, 79, 89, 97, 100, 101, 103, 112, 114, 115, 116, 117, 118, 123, 124, 127, 128, 136, 137, 145, 150, 151, 152, 162, 163, 165, 166, 177, 178, 180, 188, 190, 202, 203, 209, 215, 216, 230, 233, 234, 235, 236, 237, 239, 250, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 258, 266, 267, 268, 272, 279, 294

F

Fibra 60, 61, 62, 63, 65, 74, 75, 76, 90, 91, 92, 93, 94, 97

Fibra de Sisal 90, 91, 92, 97

Fluência 77, 79, 81, 82, 86, 88, 166

Fogo 151, 152, 153, 157, 162

G

Gestão 3, 150, 178, 179, 183, 186, 269

L

Lajes 17, 18, 20, 21, 24, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 47, 75, 119, 125, 128, 130, 132, 133, 134, 136, 137, 138, 139, 144, 145, 147, 148, 149, 150, 151, 152, 155, 156, 158, 159, 160, 161, 162, 206, 207, 208, 209, 218, 220, 228, 243, 258, 260, 261, 262, 264, 265, 266

Lajes Nervuradas 32, 33, 34, 35, 41

M

Método 5, 9, 20, 29, 52, 62, 64, 67, 68, 69, 72, 79, 84, 104, 114, 116, 127, 130, 138, 139, 143, 144, 149, 150, 156, 164, 165, 166, 167, 168, 169, 171, 172, 173, 174, 175, 176, 177, 181, 187, 189, 190, 191, 197, 199, 200, 202, 203, 204, 205, 206, 207, 208, 209, 210, 212, 213, 214, 215,

216, 238, 239, 240, 249, 252, 279, 283, 287, 293

Método Geral 164, 165, 166, 168, 169, 171, 172, 173, 175, 176, 177

Minerais 2, 4, 13, 193

Modelos 21, 22, 24, 25, 26, 28, 29, 60, 61, 62, 63, 64, 66, 67, 68, 70, 73, 74, 75, 107, 115, 116, 138, 144, 145, 146, 149, 150, 151, 153, 155, 185, 188, 204, 209, 212, 213, 214, 215, 216, 220, 235, 239, 248, 278, 279, 280, 281, 285, 286

Módulo de Elasticidade 17, 77, 81, 86, 87, 88, 140, 166, 187, 188, 189, 190, 191, 192, 193, 194, 195, 196, 197, 198, 201, 202, 203, 282, 286

P

Parâmetro α 15, 25

Pavimento 1, 2, 3, 4, 13, 14, 21, 23, 27, 28, 38, 117, 118, 119, 130, 131, 132, 244, 261

Pilar de Concreto 164, 233

Placas 93, 96, 97, 138, 140, 144, 145, 146

Pontes 99, 100, 101, 103, 106, 107, 111, 112, 204, 205, 208, 209, 210, 213, 215, 216, 253, 258, 268

Potencial de Corrosão 48, 51, 52, 53, 57, 58

PRFC 60, 61, 62, 64, 65, 66, 67, 69, 73, 75, 76

Probabilidade 53, 187, 196, 197, 198, 235

Projetos 15, 100, 111, 120, 128, 138, 139, 178, 179, 180, 181, 182, 183, 184, 185, 186, 189, 217, 218, 220, 224, 226, 232, 233, 235, 238, 239, 240, 242, 243, 244, 245, 246, 249, 250, 258

R

Reforço 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 73, 74, 75, 76, 91, 92, 93, 95, 96, 97, 125, 129, 130, 131, 132, 134, 136, 234, 250, 258, 267, 293

Resíduos 1, 2, 3, 4, 11, 12, 13, 14

Resistência à Compressão 5, 48, 52, 54, 55, 56, 58, 59, 91, 103, 189, 192, 194, 217, 233, 282

Rigidez k 164, 165, 167, 171, 175, 176, 177

S

Sílica Ativa 48, 50, 51, 54, 55, 56, 58, 59, 92, 105

Simulação 48, 50, 51, 52, 56, 58, 59, 138, 155, 156, 157, 203, 278, 280, 281, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293

Sistemas 14, 15, 16, 17, 27, 32, 33, 37, 41, 44, 50, 75, 78, 88, 99, 143, 169, 178, 179, 180, 183, 184, 185, 197, 235, 237, 270, 272, 275, 276, 294, 295

Solução Analítica 77, 84

V

Vazios 7, 12, 48, 53, 56, 58, 59, 224, 227

Viga 42, 61, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 70, 73, 103, 187, 188, 189, 190, 191, 197, 198, 200, 201, 202, 203, 206, 208, 213, 214, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 233, 241, 245, 248, 263, 264, 266, 278, 280, 285, 287, 288, 289, 290, 291, 292, 293

 **Atena**
Editora

2 0 2 0