



Franciele Braga Machado Tullio
Lucio Mauro Braga Machado
(Organizadores)

A Aplicação do Conhecimento Científico na Engenharia Civil

3


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
Jacira 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
Jacira 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 TERMOMECAÂNICO 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

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, simplificada, 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 vão 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.

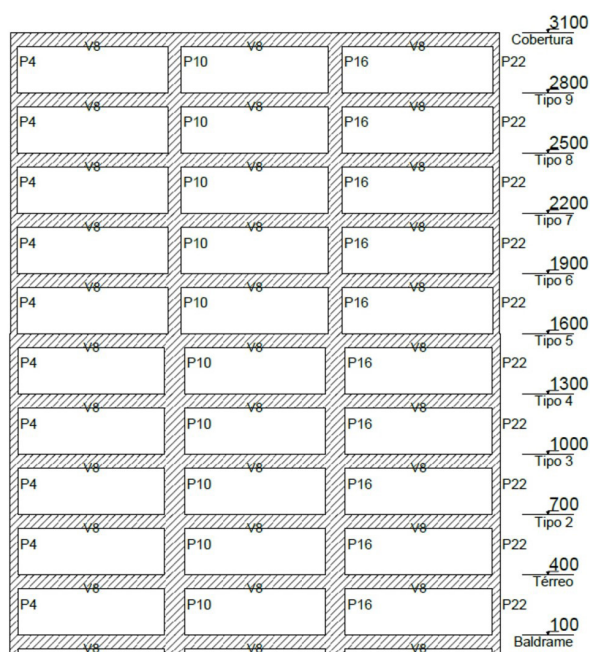


Figura 1 – Corte esquemático do edifício de 10 pavimentos contraventado exclusivamente por pórticos.

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.

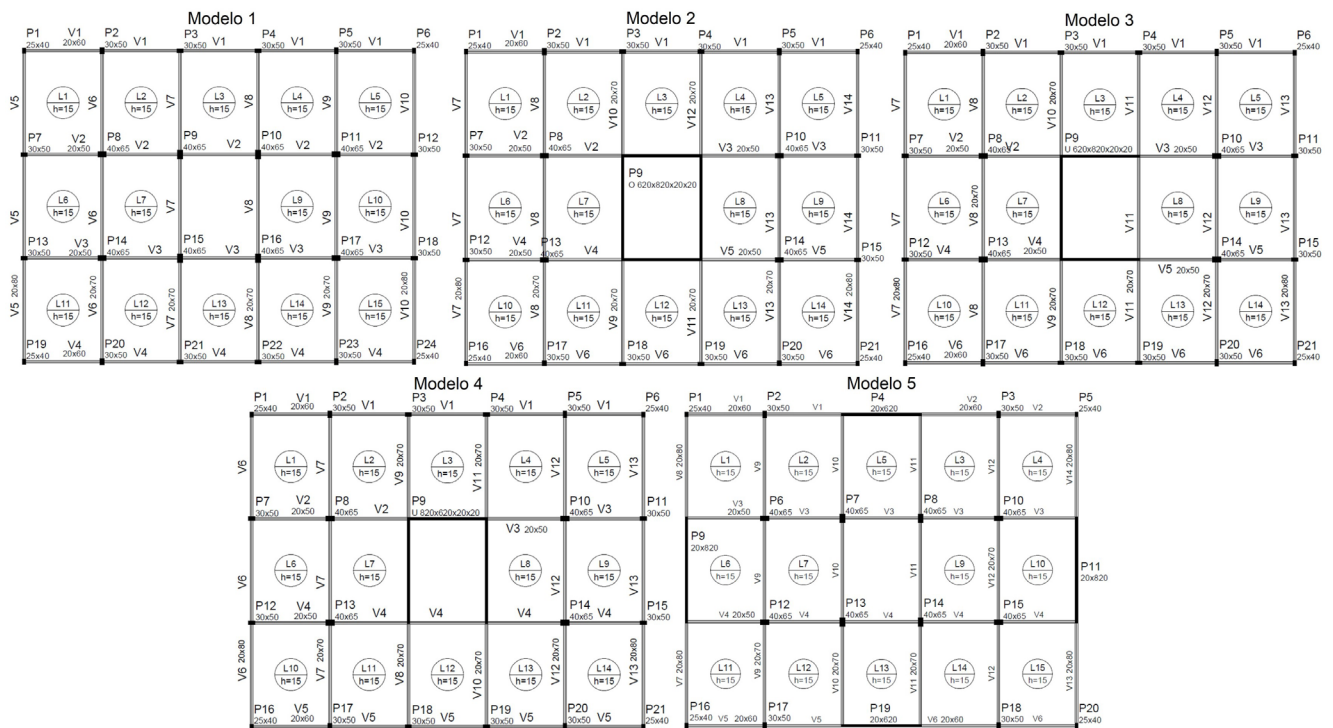


Figura 2 – Plantas de forma da cobertura de todos os modelos estudados.

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).

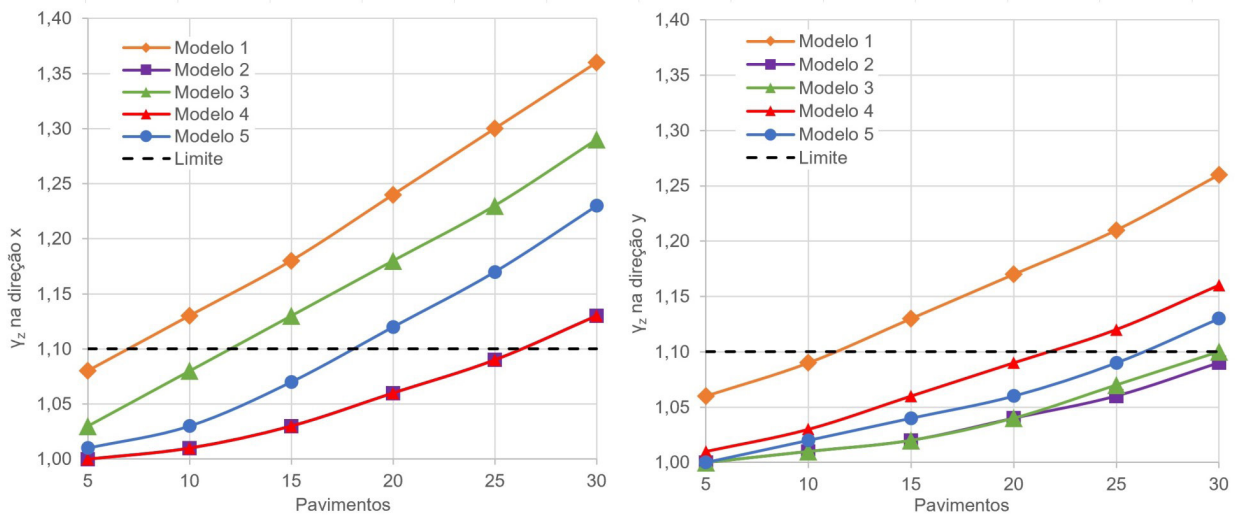


Figura 3 – Coeficientes γ_z na direção x (esquerda) e na direção y (direita).

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.

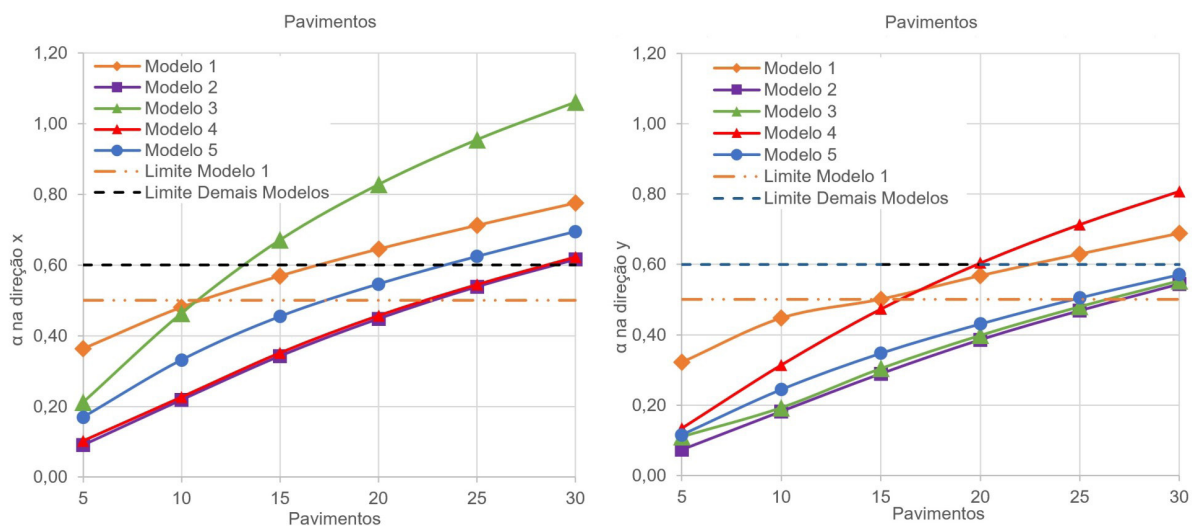


Figura 4 – Coeficientes α na direção x (esquerda) e na direção y (direita).

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.

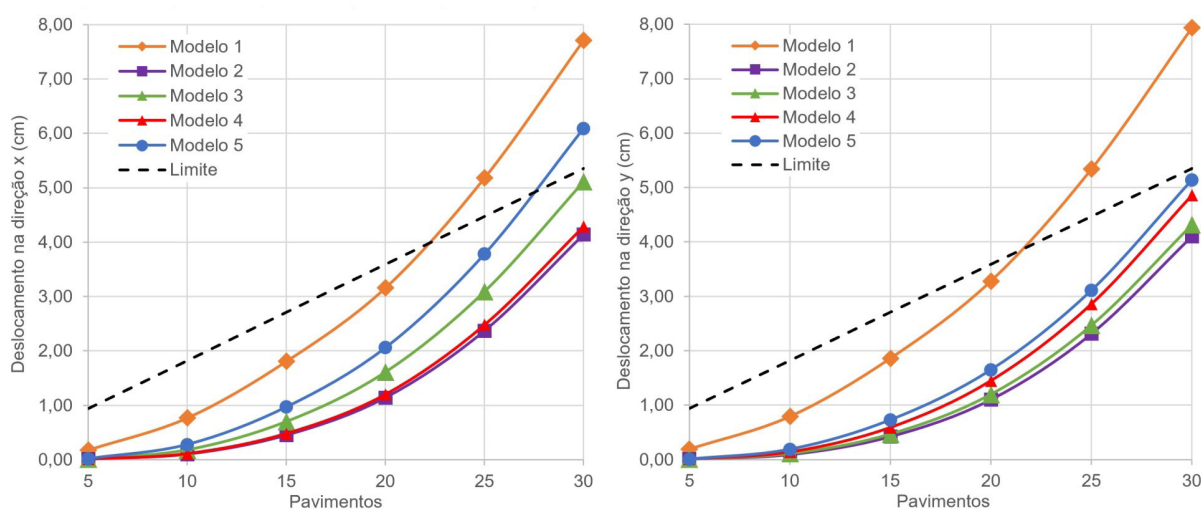


Figura 5 – Deslocamentos horizontais no topo das edificações na direção x (esquerda) e na direção y (direita).

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.

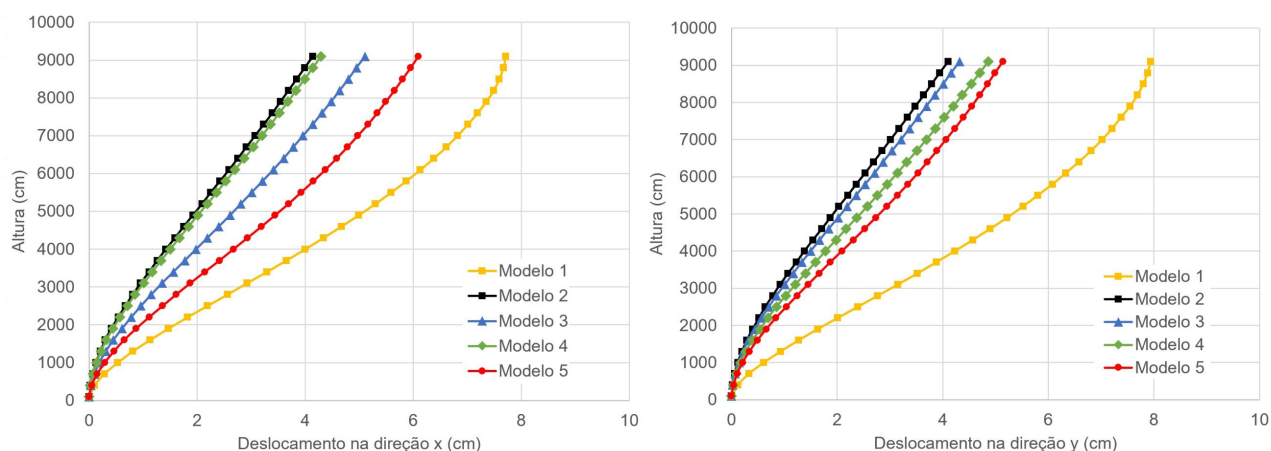


Figura 6 – Deslocamentos horizontais para as estruturas com 30 pavimentos na direção x (esquerda) e direção y (direita).

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).

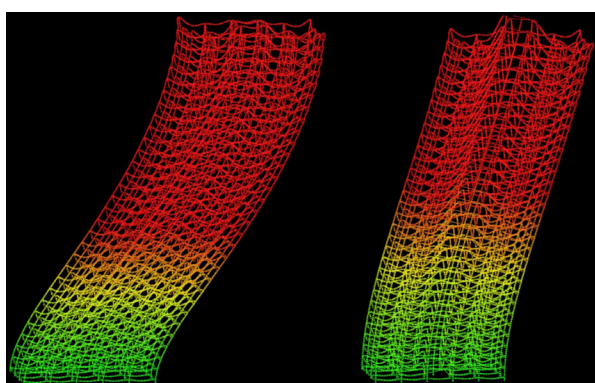


Figura 7 – Deslocamento do modelo 1 (esquerda) e do modelo 2 (direita), ambos na situação com 30 pavimentos.

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.

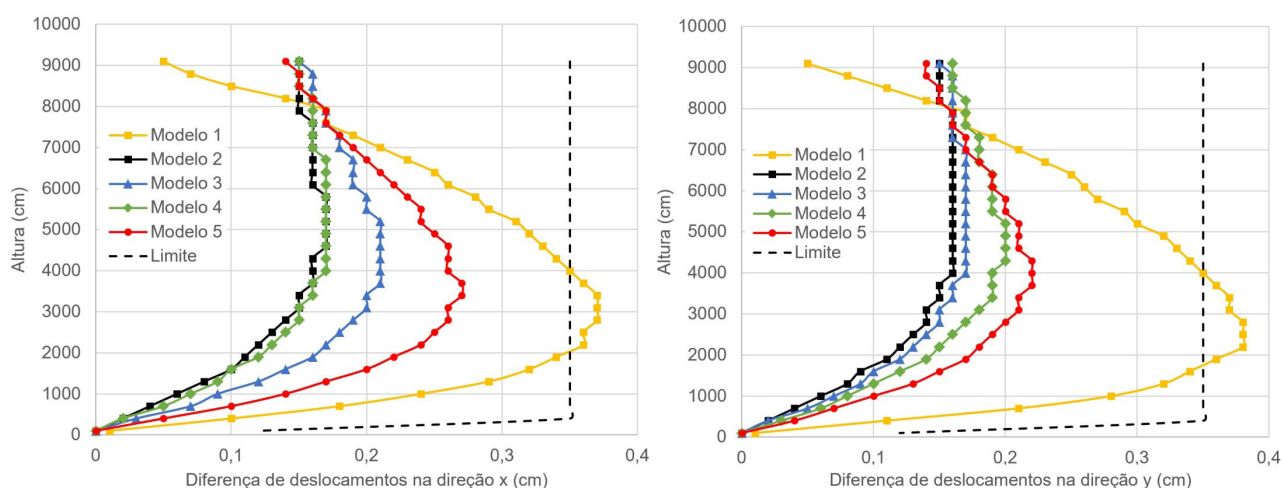


Figura 8 – Diferença entre os deslocamentos horizontais entre o pavimento anterior e o pavimento considerado, para as estruturas de 30 pavimentos, na direção x(esquerda) e direção y (direita).

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.

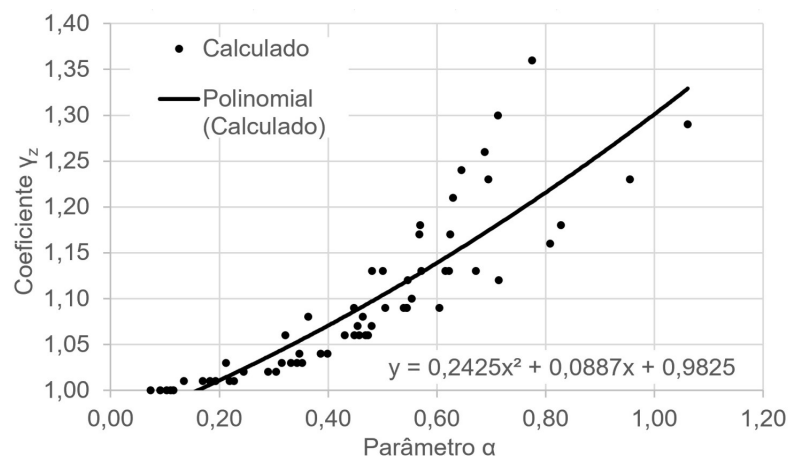


Figura 9 – Correlação entre os coeficientes γ_z e α calculados para todos modelos.

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.

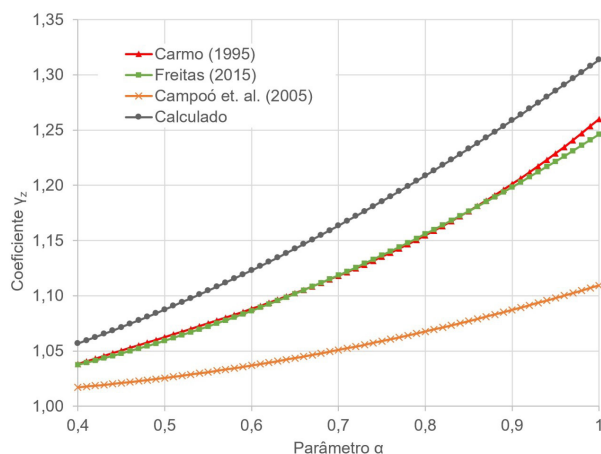


Figura 10 – Comparação entre diferentes correlações para os coeficientes γ_z e α .

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.

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