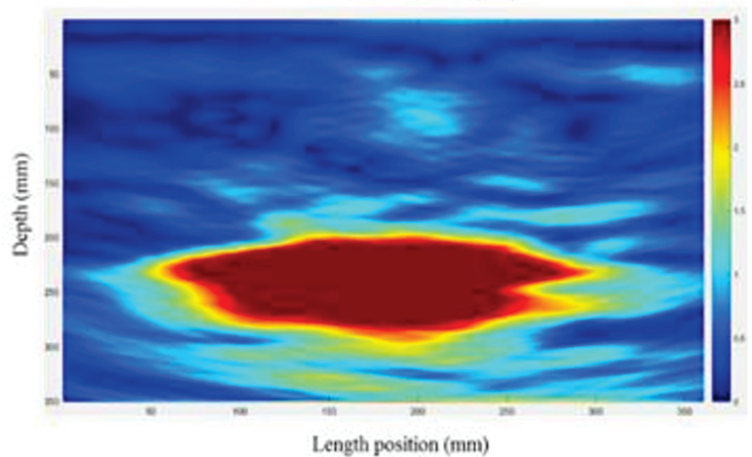
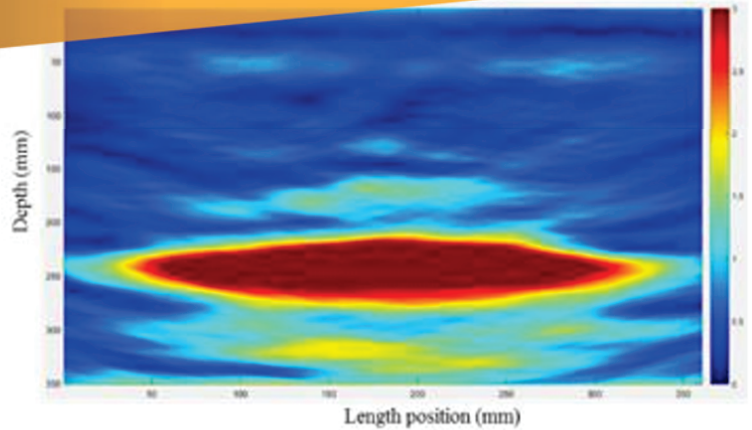
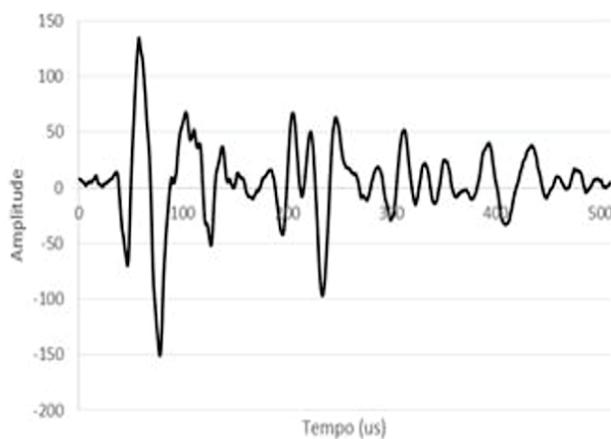
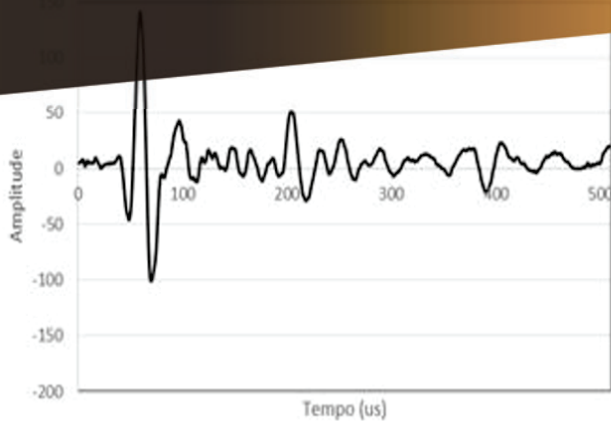


Volume 11, Number 1

February, 2018

ISSN 1983-4195



Low-rise structures in reinforced concrete: approximation of material nonlinearity for global stability analysis

L. M. MOREIRA and C. H. MARTINS

Numerical approach about the effect of the corrosion on the mechanical capacity of the reinforced concrete beams considering material nonlinear models

G. P. PELLIZZER, E. D. LEONEL and C. G. NOGUEIRA

Dynamic characterization of a heritage construction from 19th century

F. BRANDÃO, E. MESQUITA, A. DIÓGENES, P. ANTUNES and H. VARUM

Fresh and hardened properties of self-compacting concrete modified with lightweight and recycled aggregates

A. F. ANGELIN, R. C. CECICHE LINTZ and L. A. G. BARBOSA

Attenuation of sound radiation in concrete structure through the reduction of mechanical vibration

R. V. DE HOLANDA, M. A. V. DUARTE, M. A. B. C. BADAN, J. L. DE O. PENA and R. C. ROSA

Optimization of structural brickwork laying joints in concrete blocks

M. V. S. CAVALCANTI, A. M. X. FRANCISCO, D. M. RODRIGUES and D. G. SILVA

Balance emissions and CO₂ uptake in concrete structures: simulation based on the cement content and type

E. F. FELIX and E. POSSAN

Combined axial and flexural loads in short reinforced concrete columns in fire: ultimate limit state curves using 500 °C isotherm method

J. S. SUAZNABAR and V. P. SILVA

Physical and geometrical non-linear behavior of precast beams on elastomeric supports

M. T. S. A. CARDOSO and M. C. V. LIMA

Study of design methodologies of steel column bases

I. PIANA and A. F. G. CALENZANI

Editorial

<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952017000600001>

Editorial Board

- Américo Campos Filho (Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- Eduardo N. B. Santos Júlio (Editor, IST, Lisboa, Portugal)
- José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa (Editor, UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)
- José Márcio Fonseca Calixto (Editor, UFMG, Belo Horizonte, MG, Brazil)
- Leandro Francisco Moretti Sanchez (Editor, University of Ottawa, Ottawa, Canada)
- Mauro Vasconcellos Real (FURG, Rio Grande, RS, Brazil)
- Osvaldo Luís Manzoli (Editor, UNESP, Bauru, SP, Brazil)
- Paulo César Correia Gomes (Editor, UFAL, Maceió, AL, Brazil)
- Rafael Giuliano Pileggi (Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Roberto Caldas de Andrade Pinto (Editor, UFSC, Florianópolis, SC, Brazil)
- Ronaldo Barros Gomes (Editor, UFG, Goiânia, GO, Brazil)
- Túlio Nogueira Bittencourt (Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Antonio Carlos R. Laranjeiras (ACR Laranjeiras, Salvador, BA, Brazil)
- Bernardo Horowitz (UFPE, Recife, PE, Brazil)
- Denise C. C. Dal Molin (Former Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- Emil de Souza Sánchez Filho (UFF, Rio de Janeiro, RJ, Brazil)
- Geraldo Cechella Isaia (UFSM, Santa Maria, RS, Brazil)
- Gonzalo Ruiz (UCLM, Ciudad Real, Spain)
- Guilherme Sales Melo (Former Editor, UnB, Brasília, DF, Brazil)
- Ivo José Padaratz (UFSC, Florianópolis, SC, Brazil)
- Joaquim Figueiras (FEUP, Porto, Portugal)
- Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (Former Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- Mounir Khalil El Debs (USP, São Carlos, SP, Brazil)
- Nicole Pagan Hasparyk (Former Editor, FURNAS, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)
- Paulo Helene (Former Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Paulo Monteiro (Berkeley, University of California, Berkeley, CA, USA)
- P.K. Mehta (Berkeley, University of California, Berkeley, CA, USA)
- Pedro Castro Borges (CINVESTAV, México, D.F., México)
- Romilde Almeida de Oliveira (Universidade Católica de Pernambuco, Recife, PE, Brazil)
- Romildo Dias Toledo Filho (Former Editor, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brazil)
- Rubens Machado Bittencourt (Former Editor, FURNAS, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)
- Vladimir Antonio Paulon (UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)

Reviewers

Reviewers are selected by the Editors among the IBRACON members with recognized competence in the specific field of each contribution. They are acknowledged at the end of each volume.

We are now releasing the first issue of the eleventh volume of IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 11, Number 1, February 2018). This issue begins with a material nonlinear approach to analyze the global stability of buildings with less than four floors. In the second article, a mechanical model is presented involving material nonlinearities and corrosion effects to predict the loss of resistance of reinforced concrete beams. The third article describes ambient vibration tests performed with the objective of obtaining the natural frequencies of a heritage construction from the nineteenth century. The objective of the fourth article is to analyze self-compacting concretes using lightweight and recycled aggregates. The fifth article discusses an experimental modal analysis procedure for vibratory responses through impulsive excitations to determine the natural frequencies and the location of points suitable for attachment of dynamic vibration absorbers to a reinforced concrete beam. The sixth article reports an investigation on the influence of the thickness of the mortar-laying joint in the resistance of masonry structures. The seventh article aims to evaluate emissions and CO₂ uptake in concretes produced with different cement content and type. The eighth article presents ultimate limit state curves for short reinforced concrete columns in fire situation. The ninth article describes numerical evaluation of concrete beams with geometric imperfections on elastomeric supports. A discussion is presented on the influence exerted by the concrete parameters, physical non-linearity and the compression stiffness of the bearing pads. In the last article, two design methodologies are presented considering the uniform and triangular pressure distribution between base plate and concrete.

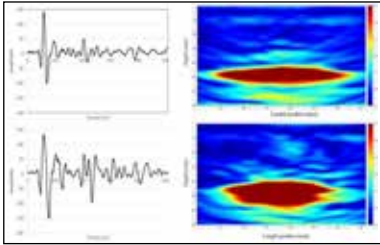
We acknowledge the dedication of authors and reviewers in assuring the quality of this issue.

Américo Campos Filho, Eduardo N. B. Santos Júlio, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, José Márcio Fonseca Calixto, Leandro Francisco Moretti Sanchez, Mauro Vasconcellos Real, Osvaldo Luís Manzoli, Paulo César Correia Gomes, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ronaldo Barros Gomes and Túlio Nogueira Bittencourt, Editors

Estamos lançando a primeira edição do décimo primeiro volume da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (Volume 11, Número 1, fevereiro de 2018). Este número inicia com uma abordagem não-linear material para analisar a estabilidade global de edifícios com menos de quatro andares. No segundo artigo é apresentado um modelo mecânico envolvendo não-linearidades materiais e efeitos de corrosão para prever a perda de resistência em vigas de concreto armado. O terceiro artigo descreve ensaios de vibração ambiental realizados com o objetivo de obter as frequências naturais de uma construção histórica do século XIX. O objetivo do quarto artigo é analisar concretos auto adensáveis usando agregados leves e reciclado. O quinto artigo discute um procedimento de análise modal experimental para respostas vibratórias através de excitações impulsivas para determinar as frequências naturais e a localização de pontos adequados para a fixação de absorvedores dinâmicos de vibrações para uma viga de concreto armado. O sexto artigo relata uma investigação sobre a influência da espessura da argamassa de assentamento na resistência de alvenaria estrutural. O sétimo artigo tem como objetivo avaliar emissões e captura de CO₂ em concretos produzidos com diferentes consumos e tipos de cimento. O oitavo artigo apresenta curvas de estado limite último para pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio. O nono artigo aborda a análise numérica de vigas de concreto com imperfeições geométricas sobre apoios elastoméricos. É apresentada uma discussão sobre a influência exercida pelos parâmetros do concreto, a não-linearidade física e a rigidez à compressão das almofadas. No último artigo, duas metodologias são apresentadas para o dimensionamento de pilares considerando distribuições uniforme e triangular de pressões entre a placa de base e o concreto.

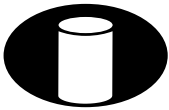
Agradecemos a dedicação de autores e revisores em garantir a qualidade desta edição.

Américo Campos Filho, Eduardo NB Santos Júlio, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, José Márcio Fonseca Calixto, Leandro Francisco Moretti Sanchez, Mauro Vasconcellos Real, Osvaldo Luís Manzoli, Paulo César Correia Gomes, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ronaldo Barros Gomes e Túlio Nogueira Bittencourt, Editores



Cover: ULTRASONIC TOMOGRAPHY FOR CONCRETE PAVEMENT EVALUATION: DIFFERENCES IN SIGNAL AMPLITUDE FOR SOUND AND DAMAGED CONCRETE

Courtesy: L. S. SALLES, SÃO PAULO, BRAZIL



IBRACON

Ibracon Structures and Materials Journal is published bimonthly (February, April, June, August, October and December) by IBRACON.

IBRACON

Instituto Brasileiro do Concreto
Founded in 1972

R. Julieta do Espírito Santo Pinheiro, 68
Jardim Olímpia, São Paulo – SP
Brasil – 05542-120
Phone: +55 11 3735-0202
Fax: +55 11 3733-2190
E-mail: arlene@ibracon.org.br
Website: <http://www.ibracon.org.br>

Editors

Américo Campos Filho
(Brazil)

José Luiz Antunes de O. e Sousa
(Brazil)

José Márcio Fonseca Calixto
(Brazil)

Leandro Francisco Moretti Sanchez
(Canada)

Mauro Vasconcelos Real
(Brazil)

Osvaldo Luís Manzoli
(Brazil)

Paulo César Correia Gomes
(Brazil)

Rafael Giuliano Pileggi
(Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto
(Brazil)

Ronaldo Barros Gomes
(Brazil)

Túlio Nogueira Bittencourt
(Brazil)

Cover design & Layout:
Ellementto-Arte
www.ellementto-arte.com

Volume 11, Number 1
February, 2018
ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Low-rise structures in reinforced concrete: approximation of material nonlinearity for global stability analysis

L. M. MOREIRA and C. H. MARTINS

1

Numerical approach about the effect of the corrosion on the mechanical capacity of the reinforced concrete beams considering material nonlinear models

G. P. PELLIZZER, E. D. LEONEL and C. G. NOGUEIRA

26

Dynamic characterization of a heritage construction from 19th century

F. BRANDÃO, E. MESQUITA, A. DIÓGENES, P. ANTUNES and H. VARUM

52

Fresh and hardened properties of self-compacting concrete modified with lightweight and recycled aggregates

A. F. ANGELIN, R. C. CECICHE LINTZ and L. A. G. BARBOSA

76

Attenuation of sound radiation in concrete structure through the reduction of mechanical vibration

W. K. DOMINICINI and J. L. CALMON

95

Optimization of structural brickwork laying joints in concrete blocks

M. V. S. CAVALCANTI, A. M. X. FRANCISCO, D. M. RODRIGUES and D. G. SILVA

115

Balance emissions and CO₂ uptake in concrete structures: simulation based on the cement content and type

E. F. FELIX and E. POSSAN

135

Combined axial and flexural loads in short reinforced concrete columns in fire: ultimate limit state curves using 500 °C isotherm method

J. S. SUAZNABAR and V. P. SILVA

163

Physical and geometrical non-linear behavior of precast beams on elastomeric supports

M. T. S. A. CARDOSO and M. C. V. LIMA

183

Study of design methodologies of steel column bases

I. PIANA and A. F. G. CALENZANI

203

Aims and Scope

Aims and Scope

The IBRACON Structures and Materials Journal is a technical and scientific divulgation vehicle of IBRACON (Brazilian Concrete Institute). Each issue of the periodical has 5 to 8 papers and, possibly, a technical note and/or a technical discussion regarding a previously published paper. All contributions are reviewed and approved by reviewers with recognized scientific competence in the area.

Objectives

The IBRACON Structures and Materials Journal's main objectives are:

- Present current developments and advances in the area of concrete structures and materials;
- Make possible the better understanding of structural concrete behavior, supplying subsidies for a continuous interaction among researchers, producers and users;
- Stimulate the development of scientific and technological research in the areas of concrete structures and materials, through papers peer-reviewed by a qualified Editorial Board;
- Promote the interaction among researchers, constructors and users of concrete structures and materials and the development of Civil Construction;
- Provide a vehicle of communication of high technical level for researchers and designers in the areas of concrete structures and materials.

Submission Procedure

The procedure to submit and revise the contributions, as well as the formats, are detailed on IBRACON's WebSite (www.ibracon.org.br). The papers and the technical notes are revised by at least three reviewers indicated by the editors. The discussions and replies are accepted for publication after a revision by the editors and at least one member of the Editorial Board. In case of disagreement between the reviewer and the authors, the contribution will be sent to a specialist in the area, not necessarily linked to the Editorial Board.

Contribution Types

The periodical will publish original papers, short technical notes and paper discussions. Announcements of conferences and meetings, information about book reviews, events and contributions related to the area will also be available in the periodical's WebSite. All contributions will be revised and only published after the Editorial and Reviewers Boards approve the paper. Restrictions of content and space (size) are imposed to the papers. The contributions will be accepted for review in Portuguese, Spanish or English. The abstracts are presented in Portuguese or Spanish, and in English, independently of the language in which the paper is written. After the review process, papers originally written in Portuguese or Spanish should be translated into English, which is the official language of the IBRACON Structures and Materials Journal. Optionally, papers are also published in Portuguese or Spanish.

Original papers will be accepted as long as they are in accordance with the objectives of the periodical and present quality of information and presentation. The instructions to submit a paper are detailed in the template (available on IBRACON's WebSite).

The length of the papers must not exceed 20 pages.

A technical note is a brief manuscript. It may present a new feature of research, development or technological application in the areas of Concrete Structures and Materials, and Civil Construction. This is an opportunity to be used by industries, companies, universities, institutions of research, researchers and professionals willing to promote their

works and products under development. The instructions to submit a technical note are detailed on IBRACON's WebSite.

A discussion is received no later than 3 months after the publication of the paper or technical note. The instructions to submit a discussion are detailed on IBRACON's WebSite. The discussion must be limited to the topic addressed in the published paper and must not be offensive. The right of reply is guaranteed to the Authors. The discussions and the replies are published in the subsequent issues of the periodical.

Internet Access

IBRACON Structural Journal Page in <http://www.ibracon.org.br>

Subscription rate

All IBRACON members have free access to the periodical contents through the Internet. Non-members have limited access to the published material, but are able to purchase isolated issues through the Internet. The financial resources for the periodical's support are provided by IBRACON and by research funding agencies. The periodical will not receive any type of private advertisement that can jeopardize the credibility of the publication.

Photocopying

Photocopying in Brazil. Brazilian Copyright Law is applicable to users in Brazil. IBRACON holds the copyright of contributions in the journal unless stated otherwise at the bottom of the first page of any contribution. Where IBRACON holds the copyright, authorization to photocopy items for internal or personal use, or the internal or personal use of specific clients, is granted for libraries and other users registered at IBRACON.

Copyright

All rights, including translation, reserved. Under the Brazilian Copyright Law No. 9610 of 19th February, 1998, apart from any fair dealing for the purpose of research or private study, or criticism or review, no part of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system, or transmitted in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, recording or otherwise, without the prior written permission of IBRACON. Requests should be directed to IBRACON:

IBRACON

Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, nº 68 ,Jardim Olímpia,
São Paulo, SP – Brasil CEP: 05542-120
Phone: +55 11 3735-0202 Fax: +55 11 3733-2190
E-mail: arlene@ibracon.org.br.

Disclaimer

Papers and other contributions and the statements made or opinions expressed therein are published on the understanding that the authors of the contribution are the only responsible for the opinions expressed in them and that their publication does not necessarily reflect the support of IBRACON or the journal.

Objetivos e Escopo

A Revista IBRACON de Estruturas e Materiais é um veículo de divulgação técnica e científica do IBRACON (Instituto Brasileiro do Concreto). Cada número do periódico tem 5 a 8 artigos e, possivelmente, uma nota técnica e/ou uma discussão técnica sobre um artigo publicado anteriormente. Todas as contribuições são revistas e aprovadas por revisores com competência científica reconhecida na área.

Objetivos

Os objetivos principais da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais são:

- Apresentar desenvolvimentos e avanços atuais na área de estruturas e materiais de concreto;
- Possibilitar o melhor entendimento do comportamento do concreto estrutural, fornecendo subsídios para uma interação contribua entre pesquisadores, produtores e usuários;
- Estimular o desenvolvimento de pesquisa científica e tecnológica nas áreas de estruturas de concreto e materiais, através de artigos revisados por um corpo de revisores qualificado;
- Promover a interação entre pesquisadores, construtores e usuários de estruturas e materiais de concreto, e o desenvolvimento da Construção Civil;
- Prover um veículo de comunicação de alto nível técnico para pesquisadores e projetistas nas áreas de estruturas de concreto e materiais.

Submissão de Contribuições

O procedimento para submeter e revisar as contribuições, assim como os formatos, estão detalhados na página Internet do IBRACON (www.ibracon.org.br). Os artigos e as notas técnicas são revisadas por, no mínimo, três revisores indicados pelos editores. As discussões e réplicas são aceitas para publicação após uma revisão pelo editores e no mínimo um membro do Corpo Editorial. No caso de desacordo entre revisor e autores, a contribuição será enviada a um especialista na área, não necessariamente do Corpo Editorial.

Tipos de Contribuição

O periódico publicará artigos originais, notas técnicas curtas e discussões sobre artigos. Anúncios de congressos e reuniões, informação sobre revisão de livros e contribuições relacionadas à área serão também disponibilizadas na página Internet da revista. Todas as contribuições serão revisadas e publicadas apenas após a aprovação dos revisores e do Corpo Editorial. Restrições de conteúdo e espaço (tamanho) são impostas aos artigos. As contribuições serão aceitas para revisão em português, espanhol ou inglês. Os resumos serão apresentados em português ou espanhol, e em inglês, independentemente do idioma em que o artigo for escrito. Após o processo de revisão, artigos originalmente escritos em português ou espanhol deverão ser traduzidos para inglês, que é o idioma oficial da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. Opcionalmente, os artigos são também publicados em português ou espanhol.

Artigos originais serão aceitos desde que estejam de acordo com os objetivos da revista e apresentam qualidade de informação e apresentação. As instruções para submeter um artigo estão detalhadas em um gabarito (disponível no sítio do IBRACON).

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

Um nota técnica é um manuscrito curto. Deve apresentar uma nova linha de pesquisa, desenvolvimento ou aplicação tecnológica nas áreas de Estruturas de Concreto e Materiais, e Construção Civil. Esta é uma oportunidade a ser utilizada por indústrias, empresas, universidades,

instituições de pesquisa, pesquisadores e profissionais que desejem promover seus trabalhos e produtos em desenvolvimento. As instruções para submissão estão detalhadas na página de Internet do IBRACON.

Uma discussão é recebida não mais de 3 meses após a publicação do artigo ou nota técnica. As instruções para submeter uma discussão estão detalhadas na página de Internet do IBRACON. A discussão deve se limitar ao tópico abordado no artigo publicado e não pode ser ofensivo. O direito de resposta é garantido aos autores. As discussões e réplicas são publicadas nos números subsequentes da revista.

Acesso via Internet

Página da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais em <http://www.ibracon.org.br>

Assinatura

Todos os associados do IBRACON têm livre acesso ao conteúdo do periódico através da Internet. Não associados têm acesso limitado ao material publicado, mas podem adquirir números isolados pela Internet. O financiamento para suporte à revista é provido pelo IBRACON e por agências de financiamento à pesquisa. A revista não receberá qualquer tipo de anúncio privado que possa prejudicar a credibilidade da publicação.

Fotocópias

Fotocópias no Brasil, A Lei Brasileira de Direitos Autorais é aplicada a usuários no Brasil. O IBRACON detém os direitos autorais das contribuições na revista a menos que haja informação em contrário no rodapé da primeira página da contribuição. Onde o IBRACON detém os direitos autorais, autorização para fotocopiar itens para uso interno ou pessoal, ou uso interno ou pessoal de clientes específicos, é concedida para bibliotecas e outros usuários registrados no IBRACON.

Direitos autorais

Todos os direitos, inclusive tradução são reservados. Sob a Lei de Direitos Autorais No. 9610 de 19 de fevereiro de 1998, exceto qualquer acordo para fins de pesquisa ou estudo privado, crítica ou revisão, nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida, arquivada em sistema de busca, ou transmitida em qualquer forma ou por qualquer meio eletrônico, mecânico, fotocópia, gravação ou outros, sem a autorização prévia por escrito do IBRACON. Solicitações devem ser encaminhadas ao IBRACON:

IBRACON

Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, nº 68, Jardim Olímpia, São Paulo, SP –Brasil CEP: 05542-120

Fone: +55 11 3735-0202 Fax: +55 11 3733-2190

E-mail: arlene@ibracon.org.br.

Aviso Legal

Artigos e outras contribuições e declarações feitas ou opiniões expressas aqui são publicadas com o entendimento que os autores da contribuição são os únicos responsáveis pelas opiniões expressas neles e que sua publicação não necessariamente reflete o apoio do IBRACON ou da revista.

Diretoria

Diretoria Biênio 2017/2019

Diretor Presidente

Julio Timerman

Assessores da Presidência

Augusto Carlos de Vasconcelos

José Tadeu Balbo

Selmo Chapira Kuperman

Assessor da Presidência – Atuação ABCP/ABESC

Hugo da Costa Rodrigues Filho

Assessor da Presidência – Atuação Construtoras

Alexandre Couso – ESSER

Diretor 1º Vice-Presidente

Luiz Prado Vieira Júnior

Diretor 2º Vice-Presidente

Bernardo Tutikian

Diretor 1º Secretário

Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário

Carlos José Massucato

Diretor 1º Tesoureiro

Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro

Nelson Covas

Diretor de Marketing

Hugo Rodrigues

Diretor de Eventos

César Daher

Assessores da Diretoria de Eventos

Maurice Antoine Traboulsi

Sônia Regina Cottas Freitas

Diretor Técnico

Paulo Helene

Diretor de Relações Institucionais

Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica

Íria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento

Leandro Mouta Trautwein

Diretor de Cursos

Enio José Pazini Figueiredo

Diretor de Certificação de Pessoal

Gilberto Antônio Giuzio

Diretora de Atividades Estudantis

Jéssika Pacheco

Conselho Diretor Biênio 2017/2019

Sócios Titulares Individuais

Cláudio Sbrighi Neto

Augusto Carlos de Vasconcelos

Júlio Timerman

Luiz Prado Vieira Júnior

Antônio Domingues de Figueiredo

Vladimir Antonio Paulon

Carlos José Massucato

Maurice Antoine Traboulsi

Nelson Covas

César Henrique Sato Daher

Luiz Carlos Pinto da Silva

Inês Laranjeira da Silva Battagin

Antonio Laranjeiras

Enio Pazini Figueiredo

Geraldo Cechella Isaia

Mário Willian Esper

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland

POLI-USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo

FURNAS Centrais Elétricas S.A.

LAFARGE HOLCIM

CNO – Construtora Noberto Odebrecht

ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto

L. A. Falcão Bauer Centro Tecnológico de Controle de Qualidade Ltda.

ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem

GERDAU

Conselheiros Permanentes

Eduardo Antonio Serrano

José Marques Filho

Paulo Helene

Ronaldo Tartuce

Rubens Machado Bittencourt

Selmo Chapira Kuperman

Simão Prizskulnik

Tulio Nogueira Bittencourt

Low-rise structures in reinforced concrete: approximation of material nonlinearity for global stability analysis

Estruturas de pequeno porte em concreto armado: consideração aproximada da não-linearidade física para análise da estabilidade global



L. M. MOREIRA^a
moreiralm19@gmail.com

C. H. MARTINS^b
chmartins2007@gmail.com

Abstract

In the analysis of the second-order global effects, the material nonlinearity (NLF) can be considered in an approximate way, defining for the set of each structural element a mean flexural stiffness. However, there is less research concerning low-rise buildings in the analysis of global stability in contrast to high buildings, because these have a greater sensitivity to this phenomenon and they are more studied. In this way, the paper objective is to determine the flexural stiffness values, of beams and columns, for buildings with less than four floors, to approximate consideration of the NLF in the global analysis. The idealized examples to buildings with 1, 2 and 3 floors, being simulated through the software CAD/TQS and an analysis model based in an iterative process. The simulations results defined the stiffness values of the set of beams and columns in each example, followed by a statistical analysis to define general values of application in the buildings. Finally, a proposal is suggested of stiffness reduction coefficients for beams and columns to be adopted in the approximation the NLF ($EI_{sec} = \alpha_{v/p} \cdot E_{cl} I_c$), as follows: buildings with 1 floor ($\alpha_v = 0,17$ and $\alpha_p = 0,66$), buildings with 2 floors ($\alpha_v = 0,15$ and $\alpha_p = 0,71$) and buildings with 3 floors ($\alpha_v = 0,14$ and $\alpha_p = 0,72$). The results obtained can be used for the analysis of low-rise structures to consider the second order global effects with more safely.

Keywords: second order effects, global analysis, stiffness of structural elements.

Resumo

Na análise dos efeitos globais de segunda ordem, a não-linearidade física (NLF) pode ser considerada de forma aproximada, definindo-se para o conjunto de cada elemento estrutural, uma rigidez secante à flexão. No entanto, encontram-se menos pesquisas referentes a edifícios baixos na análise da estabilidade global em contraste com os edifícios altos, pois estes possuem uma maior sensibilidade a esse fenômeno e, consequentemente, são objeto de maior estudo. Desta forma, o objetivo deste trabalho é determinar os valores de rigidez à flexão, de vigas e pilares, para edificações com menos de quatro pavimentos, de modo a considerar a NLF de forma aproximada na análise global. Os exemplos idealizados são referentes a edificações com 1, 2 e 3 pavimentos, sendo simulados através do software CAD/TQS e por meio de um modelo de análise baseado em um processo iterativo. Os resultados das simulações definiram os valores da rigidez do conjunto de vigas e de pilares em cada exemplo, prosseguindo-se a uma análise estatística com o intuito de se definir valores gerais de aplicação nas edificações. Por fim, apresenta-se uma proposta de coeficientes redutores de rigidez para vigas e pilares a serem adotados na consideração da NLF de forma aproximada ($EI_{sec} = \alpha_{v/p} \cdot E_{cl} I_c$), conforme a seguir: edifícios com 1 pavimento ($\alpha_v = 0,17$ e $\alpha_p = 0,66$), edifícios com 2 pavimentos ($\alpha_v = 0,15$ e $\alpha_p = 0,71$) e edifícios com 3 pavimentos ($\alpha_v = 0,14$ e $\alpha_p = 0,72$). Os resultados obtidos podem ser utilizados para a análise de estruturas de pequeno porte de modo a se considerar os efeitos globais de segunda ordem de forma mais segura.

Palavras-chave: efeitos de segunda ordem, análise global, rigidez dos elementos estruturais.

^a Federal Institute of Education, Science and Technology of Mato Grosso do Sul, Department of Infrastructure, Aquidauana, MS, Brazil;
^b State University of Maringá, Department of Civil Engineering, Maringá, PR, Brazil.

1. Introduction

Basically, a global stability analysis evaluates the global second-order effects on buildings, considering the material nonlinearity of the included materials and the geometric nonlinearity that result from the structure in its deformed state. However, at that stage, the structural elements are not yet scaled out, and consequently, there are no details on the armor. As a result, the global stability analysis is characterized as a preliminary step before scaling structures, and thus, an approximate evaluation of the material nonlinearity is conducted. The material nonlinearity can be approximately considered, by establishing the secant stiffness of bending for each structural element. However, there have been very few studies on low rise buildings in the analysis of global stability compared to tall buildings because these have a higher sensitivity to this phenomenon, and consequently, are subject to more studies.

This idea is corroborated by the fact that the ABNT NBR 6118:2014 in its item 15.7.3 proposes approximate stiffness values for beams, columns and slabs in buildings with at least four floors.

According to IBRACON (2015), the use of these stiffness values proposed by the standards organization for smaller buildings may lead to results detrimental to the safety of the structures as these values are usually smaller.

However, setting the stiffness for the entire set of beams and columns in low rise buildings is essential but highly complex at the same time. In fact, each building has unique features that, in turn, affect the setting of the secant stiffness of the entire set of its structural elements. Thus, statistical analysis becomes an important tool for the integration of the specificities of each building.

Khuntia and Ghosh (2004a) obtained values of effective bending stiffness (EI_{ef}) for beams and columns through an analytical approach. They conducted a parametric study where the analysis of beams and columns was conducted separately to investigate the dependency that exists between bending stiffness and other relevant parameters. According to the results obtained, they proposed an equation for the calculation of EI_{ef} for columns, by equation 1.

$$EI_{ef} = E_c I_g \cdot (0,80 + 25 \cdot \rho_g) \cdot \left(1 - \frac{e}{h} - 0,5 \cdot \frac{P_u}{P_o}\right) \quad (1)$$

where:

EI_{ef} : effective bending stiffness;

$E_c I_g$: bending stiffness of the gross section;

ρ_g : longitudinal armor rate;

e/h : relative eccentricity;

P_u : requested normal force of calculation;

P_o : resistant normal force of calculation.

For beams, they proposed expressions for the following situations:

- I. For rectangular beams with $f_{ck} \leq 41,4 \text{ MPa}$, the EI_{ef} can be calculated by equation 2 or equation 3 that consider the inertia moment of the cracked section.

$$EI_{ef} = E_c I_g \cdot (0,10 + 25 \cdot \rho_g) \cdot \left(1,2 - 0,2 \cdot \frac{b}{d}\right) \leq 0,6 \cdot E_c I_g \quad (2)$$

$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 \quad (3)$$

where

EI_{ef} : effective bending stiffness;

$E_c I_g$: bending stiffness of the gross section;

ρ_g : longitudinal armor rate;

b : width of the beam;

d : clear height of the section;

c : depth of the neutral line;

n : relationship between the elasticity modules of steel and concrete;

A_s : positive armature steel area.

- II. For rectangular beams with $f_{ck} > 41,4 \text{ MPa}$, the EI_{ef} can be calculated by equation 4.

$$EI_{ef} = E_c I_g \cdot (0,10 + 25 \cdot \rho_g) \cdot \left(1,2 - 0,2 \cdot \frac{b}{d}\right) \cdot \left[1,15 - (4 \cdot 10^{-5}) \cdot f'_c\right] \leq 0,6 \cdot E_c I_g \quad (4)$$

where:

EI_{ef} : effective bending stiffness;

$E_c I_g$: bending stiffness of the gross section;

ρ_g : longitudinal armor rate;

b : width of the beam;

d : clear height of the section;

f'_c : concrete's compressive strength.

- III. For beams with section T and compressed table, the EI_{ef} can be calculated by equation 5.

$$\frac{EI_{efT}}{EI_{ef}} = \left(1,0 + 2,0 \cdot \frac{t_f}{h}\right) \leq 1,4 \quad (5)$$

where

EI_{efT} : effective bending stiffness for beams with T-section;

EI_{ef} : effective bending stiffness for rectangular beams;

t_f : width of the table;

h : height of the section.

Based on the equations, Khuntia and Ghosh (2004a) suggested a methodology for considering the values of EI_{ef} for portico beams and columns, with emphasis on slender columns:

1. In the analysis of porticos, for the consideration of the global effects of first and second-order, values of $EI_{ef} = 0,35 \cdot E_c I_g$ for beams and $EI_{ef} = 0,7 \cdot E_c I_g$ for columns can be assumed.
2. At the end of this first analysis, the values of EI_{ef} for the beams and columns were recalculated following equations 1 and 2.

If the values obtained are greater than 15% of the initial values considered, it is recommended to perform a new analysis using the values obtained by the equations. Otherwise, performing a new analysis is not required.

Khuntia and Ghosh (2004b) validated the analytic approach designed in Khuntia and Ghosh (2004a) through experimental analysis.

Martins (2008) analyzed reinforced concrete beams, bi-supported and bi-embedded, with different rates of longitudinal armor and distributed loads, using a finite element formulation, considering integrated concrete between cracks as a contributing factor (*tension stiffening*) and M-1/r diagrams to evaluate the EI_{ef} of the beams in the two above-mentioned binding situations. For the bi-supported beams, the values obtained were $0,41 \cdot E_{ci} I_c \leq EI_{ef} \leq 0,54 \cdot E_{ci} I_c$. For the bi-embedded beams, the values obtained were $0,57 \cdot E_{ci} I_c \leq EI_{ef} \leq 0,64 \cdot E_{ci} I_c$, where E_{ci} is the concrete's initial tangent modulus of elasticity and I_c is the moment of inertia of the gross section of the beams. As the bending of the beams in

reinforced concrete buildings should be an intermediate situation in relation to those analyzed, the approximate EI_{ef} for the beams should be considered as $0,54 \cdot E_{cl}I_c$ in verifications of the ultimate state limit design. However, according to the results obtained, Martins emphasized that the EI_{ef} should be differentiated for the beams with equal and different lower and upper armor.

The ACI 318:2014 suggests the use of equations 1 and 2 proposed by Khuntia and Ghosh (2004a) for the calculation of EI_{ef} for columns and beams, respectively. However, for the columns, the limits of $0,35 \cdot E_c I_g \leq EI_{ef} \leq 0,875 \cdot E_c I_g$ are set. Moreover, for the beams, the limits are $0,25 \cdot E_c I_g \leq EI_{ef} \leq 0,50 \cdot E_c I_g$. The final values of EI_{ef} should also be multiplied by the reduction factor $\phi_k = 0,875$. According to Franco (1995), this reduction only makes sense for the general formulation of the American standard.

Bueno (2014) determined stiffness values to be used for beams ($EI_{sec} = \alpha_v \cdot E_{cl}I_c$) and columns ($EI_{sec} = \alpha_p \cdot E_{cl}I_c$) in buildings with less than four floors, to consider the material nonlinearity, in an approximate manner, in the evaluation of global stability. To obtain these values, a number of examples were designed and their respective analyses were conducted using the CAD/TQS software, version 16.9.79, considering the specifications of the ABNT NBR 6118:2007. Finally, the following values for the stiffness coefficients were suggested: buildings with 1 floor ($\alpha_v = 0,20$ and $\alpha_p = 0,60$), buildings with 2 floors ($\alpha_v = 0,30$ and $\alpha_p = 0,60$), buildings with 3 floors ($\alpha_v = 0,30$ and $\alpha_p = 0,70$) and buildings with 4 to 10 floors ($\alpha_v = 0,40$ and $\alpha_p = 0,80$).

As defined earlier, in the global analysis, the geometric nonlinearity is associated with the changes that occur in the geometry of the structure as a whole and there are established methods to evaluate it (e. g., coefficient γ_z , P- Δ analysis, the method of the geometric stiffness matrix). However, the consideration of the geometric nonlinearity essentially depends on a good evaluation of the deformed structure, i.e., the correct consideration of the material nonlinearity.

1.1 Objective

To determine the values of bending stiffness of beams and columns, for buildings with less than four floors; to enable the evaluation of material nonlinearity, in an approximate manner, for the global stability analysis of low rise buildings.

1.2 Justification

The ABNT NBR 6118:2014 suggests the use of the instability parameter α and/or the coefficient γ_z for the evaluation of global second-order effects.

Unlike the instability parameter α that incorporates the values of bending stiffness of the cross-linked structure in its formulation, it becomes necessary to consider the material nonlinearity with stiffness reducing values of the structural elements suggested by the standard in item 15.7.3 in the calculation of the coefficient γ_z . However, these values are for buildings with at least four floors, thus preventing the use of the coefficient γ_z in smaller buildings.

Because the instability parameter α does not have this limitation, it can be used to assess the overall stability instead of the coefficient γ_z . However, the instability parameter α does not allow the calculation of the second-order global effects, unlike the coefficient γ_z .

Therefore, the determination of the stiffness values of structural elements for buildings with less than four floors makes it possible to use the coefficient γ_z for the evaluation of global stability and calculation of the second-order global effects (when needed) for buildings of this size.

In relation to the calculation of the second-order global effects, the values of bending stiffness can also be used in considerably complex methods for the evaluation of geometric nonlinearity, such as the P- Δ analysis and the geometric stiffness matrix method.

2. Materials and numerical simulations

In this study, we attempted to define an analysis method different from that employed by Bueno (2014), to expand the investigation of the approximate material nonlinearity into the evaluation of global stability. According to the objective, it is required to set the stiffness values of beams ($EI_{sec} = \alpha_v \cdot E_{cl}I_c$) and columns ($EI_{sec} = \alpha_p \cdot E_{cl}I_c$) for buildings with less than four floors.

As such, we used the CAD/TQS software, version 18.11.53, made available by the Department of Civil Engineering of the State University of Maringa, because it fulfills the requirements of the ABNT NBR 6118:2014 and includes advanced and automated analysis methods.

2.1 Characterization of the studied examples

The examples studied are relative to buildings with one, two, and three floors. The following are some fixed characteristics adopted in all examples:

- For the classification of environmental aggressiveness, we selected class II;
- The presence of masonry walls was considered over all the beams on all floors (on the coverage floors, the height of the walls was of 1 m), composed of concrete blocks 14 and 19 cm wide for beams 15 and 20 cm wide, respectively;
- The slabs of the standard pavement are 12 cm thick with 2.0 and 3.0 kN/m² permanent and accidental load, respectively.

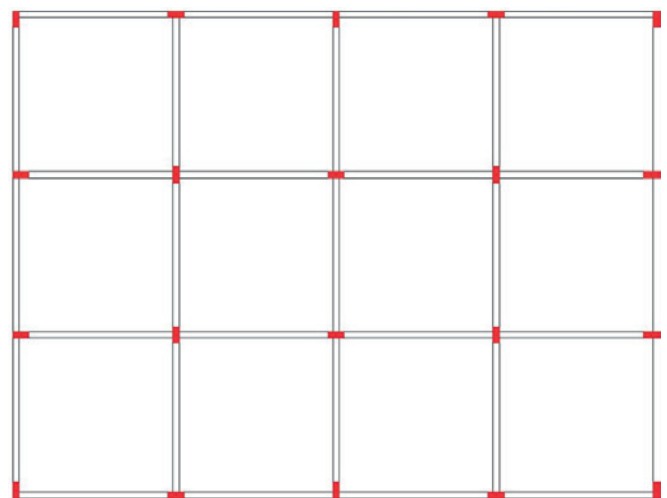


Figure 1
Plant of structural shapes T_1

Source: Author

Table 1
Types of structural configurations

Nomenclature	Beams (cm x cm)	Columns (cm x cm)	Height of floor to floor (m)	Length of beams (m)
E	20 x 50	20 x 50	4	5
F	20 x 40	20 x 40	3	4
G	20 x 40	20 x 40	4	5
H	15 x 40	15 x 40	3	4
I	20 x 40	20 x 35	4	5
J	15 x 30	15 x 25	3	4

Source: Author

While the slabs of the coverage pavement are 12 cm thick with 3.0 ken/m² of permanent and incidental load;

- The action of the wind and geometric imperfections in four directions (0°, 90°, 180° and 270°) were also taken into consideration, resulting in 83 combinations of actions for analysis.

For the analysis of the size of each building 16 examples were designed, based on different types of structural shapes, structural configurations, basic wind speeds and characteristic strength of concrete. These parameters are presented in Figures 1 and 2 and Tables 1, 2 and 3.

It should be noted that, from the structural configurations listed in Table 1, only classifications E and F are used in the examples with three floors. Classifications G and H are only used in the examples with two floors. Classifications I and J are only used in the examples with one floor. This differentiation was used to es-

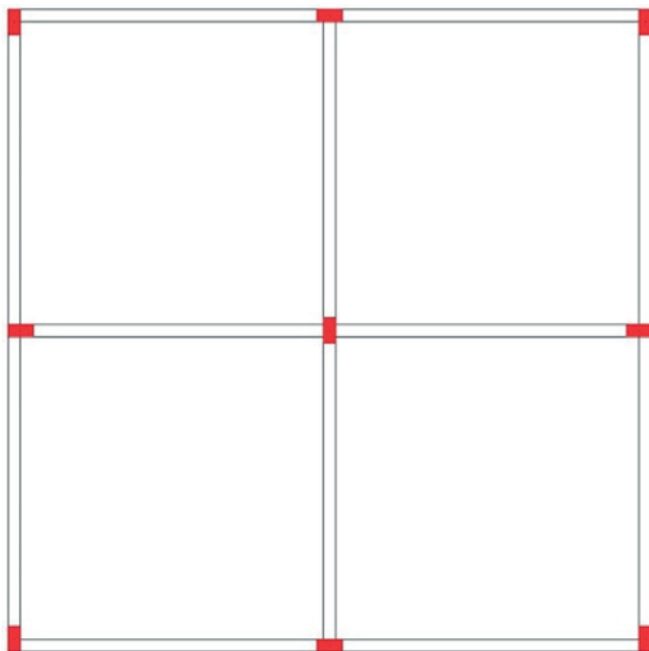


Figure 2
Plant of structural shapes T₂
Source: Author

Table 2
Types of basic wind speed (V₀)

Nomenclature	Basic wind speed (m/s)
v ₁	30
v ₂	50

Source: Author

Table 3
Types of characteristic strength of concrete (f_{ck})

Nomenclature	Characteristic strength of concrete (MPa)
f	25
g	40

Source: Author

Table 4
Examples for simulations

Combinations			
3T ₁ Ev ₁ f	3T ₁ Ev ₁ g	3T ₁ Ev ₂ f	3T ₁ Ev ₂ g
3T ₁ Fv ₁ f	3T ₁ Fv ₁ g	3T ₁ Fv ₂ f	3T ₁ Fv ₂ g
3T ₂ Ev ₁ f	3T ₂ Ev ₁ g	3T ₂ Ev ₂ f	3T ₂ Ev ₂ g
3T ₂ Fv ₁ f	3T ₂ Fv ₁ g	3T ₂ Fv ₂ f	3T ₂ Fv ₂ g
2T ₁ Gv ₁ f	2T ₁ Gv ₁ g	2T ₁ Gv ₂ f	2T ₁ Gv ₂ g
2T ₁ Hv ₁ f	2T ₁ Hv ₁ g	2T ₁ Hv ₂ f	2T ₁ Hv ₂ g
2T ₂ Gv ₁ f	2T ₂ Gv ₁ g	2T ₂ Gv ₂ f	2T ₂ Gv ₂ g
2T ₂ Hv ₁ f	2T ₂ Hv ₁ g	2T ₂ Hv ₂ f	2T ₂ Hv ₂ g
1T ₁ lv ₁ f	1T ₁ lv ₁ g	1T ₁ lv ₂ f	1T ₁ lv ₂ g
1T ₁ Jv ₁ f	1T ₁ Jv ₁ g	1T ₁ Jv ₂ f	1T ₁ Jv ₂ g
1T ₂ lv ₁ f	1T ₂ lv ₁ g	1T ₂ lv ₂ f	1T ₂ lv ₂ g
1T ₂ Jv ₁ f	1T ₂ Jv ₁ g	1T ₂ Jv ₂ f	1T ₂ Jv ₂ g

Source: Author

Table 5

Description of symbology adopted in table 4

Symbology	
Number of floors	1, 2, 3
Types of structural shapes	T_1, T_2
Types of structural configurations (Dimensions of beams, columns and slabs; height of floor to floor; length of beams)	E, F, G, H, I, J
Types of V_0	V_1, V_2
Types of f_{ck}	f, g
Source: Author	

estimate the features compatible with those used in real buildings. Thus, Table 4 shows the list of simulated examples. The symbols used are listed in Table 5.

The variability used in designing the examples was adopted to obtain different detailing of the armor in the structural elements, and consequently, different rates of longitudinal armor. It should also be considered that the stiffness of structural elements is sensitive to the variation of the steel rate set for each structural element.

2.2 Analysis of model examples

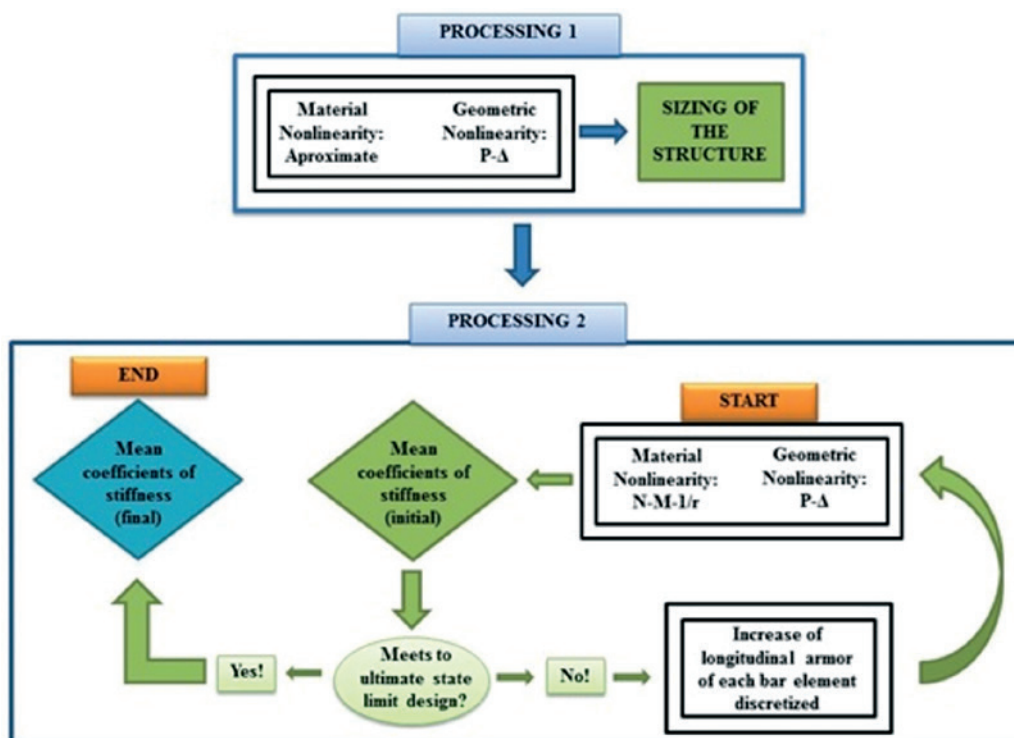
Having defined the examples, the next step is to demonstrate their

analysis. The analysis model is developed based on an iterative process to obtain the results, where, after the convergence, the average stiffness values obtained for beams and columns accurately represent the material nonlinearity, in an approximate manner, for the simulated example.

Figure 3 shows the simulation process of all examples on a flowchart.

2.2.1 Processing 1

Initially, the material nonlinearity is evaluated, approximately, with the values of stiffness for the beams ($EI_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci}I_c$) and the columns ($EI_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci}I_c$) — note that although these values are common for

**Figure 3**

Analysis model of examples

Source: Author

buildings with four or more floors, they were used as an initial measure. The geometric nonlinearity is analyzed by the P-Δ analysis. After the estimation of global effects (1st order + 2nd order), we continue with the analysis of the local effects of second-order on the columns. As such, after setting the value of the total effects in each element, the dimensioning and detailing of structural elements is done, according to the parameters defined in the ABNT NBR 6118:2014.

2.2.2 Processing 2

On the basis of the material and geometric nonlinear portico the

material nonlinearity is evaluated by M-1/r and N-M-1/r diagrams, for beams and columns, respectively. Analogous to processing 1, the geometric nonlinearity is evaluated by the P-Δ analysis. This processing consists of only one verification with respect to the ultimate state limit design and provides the stiffness values for each bar element discretized from the beams and columns. Such discretization is made for 50 cm long bar elements, as a similar performance is evident in preliminary tests for the discretization of 10 cm long bar elements. With respect to the savings on computational costs, the choice was justified.

For discretized bars that do not comply with the ultimate state limit

Table 6
Results of the simulations (part 1)

Example	1 ^a iteration	2 ^a iteration	3 ^a iteration	4 ^a iteration	5 ^a iteration	Estimated	Average rate of beams armor (%)	Average rate of columns armor (%)
3T1Ev1f	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,72$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,72$	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,72$	0,92	0,73
3T1Ev1g	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,79$	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,74$	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,74$	-	-	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,74$	0,83	0,5
3T1Ev2f	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,74$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	0,92	0,76
3T1Ev2g	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,79$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,74$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,74$	-	-	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,74$	0,92	0,5
3T1Fv1f	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,77$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	0,75	0,59
3T1Fv1g	$\alpha_v:0,11$ $\alpha_p:0,82$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,77$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,77$	-	-	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,77$	0,69	0,59
3T1Fv2f	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,77$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	0,8	0,6
3T1Fv2g	$\alpha_v:0,11$ $\alpha_p:0,82$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,77$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,77$	-	-	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,77$	0,72	0,59
3T2Ev1f	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,74$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,68$	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,68$	0,85	0,62
3T2Ev1g	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,78$	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,72$	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,71$	-	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,71$	0,82	0,5
3T2Ev2f	$\alpha_v:0,20$ $\alpha_p:0,72$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,68$	-	-	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,68$	1,03	0,83
3T2Ev2g	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,76$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,70$	-	-	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,70$	0,96	0,56
3T2Fv1f	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,70$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,70$	0,72	0,6
3T2Fv1g	$\alpha_v:0,11$ $\alpha_p:0,80$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,74$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,74$	-	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,74$	0,68	0,59
3T2Fv2f	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,70$	-	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,70$	0,76	0,6
3T2Fv2g	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,79$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,72$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,73$	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,73$	0,72	0,59

Source: Author

design, minimum increases are manually made in the respective areas of longitudinal armor and, then, the example undergoes another analysis with respect to material nonlinearity and geometric nonlinearity by means of the material and geometric nonlinear portico, obtaining new values of stiffness for each discretized bar. This process is repeated until all the elements comply with ultimate state limit design.

Subsequently, a note is made on the average values of stiffness provided by the software, for the whole set of beams and columns of the structure.

2.2.3 Iterative process

We replace the initial values of material nonlinearity (beams: $EI_{sec} = 0,4 \cdot E_{cl} I_c$ and columns: $EI_{sec} = 0,8 \cdot E_{cl} I_c$) with the obtained coefficients (average values of stiffness) and repeat processing 1 and 2. As the values of the coefficients are presented with an accuracy of two decimal places, this iterative process is repeated until the values of an iteration are equal to those of a previous iteration. After convergence, the obtained values represent the evaluation of the material nonlinearity, in an approximate manner, for that structure.

Table 6

Results of the simulations (part 2)

Example	1 ^a iteration	2 ^a iteration	3 ^a iteration	4 ^a iteration	5 ^a iteration	Estimated	Average rate of beams armor (%)	Average rate of columns armor (%)
2T1Gv1f	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,69$	-	-	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,69$	1,34	0,85
2T1Gv1g	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,74$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	1,26	0,7
2T1Gv2f	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,69$	-	-	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,69$	1,28	0,87
2T1Gv2g	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,72$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,72$	-	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,72$	1,24	0,74
2T1Hv1f	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,81$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,76$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,76$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,76$	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,76$	0,81	1,03
2T1Hv1g	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,84$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,78$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	0,81	0,79
2T1Hv2f	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,82$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,76$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,76$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,76$	0,79	1,01
2T1Hv2g	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,85$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,79$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	0,83	0,79
2T2Gv1f	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,65$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,65$	-	-	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,65$	1,27	0,76
2T2Gv1g	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,72$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,67$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,67$	1,17	0,66
2T2Gv2f	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,65$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,64$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,65$	-	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,65$	1,31	0,88
2T2Gv2g	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,66$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,66$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,66$	1,26	0,78
2T2Hv1f	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,80$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,73$	0,8	0,93
2T2Hv1g	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,82$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,75$	-	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,75$	0,73	0,79
2T2Hv2g	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,81$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,73$	0,76	0,79
1T1lv1f	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,64$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,65$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,65$	-	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,65$	1,06	0,46

Source: Author

2.3 Statistical treatment

With the stiffness values estimated in each example owing to the iterative process, one should perform the statistical treatment to obtain the average values of the stiffness reducing coefficients for evaluation of the material nonlinearity, in an approximate manner, for buildings with one, two and three floors.

Thus, the measures used to describe the set of values obtained in each example are measures of central tendency (representative average) and measures of dispersion (standard deviation, coefficient of variation, and maximum and minimum values). We also used Gaussian distribution graph x histogram, to compare the distribution mathematically established with the one that

represents the numerically obtained data.

The representative average is the value that the data of a distribution concentrates the most and, for the purpose of this study, it can be defined by equation 6.

$$\overline{\alpha_{(v/p)}} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \alpha_{(v/p)i} \tag{6}$$

where

n: number of simulated examples;

$\overline{\alpha_{(v/p)}}$: average stiffness reduction coefficient of beams or columns;

$\alpha_{(v/p)i}$: stiffness reducing coefficient of the beams or columns, obtained in each example.

The standard deviation represents the variation or dispersion that

Table 6

Results of the simulations (part 2)

Example	1ª iteration	2ª iteration	3ª iteration	4ª iteration	5ª iteration	Estimated	Average rate of beams armor (%)	Average rate of columns armor (%)
1T1lv1g	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,64$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,64$	-	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,64$	1,12	0,73
1T1lv2f	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,65$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,64$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,64$	-	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,64$	1,09	0,8
1T1lv2g	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,65$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,64$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,64$	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,64$	1,07	0,73
1T1Jv1f	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,76$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,73$	1,27	1,42
1T1Jv1g	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	1,12	1,25
1T1Jv2f	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,73$	1,25	1,55
1T1Jv2g	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	1,12	1,29
1T2lv1f	$\alpha_v:0,21$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,62$	-	-	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,62$	1,11	0,56
1T2lv1g	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,63$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,62$	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,62$	1,03	0,56
1T2lv2f	$\alpha_v:0,21$ $\alpha_p:0,66$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,62$	-	-	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,62$	1,05	0,59
1T2lv2g	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,62$	1,06	0,56
1T2Jv1f	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,20$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,21$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,21$ $\alpha_p:0,69$	-	$\alpha_v:0,21$ $\alpha_p:0,69$	1,25	1,35
1T2Jv1g	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,67$	1,17	0,94
1T2Jv2f	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,20$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,20$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,20$ $\alpha_p:0,69$	-	$\alpha_v:0,20$ $\alpha_p:0,69$	1,24	1,4
1T2Jv2g	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,76$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,67$	-	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,67$	1,15	0,94

Source: Author

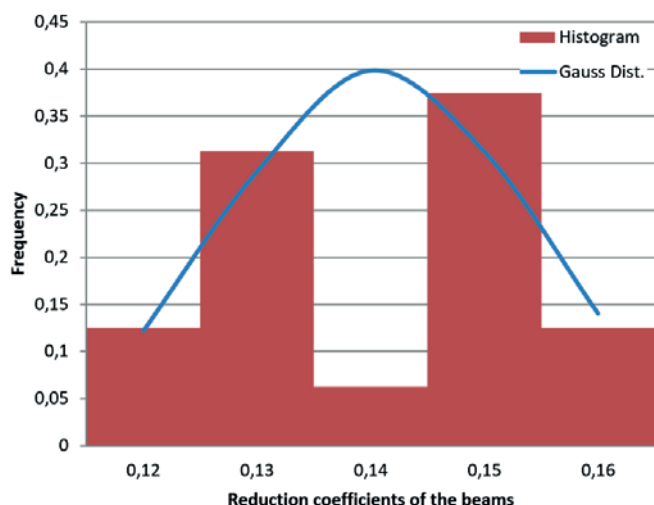


Figure 4
Gauss distribution graph x histogram for the beams stiffness in examples with 3 floors

Source: Author

exists relative to the average for a given set of data and, for the purpose of this study it can be defined by equation 7.

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\alpha_{(v/p)i} - \overline{\alpha_{(v/p)}})^2} \quad (7)$$

where

s : standard deviation;

$\overline{\alpha_{(v/p)}}$: average stiffness reduction coefficient of beams or columns;

$\alpha_{(v/p)i}$: stiffness reducing coefficient of the beams or columns, obtained in each example.

The standard deviation represents the variation or dispersion that exists relative to the average for a given set of data and, for the purpose of this study it can be defined by equation 7.

The coefficient of variation is a measure of relative dispersion, used for the accuracy of estimates and represents the standard deviation as a percentage of the average. For the purpose of this study, it can be defined by equation 8.

Table 7

Result of statistical analysis for the beams stiffness in examples with 3 floors

Descriptive statistics	
Average representative	0,140625
Standard deviation	0,013400871
Variation coefficient	9,53%
Number of idealized examples	16
Minimum value	0,12
Maximum value	0,16

Source: Author

$$c_v = \frac{s}{\overline{\alpha_{(v/p)}}} \cdot 100 \quad (8)$$

where

c_v : coefficient of variation expressed in percentage (%)

s : standard deviation;

$\overline{\alpha_{(v/p)}}$: average stiffness reduction coefficient of beams or columns.

Therefore, the lower the value of the variation coefficient, the more homogeneous will be the data, i.e., the smaller will be the dispersion around the average. In general, the coefficient of variation can be evaluated as follows:

- $c_v \leq 15\%$: low dispersion (homogeneous data);
- $15\% < c_v \leq 30\%$: average dispersion;
- $c_v > 30\%$: high dispersion (heterogeneous data).

3. Results and discussions

For each conceived example, their respective stiffness values for the whole set of beams ($EI_{sec} = \alpha_v \cdot E_{cl} I_c$) and columns ($EI_{sec} = \alpha_p \cdot E_{cl} I_c$) were obtained. Table 6 shows the values obtained for each iteration and the estimated value that represents the material nonlinearity, in an approximate manner, in each analyzed sample. After obtaining the estimated values of the stiffness reducing coefficients in each example described in Table 6, the statistical treatment was commenced to obtain the average values of the stiffness reduction coefficients for the evaluation of the material nonlinearity, in an approximate manner, in buildings with one, two, and three floors. The results of this statistical treatment are described below.

3.1 Buildings with three floors

3.1.1 Average stiffness reduction coefficient for beams

In Figure 4, we can see the Gauss distribution graph x histogram

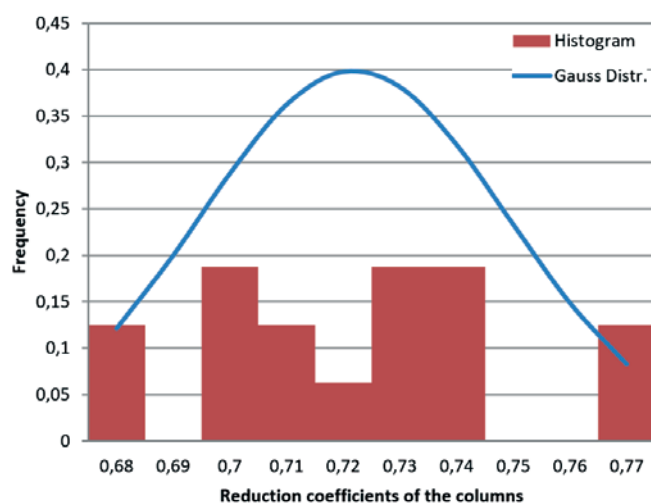


Figure 5
Gauss distribution graph x histogram for the columns stiffness in examples with 3 floors

Source: Author

Table 8

Result of statistical analysis for the beams stiffness in examples with 3 floors

Descriptive statistics	
Average representative	0,721875
Standard deviation	0,027133927
Variation coefficient	3,76%
Number of idealized examples	16
Minimum value	0,68
Maximum value	0,77
Source: Author	

and, in Table 7, we present the values of the representative average, standard deviation, coefficient of variation, and the maximum and minimum values.

3.1.2 Average stiffness reduction coefficient for columns

In Figure 5, we can see the Gauss distribution graph x histogram and, in Table 8, we present the values of the representative average, standard deviation, coefficient of variation, and the maximum and minimum values.

3.2 Buildings with two floors

3.2.1 Average stiffness reduction coefficient for beams

In Figure 6, we can see the Gauss distribution graph x histogram and, in Table 9, we present the values of the representative

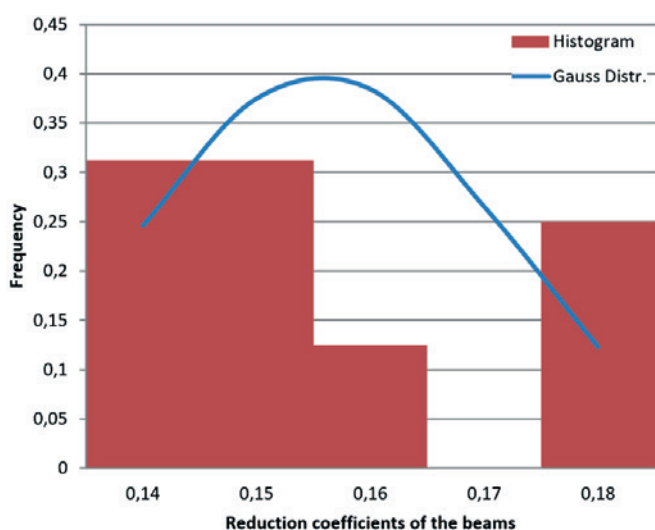


Figure 6
Gauss distribution graph x histogram for the beams stiffness in examples with 2 floors

Source: Author

Table 9

Result of statistical analysis for the beams stiffness in examples with 2 floors

Descriptive statistics	
Average representative	0,155625
Standard deviation	0,015903354
Variation coefficient	10,22%
Number of idealized examples	16
Minimum value	0,14
Maximum value	0,18
Source: Author	

average, standard deviation, coefficient of variation, and the maximum and minimum values.

3.2.2 Average stiffness reduction coefficient for columns

In Figure 7, we can see the Gauss distribution graph x histogram and, in Table 10, we present the values of the representative average, standard deviation, coefficient of variation, and the maximum and minimum values.

3.3 Buildings with 1 floor

3.3.1 Average stiffness reduction coefficient for beams

In Figure 8, we can see the Gauss distribution graph x histogram and, in Table 11, we present the values of the representative average, standard deviation, coefficient of variation, and the maximum and minimum values.

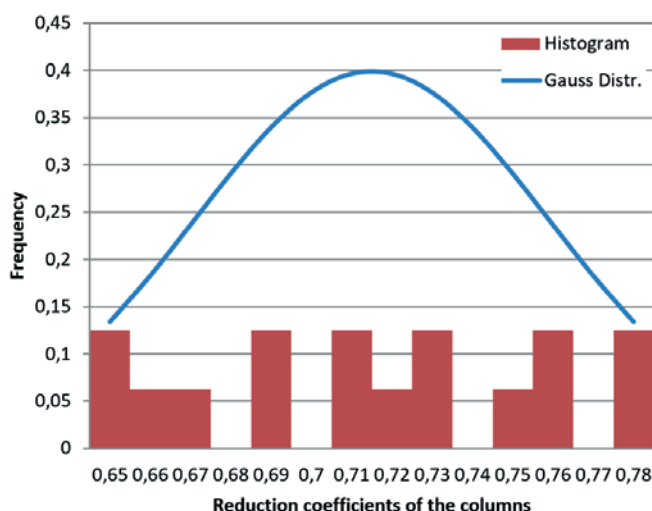


Figure 7
Gauss distribution graph x histogram for the columns stiffness in examples with 2 floors

Source: Author

Table 10
Result of statistical analysis for the beams stiffness in examples with 2 floors

Descriptive statistics	
Average representative	0,715
Standard deviation	0,043969687
Variation coefficient	6,15%
Number of idealized examples	16
Minimum value	0,65
Maximum value	0,78

Source: Author

3.3.2 Average stiffness reduction coefficient for columns

In Figure 9, we can see the Gauss distribution graph x histogram and, in Table 12, we present the values of the representative average, standard deviation, coefficient of variation, and the maximum and minimum values.

3.4 Proposal of stiffness values for beams and columns

According to the obtained variation coefficients, the obtained representative averages show a low-dispersion around the average, owing to the homogeneity of the data, the averages represent satisfactorily the values of stiffness for the set of beams and columns obtained in each designed example.

Therefore, in Table 13 we present the stiffness values for beams ($EI_{sec} = \alpha_v \cdot E_{cl} I_c$) and columns ($EI_{sec} = \alpha_p \cdot E_{cl} I_c$) for the approximate

Table 11
Result of statistical analysis for the beams stiffness in examples with 1 floor

Descriptive statistics	
Average representative	0,170625
Standard deviation	0,022351361
Variation coefficient	13,10%
Number of idealized examples	16
Minimum value	0,14
Maximum value	0,21

Source: Author

Table 12
Result of statistical analysis for the columns stiffness in examples with 1 floor

Descriptive statistics	
Average representative	0,668125
Standard deviation	0,043392588
Variation coefficient	6,49%
Number of idealized examples	16
Minimum value	0,62
Maximum value	0,73

Source: Author

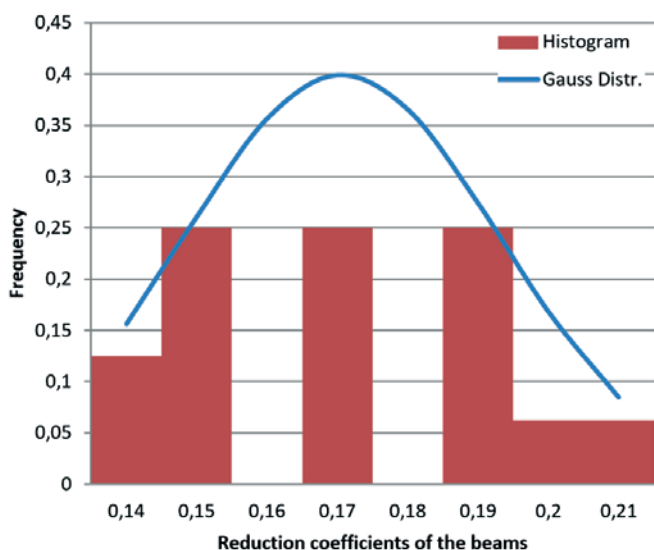


Figure 8
Gauss distribution graph x histogram for the beams stiffness in examples with 1 floor

Source: Author

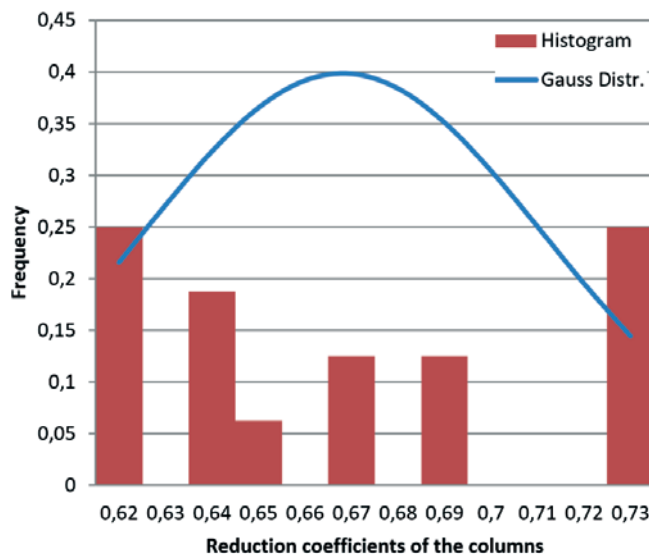


Figure 9
Gauss distribution graph x histogram for the columns stiffness in examples with 1 floor

Source: Author

Table 13
Proposal for reduction coefficients of stiffness

Floors	α_v	α_p
1	0,17	0,66
2	0,15	0,71
3	0,14	0,72
Source: Author		

consideration of the material nonlinearity in the global stability analysis, in buildings with less than four floors.

3.4.1 Comparison with the work of Bueno (2014)

In the introduction section we mentioned the researches related to the topic of this study and only the work by Bueno (2014) could be directly compared, as its objective was also to suggest values of stiffness for beams and columns in buildings with less than four floors. Table 14 shows the values of his proposal, where $\gamma_{(z,lim)} = 1,3$ is the maximum value of the coefficient γ_z in the calculation of the second-order global effects.

Initially, it can be indicated that processing 1 and processing 2 of the first iteration, relative to the analysis model of this work (Figure 3), correspond to processing 1 and processing 2 of the methodology used by Bueno (2014).

However, from that stage onwards, analysis methodologies differ, because in the model by Bueno (2014), processing 4 consisted of the comparison of values obtained in the geometric nonlinearity evaluation of processing 4 and processing 2, by means of the equation $\gamma_z^2 \leq 1,10 \cdot \gamma_z^4$. Moreover, only the analyzed examples that would comply with this relationship were validated. Particularly, Bueno (2014) used the geometric nonlinearity evaluation to verify examples that obtained the best material nonlinearity evaluations so that we could, subsequently, calculate the representative average values of the stiffness reducing coefficients for beams and columns, obtained in each example.

However, in this study, there was no need for comparing the values regarding the geometric nonlinearity, as the “validation” of the coefficients occurs through an iterative process where processing 1 and processing 2 are repeated, adopting for every iteration the coefficients obtained in the previous one. Thus, the iterative process used in the model for this study performs the same function attributed to the conditional equation created by Bueno (2014) and described above.

Table 14
Reduction coefficients of stiffness of the elements

Floors	α_v	α_p	$\gamma_{(z,lim)}$
1	0,2	0,6	1,3
2	0,3	0,6	
3	0,3	0,7	
4 a 10	0,4	0,8	
Source: Bueno (2014)			

Hence, the objective of the employed model is to turn the quantification of values into a considerably effective one, by isolating the analysis only in relation to the bending stiffness reducers for consideration of the material nonlinearity.

Another relevant factor is that Bueno (2014) designed examples with 3, 4, 5 and 8 floors. As such, the stiffness values available on Table 14, for buildings with one and two floors are merely estimations, as no examples were analyzed. On the contrary, in this study, examples have been designed with one, two, and three floors, with the proposal described in Table 13 as the final result.

4. Conclusions

This study provides a proposal for the adoption of stiffness reducing coefficients for beams and columns in the approximate consideration of the material nonlinearity ($EI_{sec} = \alpha_{v/p} \cdot E_{ci} I_c$) for the analysis of global stability, as follows: buildings with 1 floor ($\alpha_v = 0,17$ and $\alpha_p = 0,66$), buildings with 2 floors ($\alpha_v = 0,15$ and $\alpha_p = 0,71$) and buildings with 3 floors ($\alpha_v = 0,14$ and $\alpha_p = 0,72$).

It could be predicted that the values to be used for buildings with up to three floors were lower than the values suggested by the ABNT NBR 6118:2014, for buildings with, at least, four floors. In fact, in contrast to the results obtained, the values recommended by the standard deserve a re-evaluation, because of the discrepancy between the stiffness value of the beams for buildings with three floors ($\alpha_v = 0,14$) and that suggested by the standard for buildings with four floors or more ($\alpha_v = 0,40$).

Therefore, the suggested values provide a considerably precise evaluation of the approximate consideration of the material nonlinearity in low rise structures, contributing to the analysis of global second-order effects in a safer manner.

5. Acknowledgments

The material conditions inherent to the preparation of the research were provided by the State University of Maringá. The research was funded by the Araucária Foundation/CAPES.

6. References

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 318. Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, MI, 2014.
- [2] BUENO, M. M. E. Study of approximate values of equivalent stiffness for beams and columns for global nonlinear analysis in low rise structures in reinforced concrete. 2014. 238f. Thesis (Doctorate in Structures and Civil Construction) –Brasília University, Brasília, 2014.
- [3] BRAZILIAN NATIONAL STANDART ORGANIZATION. NBR 6118: Design of concrete structures - procedure. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] FRANCO, M. Global and local stability of concrete tall buildings. In: Symposium on space structures, Milan, 1995.
- [5] IBRACON. ABNT NBR 6118:2014 Comments and application examples. 1. ed. São Paulo: IBRACON, 2015.
- [6] KHUNTIA, M.; GHOSH, S. K. Flexural stiffness of reinforced

- concrete columns and beams: analytical approach. In: ACI Structural Journal. Vol 101, n. 3, p. 351-363, 2004a.
- [7] KHUNTIA, M.; GHOSH, S. K. Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: experimental verification. In: ACI Structural Journal. Vol 101, n. 3, p. 364-374, 2004b.
- [8] MARTINS, C. H. Consideration of the material nonlinearity for the reinforced concrete beams, by the refined procedure of NB1. In: Acta Scientiarum, n.1, v. 30, p. 15-18, Maringá, 2008.

Low-rise structures in reinforced concrete: approximation of material nonlinearity for global stability analysis

Estruturas de pequeno porte em concreto armado: consideração aproximada da não-linearidade física para análise da estabilidade global



L. M. MOREIRA^a
moreiralm19@gmail.com

C. H. MARTINS^b
chmartins2007@gmail.com

Abstract

In the analysis of the second-order global effects, the material nonlinearity (NLF) can be considered in an approximate way, defining for the set of each structural element a mean flexural stiffness. However, there is less research concerning low-rise buildings in the analysis of global stability in contrast to high buildings, because these have a greater sensitivity to this phenomenon and they are more studied. In this way, the paper objective is to determine the flexural stiffness values, of beams and columns, for buildings with less than four floors, to approximate consideration of the NLF in the global analysis. The idealized examples to buildings with 1, 2 and 3 floors, being simulated through the software CAD/TQS and an analysis model based in an iterative process. The simulations results defined the stiffness values of the set of beams and columns in each example, followed by a statistical analysis to define general values of application in the buildings. Finally, a proposal is suggested of stiffness reduction coefficients for beams and columns to be adopted in the approximation the NLF ($EI_{sec} = \alpha_{v/p} \cdot E_{cl} I_c$), as follows: buildings with 1 floor ($\alpha_v = 0,17$ and $\alpha_p = 0,66$), buildings with 2 floors ($\alpha_v = 0,15$ and $\alpha_p = 0,71$) and buildings with 3 floors ($\alpha_v = 0,14$ and $\alpha_p = 0,72$). The results obtained can be used for the analysis of low-rise structures to consider the second order global effects with more safely.

Keywords: self-supporting, shuttering, negative bending, lattice joist, mini lattice panel, buckling.

Resumo

Na análise dos efeitos globais de segunda ordem, a não-linearidade física (NLF) pode ser considerada de forma aproximada, definindo-se para o conjunto de cada elemento estrutural, uma rigidez secante à flexão. No entanto, encontram-se menos pesquisas referentes a edifícios baixos na análise da estabilidade global em contraste com os edifícios altos, pois estes possuem uma maior sensibilidade a esse fenômeno e, consequentemente, são objeto de maior estudo. Desta forma, o objetivo deste trabalho é determinar os valores de rigidez à flexão, de vigas e pilares, para edificações com menos de quatro pavimentos, de modo a considerar a NLF de forma aproximada na análise global. Os exemplos idealizados são referentes a edificações com 1, 2 e 3 pavimentos, sendo simulados através do software CAD/TQS e por meio de um modelo de análise baseado em um processo iterativo. Os resultados das simulações definiram os valores da rigidez do conjunto de vigas e de pilares em cada exemplo, prosseguindo-se a uma análise estatística com o intuito de se definir valores gerais de aplicação nas edificações. Por fim, apresenta-se uma proposta de coeficientes redutores de rigidez para vigas e pilares a serem adotados na consideração da NLF de forma aproximada ($EI_{sec} = \alpha_{v/p} \cdot E_{cl} I_c$), conforme a seguir: edifícios com 1 pavimento ($\alpha_v = 0,17$ e $\alpha_p = 0,66$), edifícios com 2 pavimentos ($\alpha_v = 0,15$ e $\alpha_p = 0,71$) e edifícios com 3 pavimentos ($\alpha_v = 0,14$ e $\alpha_p = 0,72$). Os resultados obtidos podem ser utilizados para a análise de estruturas de pequeno porte de modo a se considerar os efeitos globais de segunda ordem de forma mais segura.

Palavras-chave: efeitos de segunda ordem, análise global, rigidez dos elementos estruturais.

^a Federal Institute of Education, Science and Technology of Mato Grosso do Sul, Department of Infrastructure, Aquidauana, MS, Brazil;
^b State University of Maringá, Department of Civil Engineering, Maringá, PR, Brazil.

1. Introdução

Basicamente, a estabilidade global avalia os efeitos globais de segunda ordem nas edificações, considerando-se a não-linearidade física (NLF) dos materiais constituintes e, a não-linearidade geométrica (NLG) oriunda da estrutura em seu estado deformado. Porém, nessa fase, os elementos estruturais ainda não estão dimensionados e, conseqüentemente, não há detalhamento das armaduras. Logo, a análise da estabilidade global caracteriza-se como uma etapa preliminar ao dimensionamento das estruturas e, desta forma, utiliza-se de uma avaliação aproximada da NLF.

ANLF pode ser considerada de forma aproximada, definindo-se para o conjunto de cada elemento estrutural, uma rigidez secante à flexão. No entanto, as pesquisas sobre este tema vêm sendo direcionadas aos edifícios altos, contextualizando as edificações de pequeno porte como meros “coadjuvantes” na análise da estabilidade global.

Um fato que confirma essa conjectura é que a ABNT NBR 6118:2014 sugere, no item 15.7.3, valores de rigidez aproximados para vigas, pilares e lajes, em edificações com no mínimo quatro pavimentos. De acordo com IBRACON (2015), a utilização dos valores de rigidez sugeridos pela ABNT NBR 6118:2014 em edificações de menor porte pode conduzir a resultados contra a segurança das estruturas. Pois, nesse caso, os valores de rigidez dos elementos costumam ser menores.

Logo, a definição da rigidez do conjunto de vigas e de pilares em uma edificação para a análise da estabilidade global, demonstra-se de grande importância e, ao mesmo tempo, de elevada complexidade. Pois, cada edificação possui características singulares que, por sua vez, afetam a determinação da rigidez secante do conjunto de seus elementos estruturais.

Khuntia e Ghosh (2004a) apresentaram valores de rigidez à flexão efetiva (EI_{ef}) para vigas e pilares obtidos por meio de uma abordagem analítica. Para tal, realizaram um estudo paramétrico onde as análises de vigas e pilares foram realizadas de forma distinta, com o intuito de investigar a dependência existente entre a rigidez à flexão e outros parâmetros relevantes.

De acordo com os resultados obtidos, propuseram uma equação para o cálculo de EI_{ef} para pilares, de acordo com a equação 1.

$$EI_{ef} = E_c I_g \cdot (0,80 + 25 \cdot \rho_g) \cdot \left(1 - \frac{e}{h} - 0,5 \cdot \frac{P_u}{P_o}\right) \quad (1)$$

em que:

EI_{ef} : rigidez à flexão efetiva;

$E_c I_g$: rigidez à flexão da seção bruta;

ρ_g : taxa de armadura longitudinal;

e/h : excentricidade relativa;

P_u : força normal solicitante de cálculo;

P_o : força normal resistente de cálculo.

Enquanto que, para as vigas, propuseram expressões para as seguintes situações:

- I. Para vigas retangulares com $f_{ck} \leq 41,4$ MPa, o EI_{ef} pode ser calculado pela equação 2 ou pela equação 3, que considera o momento de inércia da seção fissurada.

$$EI_{ef} = E_c I_g \cdot (0,10 + 25 \cdot \rho_g) \cdot \left(1,2 - 0,2 \cdot \frac{b}{d}\right) \leq 0,6 \cdot E_c I_g \quad (2)$$

$$I_{cr} = \frac{b \cdot c^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 \quad (3)$$

em que:

EI_{ef} : rigidez à flexão efetiva;

$E_c I_g$: rigidez à flexão da seção bruta;

ρ_g : taxa de armadura longitudinal;

b : largura da viga;

d : altura útil da seção;

c : profundidade da linha neutra;

n : relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

A_s : área de aço da armadura positiva.

- II. Para vigas retangulares com $f_{ck} > 41,4$ MPa, o EI_{ef} pode ser calculado pela equação 4.

$$EI_{ef} = E_c I_g \cdot (0,10 + 25 \cdot \rho_g) \cdot \left(1,2 - 0,2 \cdot \frac{b}{d}\right) \cdot \left[1,15 - (4 \cdot 10^{-5}) \cdot f_c'\right] \leq 0,6 \cdot E_c I_g \quad (4)$$

em que:

EI_{ef} : rigidez à flexão efetiva;

$E_c I_g$: rigidez à flexão da seção bruta;

ρ_g : taxa de armadura longitudinal;

b : largura da viga;

d : altura útil da seção;

f_c' : resistência à compressão do concreto.

- III. Para vigas com seção T e mesa comprimida, o EI_{ef} pode ser calculado pela equação 5.

$$\frac{EI_{eff}}{EI_{ef}} = \left(1,0 + 2,0 \cdot \frac{t_f}{h}\right) \leq 1,4 \quad (5)$$

em que:

EI_{eff} : rigidez à flexão efetiva para vigas com seção T;

EI_{ef} : rigidez à flexão efetiva para vigas retangulares;

t_f : largura da mesa;

h : altura da seção.

De posse das equações, Khuntia e Ghosh (2004a) sugeriram uma metodologia para consideração dos valores de EI_{ef} para vigas e pilares de pórtico, com ênfase aos que possuem pilares esbeltos:

1. Na análise de pórticos, para consideração dos esforços globais de primeira e segunda ordem, podem-se assumir inicialmente os valores de $EI_{ef} = 0,35 \cdot E_c I_g$ para as vigas e $EI_{ef} = 0,7 \cdot E_c I_g$ para os pilares;
2. Ao final desta primeira análise, recalculam-se os valores de EI_{ef} para as vigas e para os pilares de acordo com as equações 1 e 2. Se os valores obtidos forem superiores a 15% dos valores iniciais considerados, recomenda-se realizar uma nova análise utilizando-se os valores obtidos pelas equações. Caso contrário, não há necessidade de se realizar uma nova análise.

Khuntia e Ghosh (2004b) validaram a abordagem analítica idealizada em Khuntia e Ghosh (2004a) por meio de análises experimentais.

Martins (2008) analisou vigas de concreto armado, biapoiadas e biengastadas, com diferentes taxas de armadura longitudinal e de carregamentos distribuídos, utilizando-se uma formulação em elementos finitos, com consideração do concreto íntegro entre fissuras como fator contribuinte (tension stiffening) e diagramas de $M-1/r$, de modo a avaliar o EI_{ef} das vigas nas duas situações de vinculação supracitadas. Para as vigas biapoiadas, os valores

obtidos foram $0,41 \cdot E_{ci} I_c \leq EI_{ef} \leq 0,54 \cdot E_{ci} I_c$. Enquanto que, para as vigas biengastadas, os valores obtidos foram $0,57 \cdot E_{ci} I_c \leq EI_{ef} \leq 0,64 \cdot E_{ci} I_c$, onde E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto e I_c é o momento de inércia da seção bruta das vigas. Como a vinculação das vigas em edifícios de concreto armado deve ser uma situação intermediária em relação às analisadas, ponderou que o EI_{ef} aproximado para vigas deve ser de $0,54 \cdot E_{ci} I_c$ em verificações do estado limite último. No entanto, de acordo com os resultados obtidos, enfatizou que o EI_{ef} deve ser diferenciado para as vigas com armaduras inferior e superior iguais, e para as vigas com armaduras inferior e superior diferentes.

O ACI 318:2014 sugere a utilização das equações 1 e 2 propostas por Khuntia e Ghosh (2004a) para o cálculo de EI_{ef} para pilares e vigas, respectivamente. Porém, para os pilares, definem-se os limites de $0,35 \cdot E_{c,g} I_g \leq EI_{ef} \leq 0,875 \cdot E_{c,g} I_g$. E, para as vigas, os limites são $0,25 \cdot E_{c,g} I_g \leq EI_{ef} \leq 0,50 \cdot E_{c,g} I_g$. Os valores finais de EI_{ef} também devem ser multiplicados pelo fator de redução $\phi_k = 0,875$. De acordo com Franco (1995), essa redução só faz sentido para a formulação geral da norma americana.

Bueno (2014) determinou valores de rigidez a serem adotados para vigas ($EI_{sec} = \alpha_v \cdot E_{ci} I_c$) e pilares ($EI_{sec} = \alpha_p \cdot E_{ci} I_c$) em edificações com menos de quatro pavimentos, de modo a considerar a NLF de forma aproximada na avaliação da estabilidade global. Para a obtenção desses valores, idealizou dezenas de exemplos e realizou suas respectivas análises através do software CAD/TQS, versão 16.9.79, atendendo as especificações da ABNT NBR 6118:2007. Por fim, sugeriu os seguintes valores para os coeficientes de rigidez: edifícios com 1 pavimento ($\alpha_v = 0,20$ e $\alpha_p = 0,60$), edifícios com 2 pavimentos ($\alpha_v = 0,30$ e $\alpha_p = 0,60$), edifícios com 3 pavimentos ($\alpha_v = 0,30$ e $\alpha_p = 0,70$) e edifícios com 4 a 10 pavimentos ($\alpha_v = 0,40$ e $\alpha_p = 0,80$).

Conforme definido no início, na análise global, a NLG está associada às mudanças que ocorrem na geometria da estrutura como um todo e existem métodos consagrados para avaliá-la (e. g., coeficiente γ_z , processo P-Δ, método da matriz de rigidez geométrica). Porém, a con-

sideração da NLG depende essencialmente de uma boa avaliação da deformada da estrutura, ou seja, da correta consideração da NLF.

1.1 Objetivo

Determinar os valores de rigidez à flexão, de vigas e pilares, para edificações com menos de quatro pavimentos, de modo a viabilizar a avaliação da NLF de forma aproximada na análise da estabilidade global para as edificações de pequeno porte.

1.2 Justificativa

A ABNT NBR 6118:2014 sugere a utilização do parâmetro de instabilidade α e/ou do coeficiente γ_z para a avaliação dos efeitos globais de segunda ordem.

Diferentemente do parâmetro de instabilidade α – que incorpora em sua formulação valores de rigidez à flexão da estrutura reticulada –, no cálculo do coeficiente γ_z torna-se necessário considerar a NLF com valores redutores de rigidez dos elementos estruturais, sugeridos pela norma no item 15.7.3. No entanto, esses valores são para edificações com no mínimo quatro pavimentos, inviabilizando a utilização do coeficiente γ_z em edifícios de menor porte. Como o parâmetro de instabilidade α não detém esta limitação pode-se utilizá-lo para avaliação da estabilidade global em substituição ao coeficiente γ_z . Porém, o parâmetro de instabilidade α não possibilita o cálculo dos esforços globais de segunda ordem, ao contrário do coeficiente γ_z .

Portanto, a determinação dos valores de rigidez dos elementos estruturais para edificações com menos de quatro pavimentos, possibilita a utilização do coeficiente γ_z para a avaliação da esta-

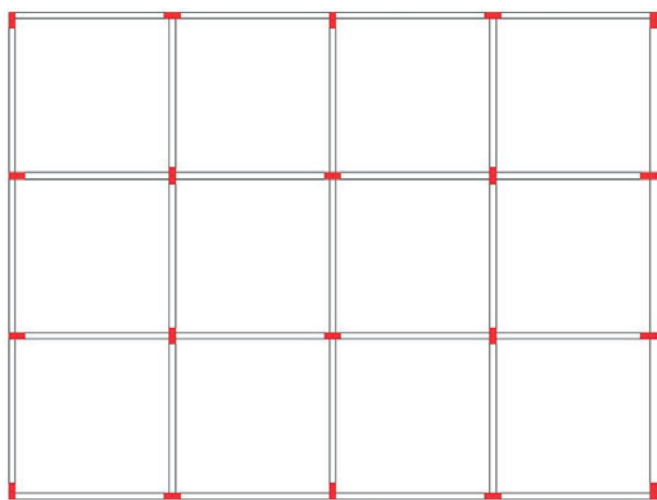


Figura 1
Planta de formas estruturais T_1

Fonte: O Autor

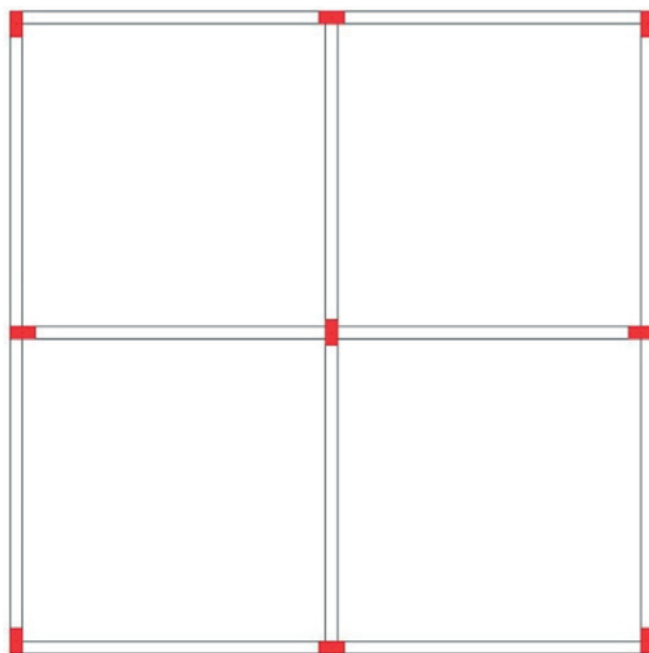


Figura 2
Planta de formas estruturais T_2

Fonte: O Autor

Tabela 1

Tipos de configurações estruturais

Nomenclatura	Vigas (cm x cm)	Pilares (cm x cm)	Altura piso a piso (m)	Vão das vigas (m)
E	20 x 50	20 x 50	4	5
F	20 x 40	20 x 40	3	4
G	20 x 40	20 x 40	4	5
H	15 x 40	15 x 40	3	4
I	20 x 40	20 x 35	4	5
J	15 x 30	15 x 25	3	4

Fonte: O Autor

bilidade global e cálculo dos esforços globais de segunda ordem (quando necessários) em edifícios deste porte.

Em relação ao cálculo dos esforços globais de segunda ordem, os valores de rigidez à flexão também poderão ser utilizados em metodologias mais complexas para avaliação da NLG, tais como: o processo P- Δ e o método da matriz de rigidez geométrica.

2. Materiais e simulações numéricas

Neste trabalho, procurou-se definir uma metodologia de análise diferente da empregada por Bueno (2014), com o intuito de ampliar a investigação da NLF aproximada na avaliação da estabilidade global. Lembrando que, conforme o que foi definido no objetivo, tem-se por propósito definir os valores de rigidez de vigas ($EI_{sec} = \alpha_v \cdot E_{cl}I_c$) e pilares ($EI_{sec} = \alpha_p \cdot E_{cl}I_c$) para edificações com menos de quatro pavimentos.

Desta forma, utilizou-se o software CAD/TQS, versão 18.11.53, disponibilizado pelo Departamento de Engenharia Civil (DEC) da Universidade Estadual de Maringá (UEM), pelo fato de atender

as prescrições da ABNT NBR 6118:2014 e dispor de métodos de análise avançados e automatizados.

2.1 Caracterização dos exemplos estudados

Os exemplos estudados são referentes a edificações com 1, 2 e 3 pavimentos. A seguir, são descritas algumas características fixas adotadas em todos os exemplos:

- Para a classificação da agressividade ambiental, escolheu-se a classe II;
- Foi considerada a presença de paredes em alvenaria sobre todas as vigas em todos os pavimentos (nos pavimentos de cobertura, a altura das paredes foi de 1 metro), sendo compostas por blocos de concreto com 14 e 19 cm de largura para as vigas com 15 e 20 cm de largura, respectivamente;
- As lajes do pavimento tipo detêm 12 cm de espessura com 2,0 e 3,0 kN/m² de carga permanente e accidental, respectivamente. Enquanto que, as lajes do pavimento de cobertura detêm 12 cm

Tabela 2Tipos de velocidade básica do vento (V_0)

Nomenclatura	Velocidade básica do vento (m/s)
V_1	30
V_2	50

Fonte: O Autor

Tabela 3Tipos de resistência característica do concreto (f_{ck})

Nomenclatura	Resistência características do concreto (MPa)
f	25
g	40

Fonte: O Autor

Tabela 4

Exemplos para simulação

Combinações			
$3T_1Ev_1f$	$3T_1Ev_1g$	$3T_1Ev_2f$	$3T_1Ev_2g$
$3T_1Fv_1f$	$3T_1Fv_1g$	$3T_1Fv_2f$	$3T_1Fv_2g$
$3T_2Ev_1f$	$3T_2Ev_1g$	$3T_2Ev_2f$	$3T_2Ev_2g$
$3T_2Fv_1f$	$3T_2Fv_1g$	$3T_2Fv_2f$	$3T_2Fv_2g$
$2T_1Gv_1f$	$2T_1Gv_1g$	$2T_1Gv_2f$	$2T_1Gv_2g$
$2T_1Hv_1f$	$2T_1Hv_1g$	$2T_1Hv_2f$	$2T_1Hv_2g$
$2T_2Gv_1f$	$2T_2Gv_1g$	$2T_2Gv_2f$	$2T_2Gv_2g$
$2T_2Hv_1f$	$2T_2Hv_1g$	$2T_2Hv_2f$	$2T_2Hv_2g$
$1T_1lv_1f$	$1T_1lv_1g$	$1T_1lv_2f$	$1T_1lv_2g$
$1T_1Jv_1f$	$1T_1Jv_1g$	$1T_1Jv_2f$	$1T_1Jv_2g$
$1T_2lv_1f$	$1T_2lv_1g$	$1T_2lv_2f$	$1T_2lv_2g$
$1T_2Jv_1f$	$1T_2Jv_1g$	$1T_2Jv_2f$	$1T_2Jv_2g$

Fonte: O Autor

Tabela 5

Descrição da simbologia adotada na tabela 4

Simbologia	
Número de pavimentos	1, 2, 3
Tipos de plantas de forma	T ₁ , T ₂
Tipos de configurações estruturais (dimensões de vigas, pilares e lajes; altura de piso a piso; vãos entre vigas)	E, F, G, H, I, J
Tipos de V ₀	V ₁ , V ₂
Tipos de f _{ck}	f, g

Fonte: O Autor

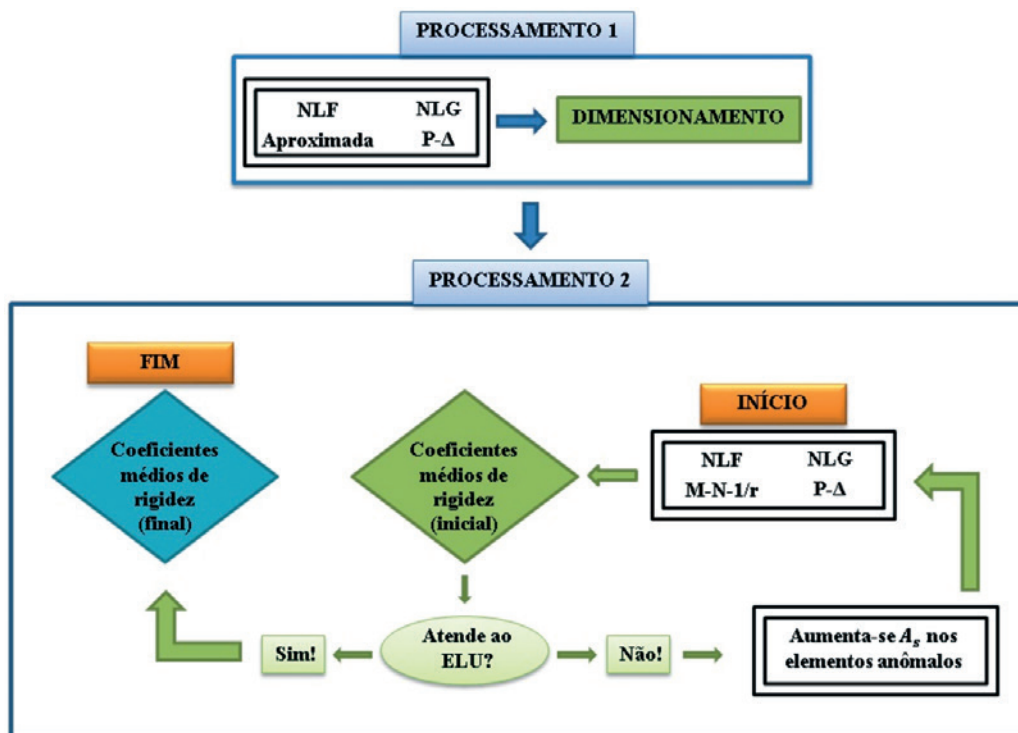
de espessura com 3,0 kN/m² de carga permanente e acidental;
 ■ Considerou-se a ação do vento e do desaprumo atuando nas quatro direções (0°, 90°, 180° e 270°), resultando em 83 combinações de ações para análise.

Para a análise de cada parte de edificação foram concebidos 16 exemplos que se baseiam em diferentes tipos de plantas de forma, configurações estruturais, velocidades básicas do vento e resistências características do concreto. Nas figuras 1 e 2 e nas tabelas 1, 2 e 3, são apresentadas estas características. Cabe ressaltar que as configurações estruturais da tabela 1, de nomenclaturas E e F, são utilizadas apenas nos exemplos com 3 pavimentos. As de nomenclaturas G e H são utilizadas apenas

nos exemplos com 2 pavimentos. E, as de nomenclaturas I e J são utilizadas apenas nos exemplos com 1 pavimento. Esta diferenciação foi aplicada para vislumbrar características compatíveis com o que é empregado nas edificações reais.

Com isso, na tabela 4, pode-se visualizar a lista de exemplos simulados. Para compreender a simbologia adotada, convém observar a tabela 5.

A variabilidade aplicada na concepção dos exemplos foi adotada para que se obtivessem diferentes detalhamentos de armaduras nos elementos estruturais e, conseqüentemente, diferentes taxas de armadura. Lembrando que, a rigidez dos elementos estruturais é sensível à variação da taxa de aço definida para cada elemento estrutural.



Nota: os “elementos anômalos” são os elementos de barra discretizados que não atenderam ao ELU.

Figura 3

Modelo de análise dos exemplos

Fonte: O Autor

2.2 Modelo de análise dos exemplos

Com os exemplos definidos, o próximo passo é demonstrar como os mesmos foram analisados. O modelo de análise desenvolvido se baseia em um processo iterativo para a obtenção dos resultados. Onde, após a convergência, os valores médios de rigidez obtidos para vigas e pilares representam com precisão a NLF de forma aproximada para o exemplo simulado.

Na figura 3, pode-se verificar por meio do fluxograma, o processo de simulação de todos os exemplos.

2.2.1 Processamento 1

Inicialmente, avalia-se a NLF de forma aproximada com os valores de rigidez para as vigas ($EI_{sec} = 0,4 \cdot E_{cl} I_c$) e para os pilares ($EI_{sec} = 0,8 \cdot E_{cl} I_c$) – lembrando que, estes valores são usuais para edifícios com quatro pavimentos ou mais, no entanto, foram utilizados como medida inicial. A NLG é analisada pelo processo P-Δ. Após a estimativa dos esforços globais (1° ordem + 2° ordem), prossegue-se a análise dos efeitos locais de segunda ordem nos pilares. Deste modo, definido o valor dos esforços totais em cada elemento, procede-se ao dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, de acordo com os parâmetros definidos na ABNT NBR 6118:2014.

2.2.2 Processamento 2

Com o auxílio do pórtico não-linear físico e geométrico (PNLFG) efetua-se a avaliação da NLF por diagramas de M-1/r e N-M-1/r para as vigas e para os pilares, respectivamente. Análogo ao processamento 1, a NLG é avaliada pelo processo P-Δ.

Este processamento consiste apenas em uma verificação quanto ao ELU e possibilita a obtenção dos valores de rigidez para cada elemento de barra discretizado das vigas e dos pilares.

A discretização destes é realizada em elementos de barra com 50 cm de comprimento, pois em testes preliminares apresentou um desempenho semelhante à discretização em elementos de barras com 10 cm de comprimento e, visando economia no custo computacional, a escolha foi justificada.

Para as barras discretizadas que não atendem ao ELU, efetuam-se, manualmente, acréscimos mínimos nas respectivas áreas de aço e, em seguida, submete-se o exemplo a uma nova análise quanto a NLF e NLG por meio do PNLFG, obtendo-se novos valores de rigidez para cada barra discretizada. Esse processo se repete até que todos os elementos atendam ao ELU.

Posteriormente, anotam-se os valores médios de rigidez fornecidos pelo software, do conjunto de vigas e pilares da estrutura.

2.2.3 Processo iterativo

Com os coeficientes obtidos (valores médios de rigidez), substituem-se os valores iniciais de NLF (vigas: $EI_{sec} = 0,4 \cdot E_{cl} I_c$ e pilares: $EI_{sec} = 0,8 \cdot E_{cl} I_c$) por estes e, deste modo, efetuam-se novamente os processamentos 1 e 2.

Como os valores dos coeficientes são apresentados com uma precisão de duas casas decimais, esse processo iterativo se repete até que os valores de uma iteração sejam iguais aos de uma iteração anterior.

Após a convergência, os valores obtidos representam a avaliação da NLF de forma aproximada para aquela estrutura.

2.3 Tratamento estatístico

Com os valores de rigidez estimados em cada exemplo devido ao processo iterativo, deve-se realizar o tratamento estatístico para obtenção dos valores médios dos coeficientes redutores de rigidez para avaliação da NLF de forma aproximada em edificações com 1, 2 e 3 pavimentos.

Para isto, as medidas utilizadas para descrever o conjunto de valores obtidos em cada exemplo são medidas de tendência central (média representativa) e medidas de dispersão (desvio padrão, coeficiente de variação, valor máximo e mínimo). Também se utilizaram gráficos de distribuição de Gauss x Histograma, de modo a comparar a distribuição prevista matematicamente com a que representa os dados obtidos numericamente.

A média representativa é o valor para onde mais se concentram os dados de uma distribuição e, para os fins deste trabalho, pode ser definida pela equação 6.

$$\overline{\alpha_{(v/p)}} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \alpha_{(v/p)i} \quad (6)$$

em que:

n : número de exemplos simulados;

$\overline{\alpha_{(v/p)}}$: coeficiente médio de redução da rigidez das vigas ou dos pilares;

$\alpha_{(v/p)i}$: coeficiente redutor de rigidez das vigas ou dos pilares, obtido em cada exemplo.

O desvio padrão representa o quanto de variação ou dispersão existe em relação à média para um determinado conjunto de dados e, para os fins deste trabalho, pode ser definido pela equação 7.

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\alpha_{(v/p)i} - \overline{\alpha_{(v/p)}})^2} \quad (7)$$

em que:

s : desvio padrão;

$\overline{\alpha_{(v/p)}}$: coeficiente médio de redução da rigidez das vigas ou dos pilares;

$\alpha_{(v/p)i}$: coeficiente redutor de rigidez das vigas ou dos pilares, obtido em cada exemplo.

O coeficiente de variação é uma medida de dispersão relativa, utilizada para a precisão de estimativas e representa o desvio padrão expresso como porcentagem da média. Para os fins deste trabalho, pode ser definido pela equação 8.

$$c_v = \frac{s}{\overline{\alpha_{(v/p)}}} \cdot 100 \quad (8)$$

em que:

c_v : coeficiente de variação expresso em porcentagem (%);

s : desvio padrão;

$\overline{\alpha_{(v/p)}}$: coeficiente médio de redução da rigidez das vigas ou dos pilares.

Basicamente, quanto menor o valor do coeficiente de variação, mais homogêneo são os dados, ou seja, menor é a dispersão em

torno da média. De forma geral, o coeficiente de variação pode ser avaliado, como:

- $c_v \leq 15\%$: baixa dispersão (dados homogêneos);
- $15\% < c_v \leq 30\%$: média dispersão;
- $c_v > 30\%$: alta dispersão (dados heterogêneos).

3. Resultados e discussões

Para cada exemplo idealizado foram obtidos os respectivos valores de rigidez para o conjunto de vigas ($EI_{sec} = \alpha_v \cdot E_{cl} I_c$) e de pilares

($EI_{sec} = \alpha_p \cdot E_{cl} I_c$). Na tabela 6 são apresentados os valores obtidos em cada iteração e valor estimado que representa a NLF aproximada em cada exemplo analisado.

De posse dos valores estimados dos coeficientes redutores de rigidez de cada exemplo descritos na tabela 6, realizou-se o tratamento estatístico para obtenção dos valores médios dos coeficientes redutores de rigidez para avaliação da NLF de forma aproximada em edificações com 1, 2 e 3 pavimentos.

A seguir, são descritos os resultados oriundos do tratamento estatístico.

Tabela 6

Resultados das simulações (parte 1)

Exemplo	1ª iteração	2ª iteração	3ª iteração	4ª iteração	5ª iteração	Estimado	Taxa média de armadura das vigas (%)	Taxa média de armadura dos pilares (%)
3T1Ev1f	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,72$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,72$	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,72$	0,92	0,73
3T1Ev1g	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,79$	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,74$	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,74$	-	-	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,74$	0,83	0,5
3T1Ev2f	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,74$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	0,92	0,76
3T1Ev2g	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,79$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,74$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,74$	-	-	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,74$	0,92	0,5
3T1Fv1f	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,77$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	0,75	0,59
3T1Fv1g	$\alpha_v:0,11$ $\alpha_p:0,82$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,77$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,77$	-	-	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,77$	0,69	0,59
3T1Fv2f	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,77$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	0,8	0,6
3T1Fv2g	$\alpha_v:0,11$ $\alpha_p:0,82$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,77$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,77$	-	-	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,77$	0,72	0,59
3T2Ev1f	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,74$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,68$	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,68$	0,85	0,62
3T2Ev1g	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,78$	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,72$	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,71$	-	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,71$	0,82	0,5
3T2Ev2f	$\alpha_v:0,20$ $\alpha_p:0,72$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,68$	-	-	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,68$	1,03	0,83
3T2Ev2g	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,76$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,70$	-	-	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,70$	0,96	0,56
3T2Fv1f	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,70$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,70$	0,72	0,6
3T2Fv1g	$\alpha_v:0,11$ $\alpha_p:0,80$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,74$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,74$	-	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,74$	0,68	0,59
3T2Fv2f	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,70$	-	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,70$	0,76	0,6
3T2Fv2g	$\alpha_v:0,12$ $\alpha_p:0,79$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,72$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,73$	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,73$	0,72	0,59

Fonte: O Autor

3.1 Edificações com 3 pavimentos

3.1.1 Coeficiente médio de redução da rigidez para as vigas

Na figura 4, pode-se visualizar o gráfico de distribuição de Gauss x Histograma e, na tabela 7, estão dispostos os valores da média representativa, desvio padrão, coeficiente de variação e valores de máximo e mínimo.

3.1.2 Coeficiente médio de redução da rigidez para os pilares

Na figura 5, pode-se visualizar o gráfico de distribuição de Gauss x Histograma e, na tabela 8, estão dispostos os valores da média representativa, desvio padrão, coeficiente de variação e valores de máximo e mínimo.

Table 6

Resultados das simulações (parte 2)

Exemplo	1ª iteração	2ª iteração	3ª iteração	4ª iteração	5ª iteração	Estimado	Taxa média de armadura das vigas (%)	Taxa média de armadura dos pilares (%)
2T1Gv1f	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,69$	-	-	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,69$	1,34	0,85
2T1Gv1g	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,74$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,71$	1,26	0,7
2T1Gv2f	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,69$	-	-	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,69$	1,28	0,87
2T1Gv2g	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,72$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,72$	-	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,72$	1,24	0,74
2T1Hv1f	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,81$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,76$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,76$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,76$	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,76$	0,81	1,03
2T1Hv1g	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,84$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,78$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	0,81	0,79
2T1Hv2f	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,82$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,76$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,76$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,76$	0,79	1,01
2T1Hv2g	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,85$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,79$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	0,83	0,79
2T2Gv1f	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,65$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,65$	-	-	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,65$	1,27	0,76
2T2Gv1g	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,72$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,67$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,67$	1,17	0,66
2T2Gv2f	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,65$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,64$	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,65$	-	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,65$	1,31	0,88
2T2Gv2g	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,66$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,66$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,66$	1,26	0,78
2T2Hv1f	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,80$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,73$	0,8	0,93
2T2Hv1g	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,82$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,75$	-	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,75$	0,73	0,79
2T2Hv2g	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,81$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,73$	0,76	0,79
1T1lv1f	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,64$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,65$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,65$	-	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,65$	1,06	0,46

Fonte: O Autor

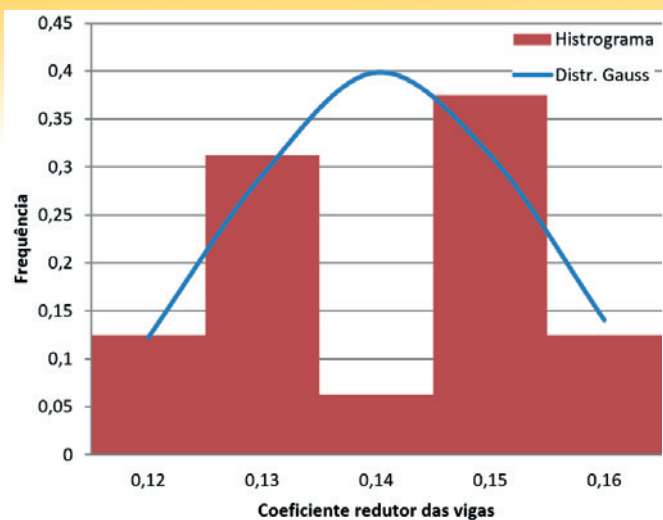


Figura 4
Distribuição de Gauss x Histograma para a rigidez das vigas nos exemplos com 3 pavimentos

Fonte: O Autor

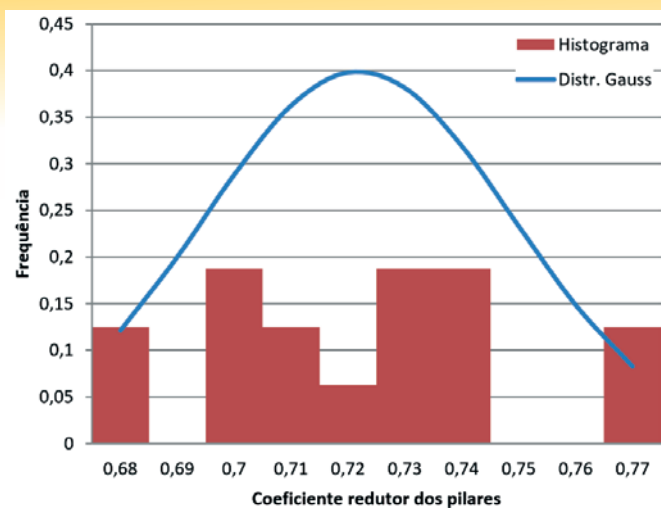


Figura 5
Distribuição de Gauss x Histograma para a rigidez dos pilares nos exemplos com 3 pavimentos

Fonte: O Autor

Table 6
Resultados das simulações (parte 3)

Exemplo	1ª iteração	2ª iteração	3ª iteração	4ª iteração	5ª iteração	Estimado	Taxa média de armadura das vigas (%)	Taxa média de armadura dos pilares (%)
1T1lv1g	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,64$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,64$	-	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,64$	1,12	0,73
1T1lv2f	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,65$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,64$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,64$	-	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,64$	1,09	0,8
1T1lv2g	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,65$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,64$	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,64$	-	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,64$	1,07	0,73
1T1Jv1f	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,76$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,73$	1,27	1,42
1T1Jv1g	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	1,12	1,25
1T1Jv2f	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,73$	1,25	1,55
1T1Jv2g	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,78$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	-	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,73$	1,12	1,29
1T2lv1f	$\alpha_v:0,21$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,62$	-	-	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,62$	1,11	0,56
1T2lv1g	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,71$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,63$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,62$	-	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,62$	1,03	0,56
1T2lv2f	$\alpha_v:0,21$ $\alpha_p:0,66$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,62$	-	-	$\alpha_v:0,19$ $\alpha_p:0,62$	1,05	0,59
1T2lv2g	$\alpha_v:0,18$ $\alpha_p:0,70$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,62$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,62$	1,06	0,56
1T2Jv1f	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,20$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,21$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,21$ $\alpha_p:0,69$	-	$\alpha_v:0,21$ $\alpha_p:0,69$	1,25	1,35
1T2Jv1g	$\alpha_v:0,14$ $\alpha_p:0,75$	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,67$	1,17	0,94
1T2Jv2f	$\alpha_v:0,16$ $\alpha_p:0,73$	$\alpha_v:0,20$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,20$ $\alpha_p:0,69$	$\alpha_v:0,20$ $\alpha_p:0,69$	-	$\alpha_v:0,20$ $\alpha_p:0,69$	1,24	1,4
1T2Jv2g	$\alpha_v:0,13$ $\alpha_p:0,76$	$\alpha_v:0,15$ $\alpha_p:0,68$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,67$	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,67$	-	$\alpha_v:0,17$ $\alpha_p:0,67$	1,15	0,94

Fonte: O Autor

Tabela 7

Resultado da análise estatística para a rigidez das vigas nos exemplos com 3 pavimentos

Estatística descritiva	
Média representativa	0,140625
Desvio padrão	0,013400871
Coeficiente de variação	9,53%
Número de exemplos idealizados	16
Valor mínimo	0,12
Valor máximo	0,16

Fonte: O Autor

3.2 Edificações com 2 pavimentos

3.2.1 Coeficiente médio de redução da rigidez para as vigas

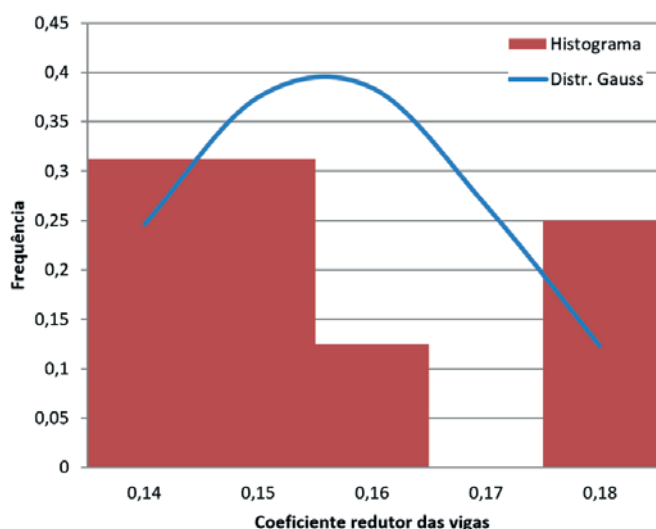
Na figura 6, pode-se visualizar o gráfico de distribuição de Gauss x Histograma e, na tabela 9, estão dispostos os valores da média representativa, desvio padrão, coeficiente de variação e valores de máximo e mínimo.

Tabela 9

Resultado da análise estatística para a rigidez das vigas nos exemplos com 2 pavimentos

Estatística descritiva	
Média representativa	0,155625
Desvio padrão	0,015903354
Coeficiente de variação	10,22%
Número de exemplos idealizados	16
Valor mínimo	0,14
Valor máximo	0,18

Fonte: O Autor

**Figura 6**

Distribuição de Gauss x Histograma para a rigidez das vigas nos exemplos com 2 pavimentos

Fonte: O Autor

Tabela 8

Resultado da análise estatística para a rigidez dos pilares nos exemplos com 3 pavimentos

Estatística descritiva	
Média representativa	0,721875
Desvio padrão	0,027133927
Coeficiente de variação	3,76%
Número de exemplos idealizados	16
Valor mínimo	0,68
Valor máximo	0,77

Fonte: O Autor

3.2.2 Coeficiente médio de redução da rigidez para os pilares

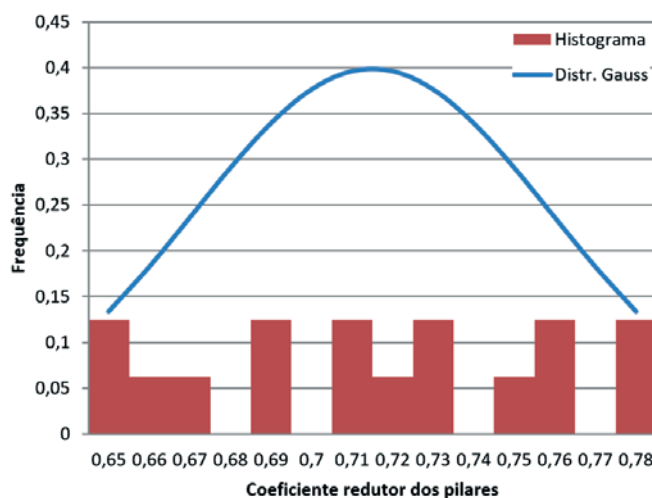
Na figura 7, pode-se visualizar o gráfico de distribuição de Gauss x Histograma e, na tabela 10, estão dispostos os valores da média representativa, desvio padrão, coeficiente de variação e valores de máximo e mínimo.

Tabela 10

Resultado da análise estatística para a rigidez dos pilares nos exemplos com 2 pavimentos

Estatística descritiva	
Média representativa	0,715
Desvio padrão	0,043969687
Coeficiente de variação	6,15%
Número de exemplos idealizados	16
Valor mínimo	0,65
Valor máximo	0,78

Fonte: O Autor

**Figura 7**

Distribuição de Gauss x Histograma para a rigidez dos pilares nos exemplos com 2 pavimentos

Fonte: O Autor

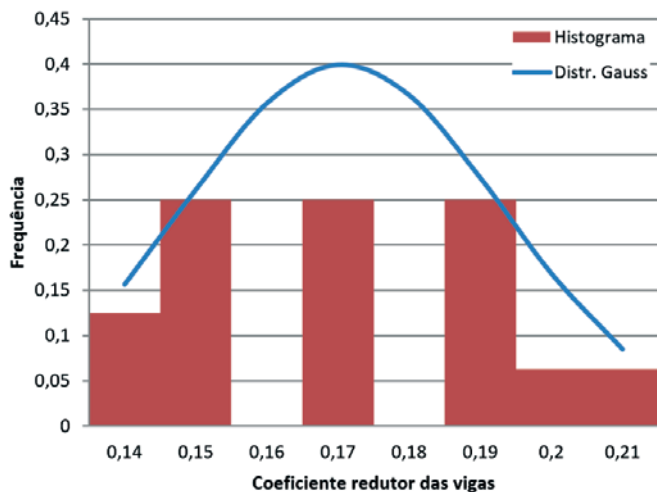


Figura 8
Distribuição de Gauss x Histograma para a rigidez das vigas nos exemplos com 1 pavimento

Fonte: O Autor

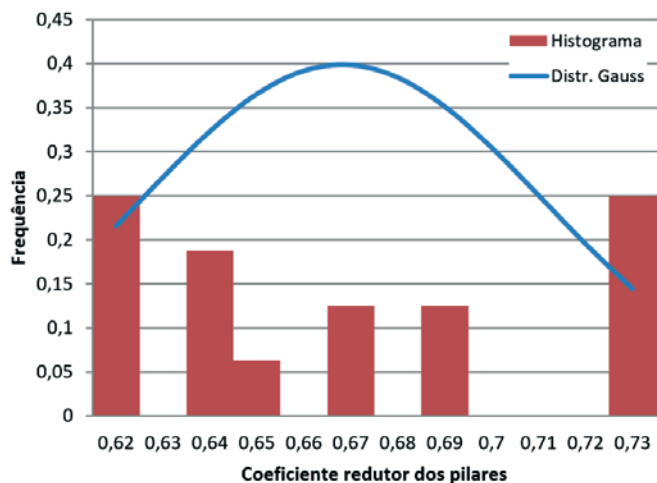


Figura 9
Distribuição de Gauss x Histograma para a rigidez dos pilares nos exemplos com 1 pavimento

Fonte: O Autor

3.3 Edificações com 1 pavimento

3.3.1 Coeficiente médio de redução da rigidez para as vigas

Na figura 8, pode-se visualizar o gráfico de distribuição de Gauss x Histograma e, na tabela 11, estão dispostos os valores da média representativa, desvio padrão, coeficiente de variação e valores de máximo e mínimo.

3.3.2 Coeficiente médio de redução da rigidez para os pilares

Na figura 9, pode-se visualizar o gráfico de distribuição de Gauss x Histograma e, na tabela 12, estão dispostos os valores da média representativa, desvio padrão, coeficiente de variação e valores de máximo e mínimo.

Tabela 11

Resultado da análise estatística para a rigidez das vigas nos exemplos com 1 pavimento

Estatística descritiva	
Média representativa	0,170625
Desvio padrão	0,022351361
Coeficiente de variação	13,10%
Número de exemplos idealizados	16
Valor mínimo	0,14
Valor máximo	0,21

Fonte: O Autor

3.4 Proposta de valores de rigidez para vigas e pilares

De acordo com os coeficientes de variação obtidos, as médias representativas obtidas apresentam baixa dispersão em torno da média, ou seja, devido à homogeneidade dos dados, as médias representam de forma satisfatória os valores de rigidez do conjunto de vigas e de pilares obtidos em cada exemplo idealizado. Portanto, na tabela 13 são sugeridos os valores de rigidez para vigas ($EI_{sec} = \alpha_v \cdot E_{cl} I_c$) e pilares ($EI_{sec} = \alpha_p \cdot E_{cl} I_c$) na consideração da NLF de forma aproximada na análise da estabilidade global, em edificações com menos de quatro pavimentos.

3.4.1 Comparação com trabalho de Bueno (2014)

Na introdução foram descritas as pesquisas relacionadas ao tema deste trabalho e apenas a pesquisa de Bueno (2014) pode ser objeto de comparação direta, pois também teve como objetivo sugerir valores de rigidez para vigas e pilares em edificações com

Tabela 12

Resultado da análise estatística para a rigidez dos pilares nos exemplos com 1 pavimento

Estatística descritiva	
Média representativa	0,668125
Desvio padrão	0,043392588
Coeficiente de variação	6,49%
Número de exemplos idealizados	16
Valor mínimo	0,62
Valor máximo	0,73

Fonte: O Autor

Tabela 13

Proposta de coeficientes redutores de rigidez

Pavimentos	α_v	α_p
1	0,17	0,66
2	0,15	0,71
3	0,14	0,72

Fonte: O autor (2016)

menos de quatro pavimentos. Na tabela 14 estão descritos os valores oriundos de sua proposta, onde $\gamma_{(z,lim)} = 1,3$ é o valor máximo para utilização do coeficiente γ_z .

A princípio, pode-se evidenciar que os processamentos 1 e 2 da primeira iteração, relativos ao modelo de análise deste trabalho (figura 3), são correspondentes aos processamentos 1 e 2 da metodologia utilizada por Bueno (2014).

No entanto, a partir dessa etapa, as metodologias de análise se diferem, pois no modelo de Bueno (2014), o processamento 4 consisti na comparação dos valores obtidos na avaliação da NLG dos processamentos 4 e 2, por meio da equação $\gamma_z^2 \leq 1,10 \cdot \gamma_z^4$. E, apenas os exemplos analisados que atenderam essa relação foram “validados”. Ou seja, Bueno (2014) utilizou a avaliação da NLG como um meio de verificar quais exemplos obtiveram melhores avaliações quanto à NLF para, posteriormente, serem realizadas as médias representativas dos coeficientes redutores referentes aos valores de rigidez para vigas e pilares, obtidos em cada exemplo.

Porém, neste trabalho, não houve a necessidade de comparação de valores quanto à NLG, pois a “validação” dos coeficientes se dá através de um processo iterativo onde se repetem os processamentos 1 e 2, adotando-se a cada iteração os coeficientes obtidos na iteração anterior. Logo, o processo iterativo empregado no modelo deste trabalho realiza a função que se dispõe a equação condicional idealizada por Bueno (2014), descrita acima.

Desta forma, procura-se esclarecer que o modelo utilizado visa tornar a quantificação dos valores mais eficaz, isolando-se a análise apenas em relação aos redutores da rigidez à flexão para a consideração da NLF.

Outro fator relevante é que Bueno (2014) idealizou exemplos com 3, 4, 5 e 8 pavimentos. Logo, os valores de rigidez presentes na tabela 14, para as edificações com 1 e 2 pavimentos são apenas conjecturas, pois não foram analisados exemplos para tal. Enquanto que, neste trabalho, foram idealizados exemplos com 1, 2 e 3 pavimentos, resultando-se na proposta descrita na tabela 13.

Tabela 14

Coeficientes redutores de rigidez dos elementos

Pavimentos	α_v	α_p	$\gamma_{(z,lim)}$
1	0,2	0,6	1,3
2	0,3	0,6	
3	0,3	0,7	
4 a 10	0,4	0,8	

Fonte: Bueno (2014)

4. Conclusões

Neste trabalho apresenta-se uma proposta de coeficientes redutores de rigidez para vigas e pilares a serem adotados na consideração da NLF de forma aproximada ($EI_{sec} = \alpha_{v/p} \cdot E_{cl} I_c$) na análise da estabilidade global, conforme a seguir: edifícios com 1 pavimento ($\alpha_v = 0,17$ e $\alpha_p = 0,66$), edifícios com 2 pavimentos ($\alpha_v = 0,15$ e $\alpha_p = 0,71$) e edifícios com 3 pavimentos ($\alpha_v = 0,14$ e $\alpha_p = 0,72$). Suspeitava-se que os valores a serem empregados para edifícios com até três pavimentos fossem inferiores aos valores sugeridos pela ABNT NBR 6118:2014, para edificações com no mínimo quatro pavimentos. Aliás, em contraste com os resultados obtidos, os valores recomendados pela norma merecem ser reavaliados, devido à discrepância entre o valor de rigidez das vigas apresentado para edificações com três pavimentos ($\alpha_v = 0,14$) e o que é sugerido pela norma para edificações a partir de quatro pavimentos ($\alpha_v = 0,40$). Logo, os valores sugeridos proporcionam uma avaliação mais precisa da NLF aproximada em estruturas de pequeno porte, contribuindo-se para a análise dos efeitos globais de segunda ordem de forma mais segura.

5. Agradecimentos

À Universidade Estadual de Maringá (UEM), pelas condições materiais inerentes a elaboração da pesquisa.

À Fundação Araucária/CAPES, pelo apoio financeiro disponibilizado.

6. Referências bibliográficas

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 318. Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, MI, 2014.
- [2] BUENO, M. M. E. Study of approximate values of equivalent stiffness for beams and columns for global nonlinear analysis in low rise structures in reinforced concrete. 2014. 238f. Thesis (Doctorate in Structures and Civil Construction) –Brasília University, Brasília, 2014.
- [3] BRAZILIAN NATIONAL STANDART ORGANIZATION. NBR 6118: Design of concrete structures - procedure. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] FRANCO, M. Global and local stability of concrete tall buildings. In: Symposium on space structures, Milan, 1995.
- [5] IBRACON. ABNT NBR 6118:2014 Comments and application examples. 1. ed. São Paulo: IBRACON, 2015.
- [6] KHUNTIA, M.; GHOSH, S. K. Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: analytical approach. In: ACI Structural Journal. Vol 101, n. 3, p. 351-363, 2004a.
- [7] KHUNTIA, M.; GHOSH, S. K. Flexural stiffness of reinforced concrete columns and beams: experimental verification. In: ACI Structural Journal. Vol 101, n. 3, p. 364-374, 2004b.
- [8] MARTINS, C. H. Consideration of the material nonlinearity for the reinforced concrete beams, by the refined procedure of NB1. In: Acta Scientiarum, n.1, v. 30, p. 15-18, Maringá, 2008.

Numerical approach about the effect of the corrosion on the mechanical capacity of the reinforced concrete beams considering material nonlinear models

Abordagem numérica sobre o efeito da corrosão de armaduras na capacidade mecânica de vigas em concreto armado ao longo do tempo considerando modelos não lineares dos materiais



G. P. PELLIZZER ^a
gpais@usp.br

E. D. LEONEL ^a
edleonel@sc.usp.br

C. G. NOGUEIRA ^b
cgnogueira@feb.unesp.br

Abstract

Every structure is subjected to the effects of time and environment on which they are located. The consideration of these effects and their consequences in design phase is called nowadays as durability analysis of the structural system. The corrosion of the reinforcement steel through the chloride penetration inside the concrete is the main cause of the lifetime deterioration of the reinforced concrete structures. As a direct consequence, the corrosion affects the resistant capacity of the structural elements as the process evolves over time. Therefore, the appropriate prediction of the structural lifetime depends directly of the prevision capacity of those effects over the behavior of the structural systems. In this work, a mechanical model that combines the corrosion effects over the reinforcement and the concrete and steel material nonlinear responses is proposed to predict the resistant loss of reinforced concrete beams over the time. The steel and concrete nonlinear behavior was modeled by model based on unidimensional plasticity theory and damage mechanics, respectively. The Fick's laws and empirical methods based on the Faraday's laws were used to represent chloride penetration inside concrete and reinforced degradation, respectively. A simplified process was adopted to simulate the corrosion beginning in different times over the structure. The results showed that the rate of loss resistant capacity of the analyzed beam is higher in the first years after the beginning of corrosion and tend to stabilized in subsequent years. Furthermore, the structural behavior is very sensitive regarding the considered corrosive effects in the analyses.

Keywords: reinforced concrete beams, structural integrity, mazars's damage model, fem, corrosion, Fick's law.

Resumo

Toda estrutura está sujeita aos efeitos do tempo e ambiente na qual estão inseridas. A consideração desses efeitos e suas consequências na fase de projeto é o que se chama atualmente de análise da durabilidade do sistema estrutural. A corrosão do aço das armaduras através da penetração de cloretos no concreto é a principal causa de deterioração ao longo do tempo em estruturas de concreto armado. Como consequência direta, a corrosão afeta a capacidade resistente dos elementos estruturais à medida que o processo evolui no tempo. Portanto, a previsão adequada da vida útil estrutural depende diretamente da capacidade de previsão desses efeitos sobre o comportamento dos sistemas estruturais. Neste trabalho, um modelo mecânico que combina os efeitos da corrosão de armaduras e as respostas não linear dos materiais aço e concreto é proposto com o objetivo de prever a perda de resistência de vigas em concreto armado ao longo do tempo. O comportamento dos materiais aço e concreto foram simulados por modelos baseados na teoria da plasticidade unidimensional e mecânica do dano, respectivamente. As leis de Fick e métodos empíricos fundamentados nas leis de Faraday foram utilizados para representar a entrada de cloretos e degradação das armaduras, respectivamente. Um processo simplificado foi adotado para a simulação do início da corrosão em tempos diferentes ao longo da estrutura. Os resultados mostraram que a taxa de perda de capacidade resistente da viga analisada é maior nos primeiros anos após o início da corrosão e tendem a se estabilizar nos anos posteriores. Além disso, o comportamento estrutural é muito sensível em relação aos efeitos corrosivos considerados nas análises.

Palavras-chave: vigas em concreto armado, integridade estrutural, modelo de dano de mazars, mef, corrosão, lei de Fick.

^a Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil;

^b Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade do Estado São Paulo, Bauru, SP, Brasil.

1. Introduction

Nowadays, the structural design cannot be restricted to the mechanical behaviour assessment and its dependence upon the external loading. In reinforced concrete structures, particularly, the design must account for the aging and the environmental effects, which strongly affect the structural system behaviour and its durability. Among the major environmental mechanisms that cause aging and mechanical degradation in reinforced concrete structures, it is worth citing: leaching, sulphates expansion, alkali-aggregate reaction, reinforcements' depassivation due to the carbonation and the chlorides ingress and the reinforcements' corrosion (ABNT NBR 6118:2014 [4]).

The reinforcements' corrosion is the most important phenomenon that cause the mechanical degradation of reinforced concrete structures along time. This phenomenon reduces the mechanical structural strength along time and consequently the structural durability (CEB [11]; Gonzalez et al. [15]; Val and Melchers [33]; Val and Stewart [34]; Apostolopoulos and Papadakis [3]; Suo and Stewart [31]; Bastidas-Arteaga et al. [6]; Zhang et al. [37]). The electrochemical corrosion leads to the loss of reinforcements' cross-section area and contributes for increasing the concrete cracking and spalling. Moreover, this type of corrosion provides the reduction of the reinforcements' yield strength, ductility and adherence to the concrete. These effects may change the predominant failure mode of reinforced concrete structures along time. In addition, it may transform ductile failure mode in brittle failure behaviour as presented by Liberati et al. [17], Apostolopoulos and Papadakis [3], Almusallam [1] and Almusallam et al. [2].

Mehta and Monteiro [21] analysed several reinforced concrete bridges in the US from the 90's. Their study shows that 39% of the analysed bridges have structural problems caused by the reinforcements' corrosion. The annual global cost associated to the corrosion problems were estimated on 1.8 trillion dollars, which represents 3-4% of the GDP of industrialized countries (Schmitt [30]). Therefore, the accurate durability assessment in the design phase may reduce satisfactorily the cost associated to the problem.

To mitigate the reinforcements' corrosion problems in the design phase, the designers have prescribed adequate concrete cover values, water/cement (w/c) ratio and cement types. However, the durability requirements of reinforced concrete structures cannot be based, exclusively, on these parameters. Then, the accurate approaches for predicting and quantifying the mechanical damage caused by the environment must be developed. Moreover, these approaches must be robust enough for predicting and quantifying the damage evolution along time (Biondini et al. [8]; Biondini and Vergani [10]). In this regard, the application of numerical methods with complex mechanical material models is an interesting alternative. Particularly, the use of the Finite Element Method (FEM) coupled to elastoplastic and damage mechanics models is an accurate approach for modelling the reinforced concrete structures, Liberati et al. [17]. Therefore, these requirements justify the development of the present research, in which a mechanical model for reinforcements' corrosion modelling is proposed.

Empirical approaches for the representation of mechanical degradation phenomena associated to reinforcements' corrosion such as: cross-section reduction area, decrease of the yield strength and ductility, concrete spalling and adherence loss have being pro-

posed in the literature, (Du et al. [13]; Ozbolt et al. [25]; Biondini et al. [9]; Liberati et al. [17]; Biondini and Vergani [10]; Nogueira et al. [24]). In this study, a numerical model based on the coupling of the FEM with elastoplasticity and damage mechanics theories is proposed for modelling the mechanical behaviour of reinforced concrete beams. It is used a frame FEM element in which elastoplasticity describes the mechanical behaviour of reinforcements and damage mechanics the mechanical behaviour of concrete. To represent the chloride ingress, the Fick's law is utilized. Moreover, empirical approaches are coupled to such a model to represent the reinforcements' cross-section area reduction and the reduction over the reinforcements' yield strength along time. The proposed model enables modelling the mechanical degradation effects on concrete in terms of the damage evolution, as the corrosion progresses along time. Moreover, the empirical models for the steel corrosion coupled to elastoplasticity approach enables the modelling of the mechanical degradation on the reinforcements. Thus, the proposed model enables the accurate determination of the mechanical structural resistance along time, which is the main contribution of this study.

2. Corrosion phenomenon modelling

2.1 Chloride diffusion into concrete pores

The chloride ions penetrate into concrete pores by the transport of contaminated water, ionic diffusion and capillary absorption (Neville [22]). These phenomena are represented properly through the ionic diffusion process based upon the Fick's laws (Vu and Stewart [36]; Samson et al. [29]; Val et al. [35]; Guzmán et al. [16]). Fick's second law is an appropriate approach for describing the chloride ingress once the chloride concentration along the material depends upon the external concentration and the time. Thus, this approach represents a non-steady state flow. The materials governed by the Fick's law obey to the following characteristics: homogeneous, isotropic and chemically inert. Moreover, the materials properties are kept constant in all directions along time (Crank [12]). The Fick's laws describe the transport of chlorides into concrete (ions flow F) using a unitary material section per unit of time. This flow is proportional to the chloride concentration gradient, which is measured in the perpendicular direction of the surface exposed to the environment (Tuutti [32]). The flow is written as follows:

$$F = -D_d \frac{\partial C}{\partial x} \quad (1)$$

where: D_d is the concrete diffusion coefficient. The negative sign indicates that the flow occurs on the opposite direction of the chloride concentration increase.

Once the concrete is a porous material, the chloride concentration grows into concrete pores along time, which characterizes a non-steady flow. The Fick's second law accounts for this effect, because it considers the flow variable along the material depth and along time. The application of the mass balance principle enables writing the Fick's second law as follows:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(-D_d \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (2)$$

The diffusion coefficient D_d changes along time for several types of materials. However, for the reinforced concrete, this parameter may be assumed as constant (Crank [12]). For such a case, the Equation (2) is rewritten as follows:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D_0 \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (3)$$

Then, D_d becomes D_0 , which does not vary along time. The solution of this differential equation for a semi-infinite domain subjected to an uniform concentration at the exterior surface is given by:

$$C(x, t) = C_0 \operatorname{erfc} \left[\frac{x_c}{2\sqrt{D_0 t}} \right] \quad (4)$$

in which: $C(x, t)$ is the chloride concentration at a given material depth and time; C_0 is the chloride concentration at the exterior surface; x_c is the depth inside the concrete where the concentration is evaluated; t is the time instant considered; erfc is the complementary Gauss error function.

To determine the time for corrosion initiation, the $C(x, t)$ has to be equal to the threshold concentration value (C_{lim}), which causes the reinforcements depassivation. Moreover, the x_c variable has to be equal to the cover depth. Thus, Equation (4) is rewritten for determining the time for corrosion initiation, t_R , as follows:

$$t_R = \frac{1}{D_0} \left\{ \frac{x_c}{2 \operatorname{erfc}^{-1} [C_{lim}/C_0]} \right\}^2 \quad (5)$$

Vu and Stewart [36] recommend the threshold concentration value with mean 0.9 kg/m³ and coefficient of variation of 19%. Mehta and Monteiro [21] recommend C_{lim} varying from 0.6 to 0.9 kg of Cl⁻ by cubic meter of concrete. There are several formulations available in the literature for determining the coefficient of diffusion, D_0 . The assessment of this coefficient accounts for the following parameters: the w/c ratio, aggregate/cement (a_g/c) ratio, specific mass of aggregates (r_g) and specific mass of cement (r_c) (Papadakis et al. [26]; Matsumura et al. [18]). In the present study, the model pro-

posed by Bentz et al. [7] is utilized for determining the coefficient of diffusion. This model predict D_0 as follows:

$$D_0 = 10^{-10+4.66(w/c)} \quad (6)$$

where: D_0 is given in cm²/s (square centimetre per second). Corrosion effects upon the reinforcements cross-section area Val and Melchers [33] presented an approach for evaluating the reinforcements' cross-section area during the corrosion process. The uniform and pitting corrosion cases were accounted. However, in the present study only the uniform corrosion case was addressed. In this corrosion case, the loss of reinforcements' cross-section area is determined as follows:

$$\Delta A_S(t_p) = \frac{\pi(\varphi_0 - 0.0232i_{corr}t_p)^2}{4} \quad (7)$$

where: i_{corr} is the corrosion rate given in $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; φ_0 is the non-corroded rebar diameter in cm; t_p is the time in years from the corrosion start.

The cross-section of general reinforced concrete structures is composed by n steel rebar. Therefore, the reinforcements' updated area along time (A_S) is determined as follows:

$$A_S(t_p) = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\pi\varphi_{0,i}^2}{4} - \Delta A_S(t_p) \right] \quad (8)$$

The corrosion rate depends, majorly, on the oxygen and water available in the environment. However, another parameters such as: w/c ratio, concrete cover depth, relative moisture, temperature and atmospheric conditions, have an important role over the corrosion rate. The corrosion rate is predicted by the models proposed in Stewart and Vu [36]. These researches proposed one classical model and one improved approach, which accounts for the time of corrosion initiation, t_p . The models proposed by Stewart and Vu [36] are, respectively, the presented below:

$$i_{corr} = \left[\frac{37.8(1 - w/c)^{-1.64}}{x_c} \right] \quad (9)$$

$$i_{corr}(t_p) = \left[\frac{37.8(1 - w/c)^{-1.64}}{x_c} \right] 0.85t_p^{-0.29} \quad (10)$$

where: x_c in the concrete cover in cm; w/c is the water/cement ratio. The i_{corr} in both equations is given in $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (microampere per centimetre square).

The Figures 1 and 2 illustrate the evolution of the corrosion rate along time by varying, respectively, the w/c ratio and assuming constant the cover depth and by varying the cover depth keeping constant the w/c ratio. The influence of the w/c ratio upon the corrosion rate is higher than the cover depth. The ABNT NBR 6118:2014 [4] recommends (in the item 7.4.2) threshold values for the w/c ratio in reinforced and prestressed concrete structures according to the environmental aggressiveness class (CAA). The CAA III corresponds to the regions with strong aggressiveness and large risk of mechanical degradation, as observed in industrial and marine zones. For this case, the maximum w/c ratio permitted is 0.55 for reinforced concrete and 0.50 for prestressed concrete. The minimum cover depth value predicted by ABNT NBR 6118:2014 [4] in

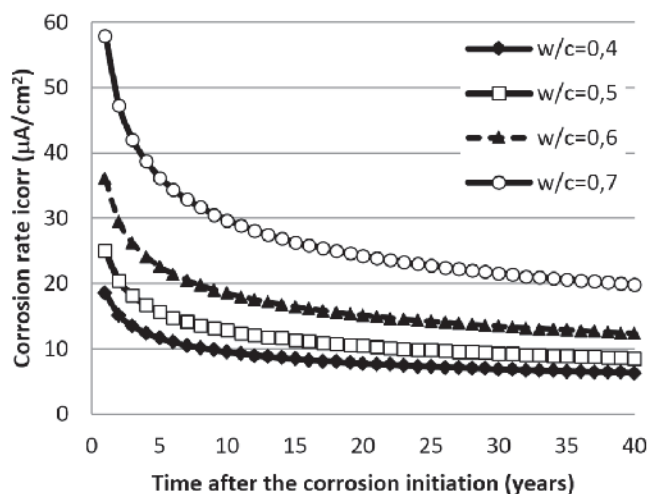


Figure 1
Evolution of the corrosion rate along time (t_p) considering cover depth of 4 cm

the same aggressiveness class, for columns and beams, is 4 cm and slabs 3.5 cm. Because the corrosion rate depends strongly on these parameters, it is worth adopting in the design phase fair values for w/c ratio and cover depth. The use of adequate w/c ratio and concrete depth lead to a short increase on the structural cost if compared with the repair cost required in the case of failure.

2.3 Corrosion effects upon the steel strength

The corrosion process causes the reduction of the reinforcements' yield strength along time. This change is associated to the modifications on the steel internal microstructure. Du et al. [13] accomplished experimental analyses for modelling the steel yield stress evolution during the corrosion. These researchers varied the rebar diameter, type of rebar (smooth or ribbed), environmental conditions (exposed rebar or immersed into the concrete) in the study. Based on the experimental responses achieved in their study, Du et al. [13] proposed the following equation for quantifying the steel yield stress along time:

$$\sigma_y = (1 - 0.005Q_{corr})\sigma_{y0} \tag{11}$$

where: Q_{corr} is the amount of reinforcement corrosion in %; s_{y0} and s_y are, respectively, the yield strength of the non-corroded steel and corroded steel. Q_{corr} is evaluated as follows:

$$Q_{corr} = 0.046 \frac{i_{corr}}{\varphi_0} t_p \tag{12}$$

The rebar diameter required in Equation (12) is provided in millimetres.

3. Mechanical modelling

3.1 Mechanical resistance assessment of reinforced concrete beams utilizing the ABNT NBR 6118:2014

The ABNT NBR 6118:2014 proposes models and criteria for designing reinforced concrete structures. In the context of reinforced concrete beams, this design code do not predict, explicitly, any

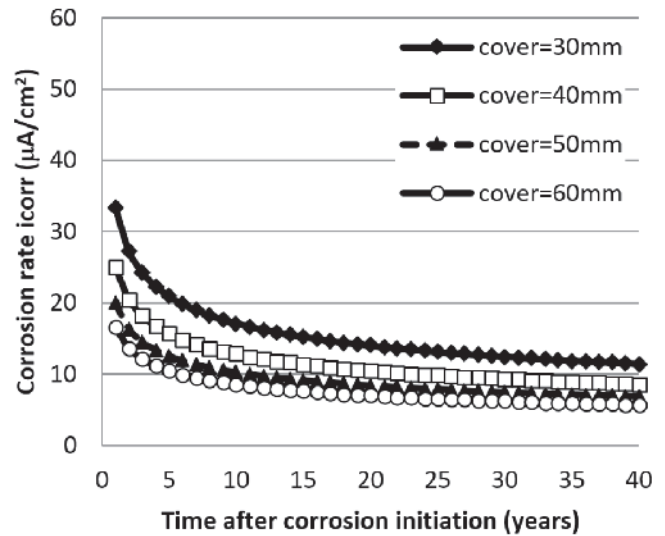


Figure 2
Evolution of the corrosion rate along time (t_p) considering w/c of 0.5

criteria for nonlinear analysis. Nevertheless, the mechanical responses predicted by the ABNT NBR 6118:2014 was utilized in the present study. These responses are compared against the results provided by the mechanical model proposed in this study, which applies FEM, damage mechanics and elastoplasticity. The formulation proposed by the ABNT NBR 6118:2014 is based on the following assumptions:

- a) structural cross-sections remain plane until structural failure and normal strains along cross-section high have linear distribution;
- b) concrete and reinforcements have perfect adherence. Bond-slip behaviour is not considered;
- c) the mechanical contribution of tensile concrete is not accounted;
- d) the shortening in failure conditions for non-fully compressed concrete is equal to 3.5 ‰ (domains 3, 4 and 4a);
- e) the maximum elongation allowed for tensile reinforcement is

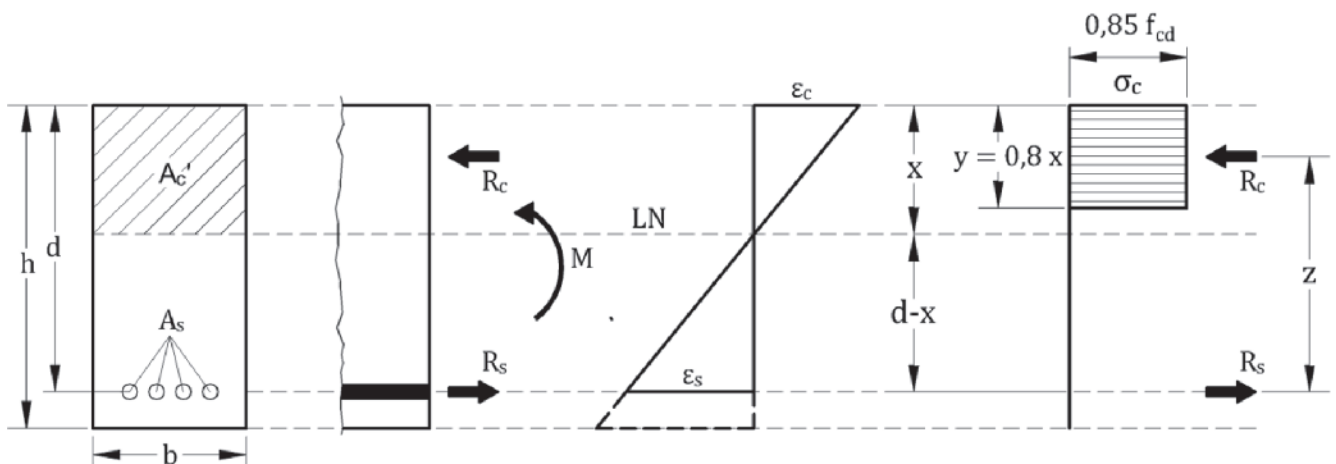


Figure 3
Stresses and strains in a rectangular cross-section with simple reinforcements' case

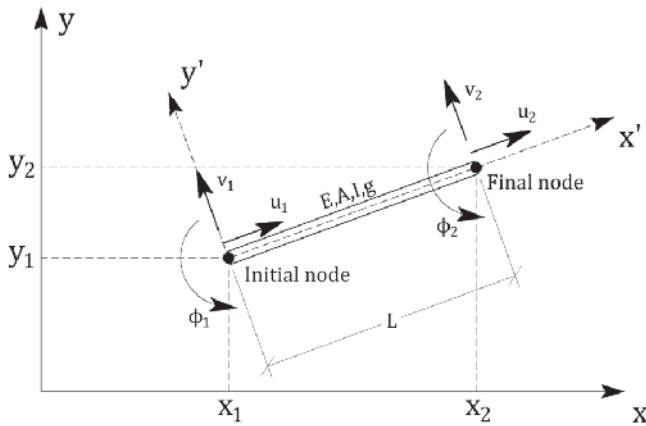


Figure 4
Finite element utilized

10 %. This value is defined to prevent excessive plastic strains;
f) the compression concrete strength is lower than 50 MPa (group I defined into ABNT NBR 6118:2014) with rectangular compression stress distribution.

Figure 3 presents an usual reinforced concrete cross-section, in which the variables required for the resistant bending moment evaluation are illustrated.

where: h and d are the cross-section height and useful height, respectively. b is the cross-section width. A_c' and A_s are the compressed concrete cross-section area and the reinforcements area, respectively. R_c and R_s are the resultant axial forces over the concrete and reinforcements, respectively. M is the applied bending moment. NA defines the neutral axis and x the NA position at the cross-section. ϵ_c e ϵ_s indicate, respectively, the longitudinal normal strain at the most compressed concrete fibre and at the tensile steel. Finally, σ_c represents the compression stress at the most compressed concrete fibre, which in the ultimate limit state is equal to $0.85f_{cd}$; f_{cd} corresponds to the concrete design strength given by $f_{ck}/1.4$.

Once the problem evolves a simple bending case, the resultant forces from the concrete and the reinforcements must be equal, $R_c = R_s$, in order to assure the equilibrium condition. Such a forces are defined as follows:

$$R_c = 0.68bx f_{cd} \quad (13)$$

$$R_s = f_{yd} A_s \quad (14)$$

where: f_{yd} is the design reinforcements' yield stress, which is given by $f_{yk}/1.15$.

The bending moment provided by R_c and R_s , named resistant bending moment (M_R), must be equal to the applied bending moment, M , to assure the equilibrium. Therefore:

$$M = M_R = R_c z = R_s z \quad (15)$$

Once $z = d - 0.4x$, the Equations (13) and (14) are rewritten, which enables writing Equation (15) as follows:

$$M = 0.68bx f_{cd} (d - 0.4x) \quad (16)$$

The solution of Equation (16) enables determining the neutral axis as follows:

$$x = 1.25d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M}{0.425bd^2 f_{cd}}} \right] \quad (17)$$

The reinforcements' cross-section area is evaluated using the Equations (17) and (14), which results:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd}(d - 0.4x)} \quad (18)$$

Finally, the resistant bending moment for a rectangular cross-section with reinforcements' cross-section area known, is determined as follows:

$$M_R = 0.408bx^2 f_{cd} = A_s f_{yd} (d - 0.4x) \quad (19)$$

3.2 Mechanical modelling based on the coupling of FEM, damage mechanics and elastoplasticity

In the present study, a numerical mechanical model is proposed, which couples the FEM, damage mechanics and elastoplasticity for describing the mechanical behaviour of reinforced concrete structures. In this model, the damage mechanics represents the nonlinear mechanical behaviour of the concrete whereas the elastoplasticity describes the mechanical behaviour of the reinforcements. Both approaches are included in a FEM framework based on frame elements. The mechanical effects caused by the corrosion, reinforcements' cross-section reduction area and yield strength reduction along time, are included in this model.

The one-dimensional finite frame element with two nodes (one at each end) and three degrees of freedom per node is utilized, as presented in Nogueira et al [24]. The degrees of freedom per node are the following: two displacements (u in x and v in y) and one rotation (ϕ in z), as illustrated in Figure 4.

where: A and I are, respectively, the cross-section area and the inertia moment; g is the Weaver's constant, which accounts for the shear strains in the Timoshenko's theory.

The nonlinear mechanical behaviour of the concrete is described consistently by the damage mechanics theory. Particularly, the Mazars's damage model [19] represents accurately the mechanical degradation processes in this material, which occurs, majorly, due to the cracking.

The Mazars's damage model [19] was proposed by assuming that mechanical damage occurs only by elongations. Thus, the material damage evolves if at least one of the main strains components is positive. Moreover, the mechanical damage is isotropic and represented by a scalar variable D . This variable ranges from 0 to 1, in which 0 represents mechanical integrity and 1 indicates the complete mechanical damage. The residual plastic strains are not accounted.

The criterion utilized for verifying the damage evolution at a given material point is written as follows:

$$f(\tilde{\epsilon}, D) = \tilde{\epsilon} - \hat{S}(D) \leq 0 \quad (20)$$

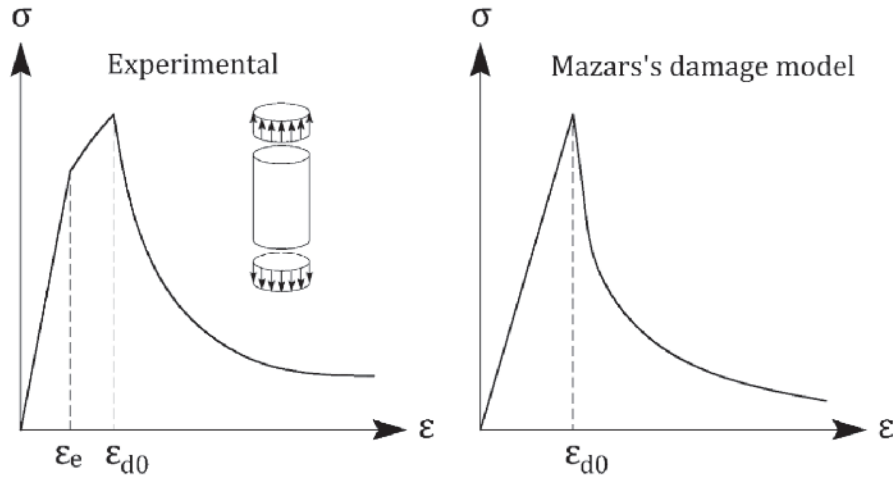


Figure 5 Constitutive concrete law during a tensile test (left) and Mazars's damage model [19] (right)

where: \mathcal{E} is a measure of the local equivalent strain; $\hat{S}(D)$ is the equivalent strain as a function of the damage; D is the scalar damage variable.

In the analysis beginning, $\hat{S}(D) = \varepsilon_{d0}$. ε_{d0} is the normal strain associated to the tensile concrete strength, as illustrated in Figure 5. During the incremental iterative equilibrium procedure, $\hat{S}(D)$ assumes the value of the equivalent strain at the last converged load step.

The equivalent strain at a given material point is defined as follows:

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{(\varepsilon_1)_+^2 + (\varepsilon_2)_+^2 + (\varepsilon_3)_+^2} \quad (21)$$

where: $(\varepsilon_i)_+$ represents the positive components of the main strain tensor.

The complex mechanical behaviour of the concrete, which have different mechanical responses for tensile and compressive stresses, is accounted by the Mazars's damage model. This model evaluates the mechanical damage, D , through two independent damage variables D_T and D_C , which account for the damage on tensile and compressive cases, respectively.

D_T and D_C are evaluated by internal Mazars's parameters model. Moreover, the internal Mazars's parameters model are calibrated utilizing experimental results for uniaxial tensile and compressive tests. Thus, the damage variables are calculated as follows:

$$D_T = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}(1 - A_T)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_T}{e^{[B_T(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{d0})]}} \quad (22)$$

$$D_C = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}(1 - A_C)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_C}{e^{[B_C(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{d0})]}} \quad (23)$$

where: A_T and B_T are internal tensile parameters; A_C and B_C area internal compressive parameters. Mazars [19] proposed a range of values for these parameters, which are represented in Equation (24).

$$0.7 \leq A_T \leq 1; 1 \leq A_C \leq 1.5; 10000 \leq B_T \leq 100000; 1000 \leq B_C \leq 2000 \quad (24)$$

The scalar damage variable D is evaluated by a linear composition

of the independent variables D_T and D_C as follows:

$$D = \alpha_T D_T + \alpha_C D_C \quad (25)$$

The weigh coefficients α_T and α_C depend on the nature of the stress state at the analysed material point. In the present study, these coefficients are evaluated by utilizing the procedure proposed by Perego [27]:

$$\alpha_T = \frac{\sum_i (\varepsilon_{Ti})_+}{\varepsilon_V^+}; \quad \alpha_C = \frac{\sum_i (\varepsilon_{Ci})_+}{\varepsilon_V^+} \quad (26)$$

where: ε_{Ti} and ε_{Ci} are the normal strain components obtained from the main strains, assuming linear elastic material behaviour; ε_V^+ corresponds to the kinematic variable that represents the local elongation state defined as follows:

$$\varepsilon_V^+ = \sum_i (\varepsilon_{Ti})_+ + \sum_i (\varepsilon_{Ci})_+ \quad (27)$$

The Mazars's damage model is isotropic. Therefore, the constitutive material relation, stress \times strain, is defined by assuming that the scalar damage variable D penalizes equally all components of the elastic stiffness tensor \underline{D}_s . Thus, the constitutive relation in this damage model is written as follows:

$$\underline{\sigma} = (1 - D) \underline{D}_s \underline{\varepsilon} \quad (28)$$

where: $\underline{\sigma}$ is the stress tensor with normal and shear stresses components; $\underline{\varepsilon}$ is the total strain tensor.

To assess the mechanical material integrity, Equation (28) is evaluated at each numerical integration point positioned along the finite element domain. This procedure leads to the stress distribution in the equilibrium configuration, which accounts for the material non-linear mechanical behaviour. Then, the stresses values enables determining the internal efforts. Finally, the material equilibrium condition is compared against the external loading to verify the convergence during the incremental iterative procedure.

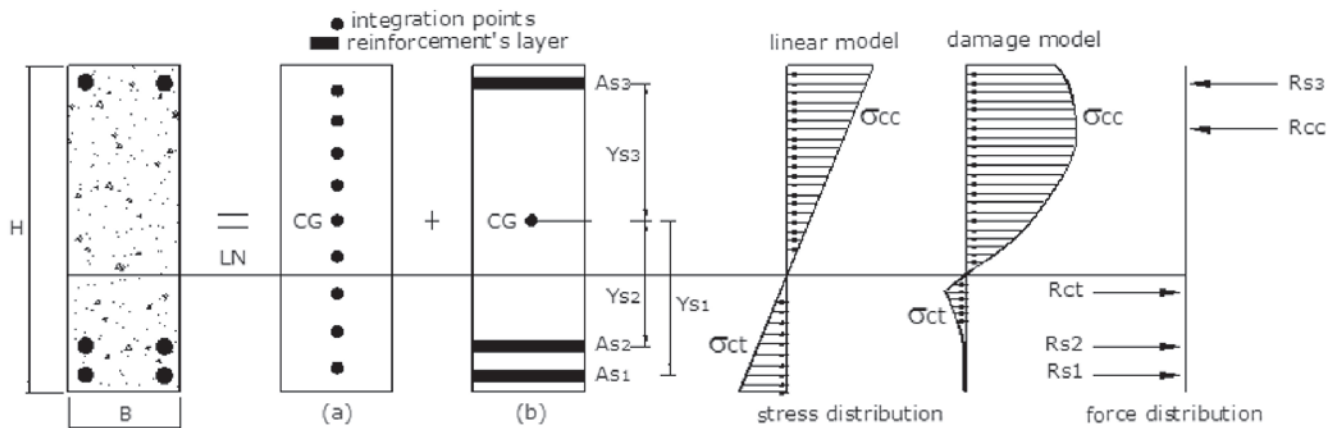


Figure 6
Numerical integration scheme

The reinforcements' mechanical behaviour is described by the elastoplasticity theory in the proposed model. An elastoplastic model with positive linear isotropic hardening is utilized for describing the reinforcements' mechanical nonlinear behaviour. This approach allows representing the residual strains during any unloading process. The plasticity criterion utilized in this model is written as follows:

$$f = \sigma_s - (f_y + K\alpha) \leq 0 \quad (29)$$

where: σ_s is the active normal stress at the reinforcement; f_y is the reinforcements' yield stress; K corresponds to the plastic hardening modulus and α is the measure of the equivalent plastic strain.

Therefore, the normal stress at the reinforcements is described as a function of f as follows:

$$f \leq 0 \rightarrow \sigma_s = E_s \varepsilon \quad (30)$$

$$f > 0 \rightarrow \sigma_s = E'_s \varepsilon \quad (31)$$

where: E_s is the reinforcement Young's modulus; E'_s is the updated material stiffness modulus, which accounts for the steel hardening domain. $E'_s = 0$ for nil hardening case and $E'_s = (E_s K) / (E_s + K)$ for non-nil hardening case.

The nonlinear mechanical problem modelled by the damage mechanics and the elastoplastic criterion is solved with a Newton-

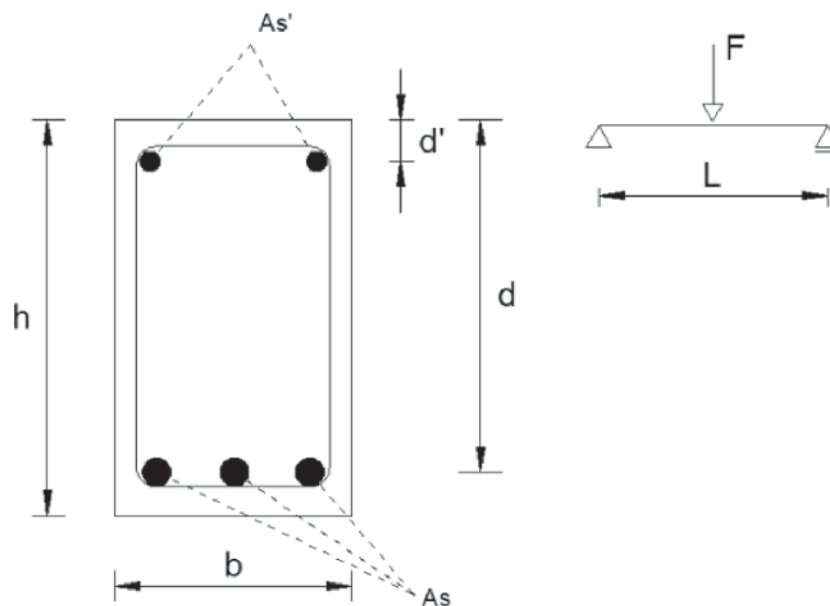


Figure 7
Static scheme and beam design Au e Bai [7]

Table 1

Dimensions and reinforcements for the beams tested by Au and Bai [7]

Beam	L (mm)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	d' (mm)	A _{ST}	A _{SC}	A _{SW}
B1	2600	200	300	260	30	3 ϕ 16	2 ϕ 12	ϕ 12 c/175
B2	2600	200	300	250	30	2 ϕ 25	2 ϕ 12	ϕ 12 c/175

Table 2

Concrete and steel properties adopted in the beams tested by Au e Bai [7]

Beam	f _{cc} (MPa)	f _{ct} (MPa)	E _c (GPa)	f _y (MPa)	E _s (GPa)	f _{yw} (MPa)	E _{sw} (GPa)
B1	52.0	4.5	27.0	488.0	200.0	328.0	186.0
B2	52.0	4.5	27.0	488.0	200.0	328.0	186.0

Raphson scheme, Nogueira et al. [24]. The tangent stiffness matrix and the non-equilibrated internal efforts vector are determined accounting for the physical nonlinearities provided by the concrete and the steel. The mechanical contribution of the stirrups is accounted into the stiffness matrix. Moreover, the geometrical nonlinearity is accounted by using the updated-Lagrangian approach.

The numerical integration required by the proposed model is accomplished through the Gauss-Lobatto quadrature scheme. Integration points are positioned along the finite element length and cross-section. At each integration point, Equations (28) and (29) are evaluated. Consequently, the concrete damage is assessed and reinforcements' plastic strains are calculated. Thus, these information allow determining the concrete and the steel mechanical contributions, which are included into the stiffness matrix and the internal efforts vector. The reinforcements are discretized into layers along the cross-section height. Figure 6 illustrates the numerical integration scheme accomplished during the loading process.

3.3 Nonlinear model application: beams analysed experimentally by Au and Bai [7]

The numerical mechanical model proposed in this study was applied in the mechanical modelling of beams analysed experimentally. The beams analysed in Au and Bai [7] were utilized to prove the accuracy and robustness of the proposed model. Figure 7 presents the static scheme utilized and the applied load.

Two beams were analysed experimentally by Au and Bai [7], which varied the longitudinal reinforcements' ratio, as described in Table 1. Table 2 presents the material properties utilized in the modelling, which were all provided by Au and Bai [7].

As previously presented, the Mazars's damage model [19] requires

the definition of internal parameters for characterizing the scalar damage variable, Eq. (24). Due to the absence of experimental data, these parameters were evaluated by the approaches presented in Popovics [28], for compression concrete stresses, and Figueiras [14], for tensile concrete stresses. Alternatively, the tensile parameters (A_T and B_T) were also calculated by utilizing the exponential decay approach proposed in Nogueira [23]. Table 3 presents the damage parameters utilized in the present analysis.

The finite element mesh was determined via convergence process. A beam was mechanically analysed utilizing 8, 12, 16, 20 and 24 one-dimensional finite frame elements with the same length. Then, the collapse load values for each discretization were compared. The difference between the collapse load values into two successive meshes was compared. The following differences were observed: 8 to 12 elements, difference = 3.9%; 12 to 16 elements, difference = 2.0%; 16 to 20 elements, difference = 1.2%; 20 to 24 elements, difference = 0.4%. Therefore, based on these results, the mesh with 24 finite frame element was adopted for further analysis. The mechanical modelling was accomplished based on the Timoshenko's theory, with transversal reinforcements' contribution (TS). Moreover, the reinforcements were modelled assuming nil hardening case, i.e., K = 0.

The damage parameters utilized in the proposed model were calculated either by the Popovics-Figueiras approach (TS-Fig) or Popovics-Nogueira approach (TS-Expon). Figures 8 and 9 illustrate the equilibrium paths for beams B1 and B2, respectively.

As presented in these last two figures, good agreement is observed among the results achieved by the proposed numerical model and the experimental responses. It is worth emphasizing that the numerical model proposed is unidimensional with perfect adherence assumption between steel and concrete. The numerical

Table 3

Damage parameters adopted for concrete

Beam	Popovics [28]		Figueiras [14]		Nogueira [23]	
	A _c	B _c	A _T	B _T	A _T	B _T
B1	1.790	1241.886	0.772	5837.209	0.938	5417.491
B2	1.790	1241.886	0.772	5837.209	0.938	5417.491

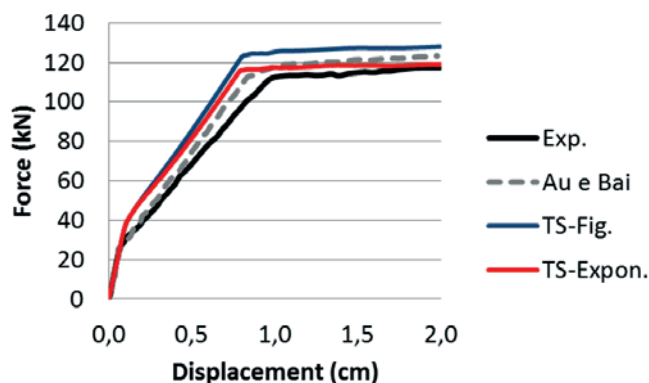


Figure 8
Equilibrium path for beam B1

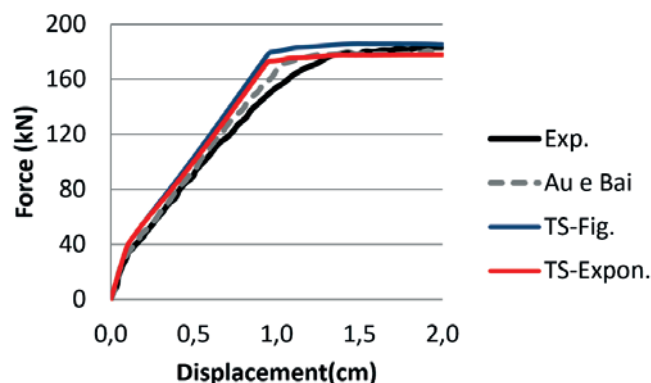


Figure 9
Equilibrium path for beam B2

model utilized by Au and Bai [7] is bidimensional, with embedded reinforcements and adherence loss assumption. However, the numerical responses presented in Figures 8 and 9 are extremely similar. Therefore, based on the results presented in Figures 8 and 9, the accuracy and robustness of the proposed model was proved. In spite of the simplifications assumed, the model is capable to represent the experimental mechanical behaviour of reinforced concrete beams. Moreover, the results provided by the proposed model are equivalent to more complex and expensive numerical models available in the literature, such as the one presented by Au and Bai [7].

4. Mechanical resistance loss due to the reinforcements' corrosion

The purpose of the analyses carried out in this item is demonstrating the influence of reinforcements' corrosion upon the mechanical behaviour of isostatic reinforced concrete beams. The mechanical degradation caused by the reinforcements' corrosion evolves along time and is composed by some particular effects such as reinforcements' cross-section reduction and steel yield strength reduction, for instance. Thus, the numerical mechanical model proposed in this study is applied in the mechanical analysis of reinforced concrete beams subjected to reinforcements' corrosion in order to assess the influence of each of these parameters. Figure 10 presents the beam utilized in the analysis with its geometry, cross-section dimensions, reinforcements' details and applied load.

For each assumption accomplished upon the corrosion process modelling, the collapse load value was determined along time. In

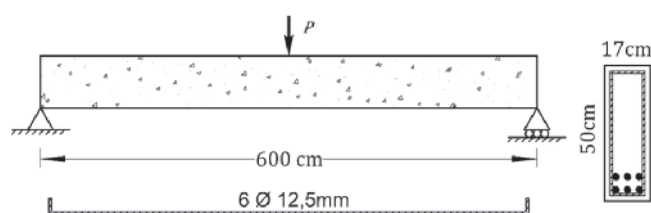


Figure 10
Analysed reinforced concrete beam

addition to the mechanical numerical model proposed in this study, the equilibrium equations proposed by the ABNT NBR 6118:2014 were also utilized for determining the collapse structural load.

The ultimate limit state based on the ABNT NBR 6118:2014 is given by Equation (19). Then, the collapse load value is determined according to the resistant bending moment provided by the Equation (19). The ultimate limit state into the numerical mechanical model is defined utilizing threshold values for strains at concrete and steel. Therefore, the mechanical collapse in such a case is observed when the normal strain at the concrete reaches -3.5% or 10% at the reinforcements' steel. Thus, the load intensity that leads to any or both the threshold strains values previously presented is defined as collapse load value.

The analyses were accomplished assuming the following parameters values: characteristic compression concrete strength 30MPa; concrete Young's modulus 28 GPa; concrete Poisson's ratio 0.2; reinforcements yield strength 500 MPa; reinforcements Young's modulus 196 GPa; reinforcements plastic modulus 19.6 GPa. The dimensions for concrete cover and useful height are 3.0 cm and 44.12 cm, respectively.

The numerical mechanical model proposed in this study simulates the mechanical behaviour by applying the load into 100 load steps with tolerance of 10^{-4} for convergence during the incremental iterative process. The damage parameters adopted for the Mazars's damage model are the following: $A_t = 0.7$; $B_t = 10000$; $A_c = 1.5$; $B_c = 2000$; $e_{s0} = 6.41 \times 10^{-5}$. The numerical integration required for evaluating the stiffness matrix and the load vector was carried out utilizing 6 integration points along the element length and 20 integration points along the cross-section high.

The growth of the chloride concentration into the concrete pores along time was modelled via Fick's second law. The uniform corrosion approach was adopted for penalizing the reinforcements' cross-section area. The following parameters values associated to the corrosion process were adopted:

- Threshold chloride concentration value (C_{lim}): 0.9 kg/m³ (Vu e Stewart [36]);
- Chloride concentration at the external surfaces (C_0): 1.15 kg/m³ (McGee [20]). Such a concentration was assumed as constant and uniform along all exposed structural surfaces;
- Concrete coefficient of diffusion (D_0): 67.42 mm²/year (Equation 6);

Table 4
Specification of time dependent analyses

Analysis number	Mechanical model	Time dependent corrosion rate?	Time dependent steel yield stress?	w/c ratio randomness over the finite elements?	Number of finite elements in the mesh
1	NBR 6118	No	No	-	-
2	FEM	No	No	No	10
3	FEM	Yes	No	No	10
4	FEM	Yes	No	Yes	10
5	FEM	Yes	No	Yes	100
6	FEM	Yes	Yes	Yes	100

■ w/c ratio: 0.5;

■ Time increment for corrosion evolution (Dt_p): 2 years.

To assess the influence of each phenomenon evolved into the corrosion process upon the mechanical behaviour of reinforced concrete beams, mechanical analyses considering the hypotheses modelling described in Table 4 were accomplished. The goal of these analyses is achieving the collapse load value. Thus, this result is compared among the several scenarios analysed.

The reinforcements' corrosion phenomenon may be triggered differently at the points along the beam length. This observation occurs due to the presence of initial cracks, which appear during the concrete cure and facilitate the chloride ingress. To simulate this practical observation, the number of finite elements into the mesh and the w/c ratio at each finite element were varied. Therefore, the time for corrosion initiation change at each finite element utilized in the mesh, which enables simulating different time for corrosion initiation. This scenario was assumed to reproduce more realistically the real corrosion phenomenon. In this scenario, the w/c ratio value was determined randomly, in which each finite element has a specific value. These values were achieved from a uniform probability distribution with mean 0.5 and coefficient of variation 11.5%. The Figure 11 presents the results for the collapse load value \times time for all scenarios analysed. It is important mentioning that the time was accounted after the corrosion initiation. Among the scenarios analysed, the collapse load value provided by the ABNT NBR 6118:2014 approach was the lowest at $t_p = 0$. The ABNT NBR 6118:2014 approach does not account for the tensile concrete strength, which may explain the behaviour. Otherwise, the Mazars's damage model represents accurately the strength contribution provided by the tensile concrete. Therefore, the sum of the tensile concrete strength along the whole beam length increases slightly the mechanical structural resistance.

From the structure born to the time for corrosion initiation, the scenarios considered in the analyses 5 and 6 provided the lowest collapse load value among the scenarios simulated into the numerical mechanical model proposed. Such a behaviour may be explained due to the discretization adopted, which is composed by 100 finite elements instead of the 10 finite elements utilized in the others numerical simulations. It causes the growth of the degrees of freedom in the modelling. The scenarios considered in the analyses 2, 3 and 4 provided collapse load values 25% higher than the same

load value achieved in the analysis 1. Moreover, these scenarios provided collapse load values 18% higher than the collapse load values observed in analyses 5 and 6.

After 35 years from the corrosion initiation start, the longitudinal reinforcements' cross-section area become nil. Thus, the mechanical resistance calculated via ABNT NBR 6118:2014, Equation (19), results nil. Otherwise, the numerical mechanical model proposed assesses the mechanical strength exclusively by the mechanical concrete contribution when the reinforcements' cross-section area become nil. In this case, the concrete damage at the tensile cross-section part is high, i.e., the D value tends to one. At the compression cross-section part, D tends progressively to one during the evolution of the mechanical collapse process. The scenarios simulated with the numerical model proposed result the collapse load value tending to 17 kN for nil reinforcements' cross-section area. The scenario simulated in analysis 2 assumes the corrosion rate, i_{corr} , as time independent. Therefore, this scenario leads to an extremely severe corrosion evolution, which causes faster decrease over the reinforcements' cross-section area and, consequently, faster decrease over the mechanical structural strength. As a

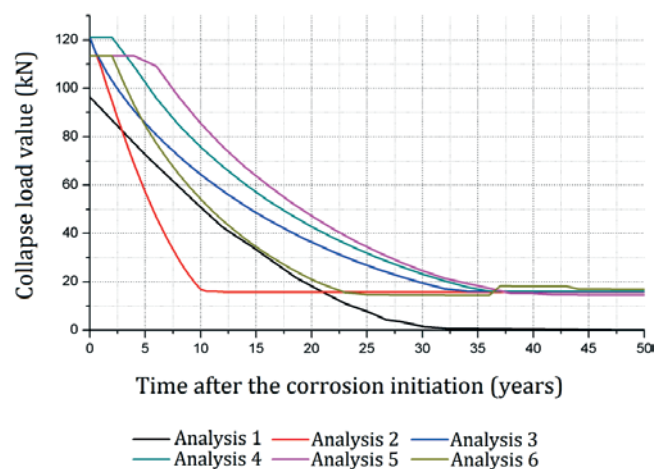


Figure 11
Collapse load value reduction along time. Time considered after the time for corrosion initiation

result, this scenario observes the end of reinforcements' cross-section 10 years after the corrosion start. Oppositely to the other scenarios, in which the reinforcements' end 35 years after the corrosion start.

Table 5 illustrates the evolution of the collapse load values rate along time for the scenarios and models simulated. The analysis 2, in which corrosion rate and reinforcements' yield stress are time independent, resulted the higher strength rate decrease along time. This scenario resulted 10.4 kN/year as average rate in the beginning of the corrosion process.

The scenarios 2 and 3 differ from the time independence and dependence, respectively, of the corrosion reinforcements' rate, i_{corr} . In spite of this single difference, the mechanical behaviour observed on each of these analyses strongly changed due to this hypothesis modelling. The reinforcements' cross-section area reduction is less severe in scenario 3 due to the time dependence of i_{corr} . This result illustrates the influence of the corrosion rate upon the mechanical behaviour of reinforced concrete structures subjected to reinforcements' corrosion along time.

The analyses 4, 5 and 6 consider a non-uniform w/c ratio along the beam length. In these scenarios, each finite element may have a different w/c ratio value. This hypothesis modelling enables simulating the influence of the initial concrete cracking, which appears due to the concrete cure process. Then, along the beam positions where the initial cracking occurs faster chloride ingress is observed. As a result, different time for corrosion initiation is simulated at each finite element by utilizing this procedure once D_0 may change at each finite element. Consequently, it leads to a more realistic reinforcements' corrosion process modelling. Because the time for corrosion initiation may be different at each finite element, the mechanical effects caused by the reinforcements' corrosion start in different time instant. This hypothesis modelling explains the short time instant, just after the reinforcements' corrosion start, in which the collapse load value is approximately constant. In this short period, the reinforcements' corrosion occurs. However, it starts at isolated finite elements and its influence is not sufficient for changing significantly the global mechanical behaviour.

Finally, the mechanical behaviour achieved in analysis 6 is quite different from the others scenarios simulated, especially 3, 4

and 5. Such a behaviour is observed because the analysis 6 accounts for the reduction of reinforcements' yield strength along time. Therefore, this corrosion effect coupled to the nonlinearities arising from the structural materials leads to the mechanical behaviour observed.

5. Conclusions

The present study proposed a numerical model to represent the mechanical behaviour of reinforced concrete beams subjected to reinforcements' corrosion. The model is composed by the coupling of damage mechanics, elastoplasticity theory, which were introduced in a FEM computational code. The mechanical effects introduced by the corrosion process are considered by empirical approaches presented in the literature. The conclusions of this study are pointed as follows:

- The numerical model proposed proved its efficiency in the modelling of the mechanical behaviour of reinforced concrete beams, see example 1. The damage mechanics coupled to the elastoplasticity theory is adequate for this purpose. Moreover, the model is stable and non-convergence cases were not observed. The model validation with other numerical examples as described in section 3.2 can be seen in Nogueira et al. [24];
- The time-dependence of the corrosion rate is more realistic than its time-independence. As the corrosion progress, the material transformation caused by the electrochemical processes tends to stabilize along time. The steel degradation is intense in the corrosion beginning and tends to stabilize along time. Therefore, the hypotheses assumed in analyses 3 to 6 are more realistic and consistent than the assumed in analysis 2;
- The strength reduction rate caused by the reinforcements' corrosion is intense just after the corrosion time initiation;
- The yield stress reduction along time caused by the reinforcements' corrosion is an important phenomenon and have strong influence over the mechanical behaviour during the corrosion. The results achieved in analysis 6 illustrates clearly such an importance. The hypothesis of time dependence for the reinforcements yield stress is more realistic, once the steel internal microstructure is changed due to the electrochemical processes;

Table 5

Evolution of the mechanical strength in terms of average annual rate

Time after the reinforcements' depassivation (years)	Average collapse load value reduction (kN/year)					
	Analysis number					
	1	2	3	4	5	6
0 - 5	4.4	12.8	7.1	2.4	0.9	5.8
5 - 10	3.8	8.1	4.2	6.7	5.6	6.1
10 - 15	3.8	0.2	3.2	3.1	3.6	3.9
15 - 20	2.6	0.0	2.4	3.5	4.1	2.7
20 - 25	2.9	0.0	1.6	1.8	2.1	1.2
25 - 30	1.2	0.0	1.8	2.1	2.4	0.1
30 - 35	0.1	0.0	0.7	1.1	1.1	0.0

- The scheme of generating different w/c ratio value at each finite element presents an improvement as the mesh grows. This procedure allows simulating a pitting corrosion case, which is characteristic of the chloride induced reinforcements' corrosion. Then, this technique enables a more realistic modelling once the reinforcements at each finite element are penalized uniformly along the element length.

It is worth to mention that the adherence loss between steel and surrounding concrete as a consequence of the corrosion phenomenon was not take into account in this study.

6. Acknowledgement

Sponsorship of this research project by São Paulo Research Foundation (FAPESP), grant number 2014/18928-2 is sincerely appreciated. The authors thank José Vitor de Lira Haraki for the contribution in preparing one example (item 3.3).

7. References

- [1] ALMUSALLAM, A. Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars. *Construction and Building Materials*, v. 15, 2001, p. 361-368.
- [2] ALMUSALLAM, A.; AL-GAHTANI, A.S.; AZIZ, A.R.; RASHEEDUZZAFAR. Effect of reinforcement corrosion on bond strength. *Construction and Building Materials*, v. 10, n. 2, 1996, p. 123-129.
- [3] APOSTOLOPOULOS, C.A.; PAPADAKIS, V.G. Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar. *Construction and Building Materials*, v. 22, n. 12, 2008, p. 2316-2324.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Projeto de estruturas de concreto – procedimento (NBR 6118), Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- [5] AU, F.T.K.; BAI, Z.Z. Two-dimensional nonlinear finite element analysis of monotonically and non-reversed cyclically loaded RC beams. *Engineering Structures*, v. 29, 2007, p. 2921-2934.
- [6] BASTIDAS-ARTEAGA, E.; CHATEAUNEUF, A.; SÁNCHEZ-SILVA, M.; BRESSOLETTE, P.; SCHOEFS, F. A comprehensive probabilistic model for chloride ingress in unsaturated concrete. *Engineering Structures*, v. 51, 2011, p. 259-266.
- [7] Bentz, D.P.; Clifton, J.R.; Snyder, K.A. Predicting service life of chloride-exposed reinforced concrete. *Concrete International*, v.18 (12), 1996, p. 42-47.
- [8] BIONDINI, F.; CAMNASIO, E.; FRANGOPOL, D.M.; MALERBA, P.G. Probabilistic service life assessment and maintenance planning of concrete structures. *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 132, 2006, p. 810-825.
- [9] BIONDINI, F.; CAMNASIO, E.; PALERMO, A. Lifetime seismic performance of concrete bridges exposed to corrosion. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 10, 2014, p. 880-900.
- [10] BIONDINI, F.; VERGANI, M. Deteriorating beam finite element for nonlinear analysis of concrete structures under corrosion. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 11, n. 4, 2015, p. 519-532.
- [11] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. Durable concrete structures – design guide (CEB). Bulletin d'information n. 183, London, 1992, Thomas Telford.
- [12] Crank, J. *The mathematics of diffusion*. 2nd ed., Oxford (London): Clarendon Press, 1975, p.414.
- [13] DU, Y.G.; CLARK, L.A.; CHAN, A.H.C. Residual capacity of corroded reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, v.57, n. 3, 2005, p. 135-147.
- [14] FIGUEIRAS, J.A. Ultimate load analysis of anisotropic and reinforced concrete plates and shells. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University College of Swansea, 1983;
- [15] GONZALEZ, J.A.; ANDRADE, C.; ALONSO, C.; FELIU, S. Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement. *Cement and Concrete Research*, v. 25, 1995, p. 257-264.
- [16] GUZMÁN, S.; GÁLVEZ, J.C.; SANCHO, J.M. Cover cracking of reinforced concrete due to rebar corrosion induced by chloride penetration. *Cement and Concrete Research*, v. 41, 2011, p. 893-902.
- [17] LIBERATI, E.A.P.; NOGUEIRA, C.G.; LEONEL, E.D.; CHATEAUNEUF, A. Nonlinear formulation based on FEM, Mazars damage criterion and Fick's law applied to failure assessment of reinforced concrete structures subjected to chloride ingress and reinforcements corrosion. *Engineering Failure Analysis*, v. 46, 2014, p. 247-268.
- [18] MATSUMURA, T.; SHIRAI, K.; SAEGUSA, T. Verification method for durability of reinforced concrete structures subjected to salt attack under high temperature conditions. *Nuclear Engineering and Design*, v. 238, n. 5, 2008, p. 1181-1188.
- [19] MAZARS, J. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de Doctorat d'État, Université Paris 6, 1984, Paris.
- [20] McGEE, R. Modelling of durability performance of Tasmanian bridges. In: Melchers R.E., Stewart M.G., editors. *ICASP8 applications of statistics and probability in civil engineering*, v. 1, 1999, p. 297-306.
- [21] MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo, Ibracon, 3^{ed}, 2008, 674 p.
- [22] NEVILLE, A.M. Propriedades do concreto. 5^a edição, Porto Alegre: Bookman, tradução: Ruy Alberto Cremonini, 2016, 888 p.
- [23] NOGUEIRA, C.G. Modelo mecânico para estruturas lineares em concreto armado – uma abordagem acoplada entre a mecânica do dano e algoritmos de otimização. *Engenharia Estudo e Pesquisa*, Santa Maria, v. 12, n. 2, jul./dez., 2012, p. 14-27.
- [24] NOGUEIRA, C.G.; VENTURINI, W.S.; CODA, H.B. Material and geometric nonlinear analysis of reinforced concrete frame structures considering the influence of shear strength complementary mechanisms. *Latin American Journal of Solids and Structures*, v. 10, 2013, p. 953-980.
- [25] OZBOLT, J.; BALABANIC, G.; KUSTER, M. 3D numerical modelling of steel corrosion in concrete structures. *Corrosion Science*, v. 53, 2011, p. 4166-4177.

- [26] PAPADAKIS, V.G.; ROUMELIOTIS, A.P.; FARDIS, M.N.; VAGENAS, C.G. Mathematical modelling of chloride effect on concrete durability and protection measures. In: Dhir RK, Jones MR, editors. *Concrete repair, rehabilitation and protection*, London (UK): E&FN Spon, 1996, p.165-174.
- [27] PEREGO, M.A. *Danneggiamento dei materiali lapidei: leggi costitutive, analisi per elementi finiti ed applicazioni*. Tesi di Laurea, Politecnico di Milano, 1990, Milano.
- [28] POPOVICS, S. A numerical approach to the concrete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, v. 3, 1973, p. 583-599.
- [29] SAMSON, E.; MARCHAND, J.; SNYDER, K.A. Calculation of ionic diffusion coefficients on the basis of mitigation test results. *Materials and Structures*, v. 36, 2003, p. 156-165.
- [30] SCHMITT, G. Global needs for knowledge dissemination, research and development in materials deterioration and corrosion control. *World Corrosion Organization*, May, 2009, 44 p.
- [31] SUO, Q.; STEWART, M.G. Corrosion cracking prediction updating of deteriorating RC structures using inspection information. *Reliability Engineering and System Safety*, v. 94, 2009, p. 1340-1348.
- [32] TUUTTI, K. *Corrosion of steel in concrete*. Swedish cement and concrete research institute, Stockholm, 1982.
- [33] VAL, D.V.; MELCHERS, R.E. Reliability of deteriorating RC slab bridges. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, v. 123, n. 12, 1997, p. 1638-1644.
- [34] VAL, D.V.; STEWART, M.G. Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments. *Structural Safety*, v. 25, n. 4, 2003, p. 343-362.
- [35] VAL, D.V.; CHERNIN, L.; STEWART, M.G. Experimental and numerical investigation of corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures. *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 135, 2009, p. 376-385.
- [36] VU, K.A.T.; STEWART, M.G. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. *Structural Safety*, v. 22, n. 4, 2000, p. 313-333.
- [37] ZHANG, R.; CASTEL, A.; FRANÇOIS, R. Concrete cover cracking with reinforcement corrosion of RC beam during chloride-induced corrosion process. *Cement and Concrete Research*, v. 40, 2010, p. 415-425.

Numerical approach about the effect of the corrosion on the mechanical capacity of the reinforced concrete beams considering material nonlinear models

Abordagem numérica sobre o efeito da corrosão de armaduras na capacidade mecânica de vigas em concreto armado ao longo do tempo considerando modelos não lineares dos materiais



G. P. PELLIZZER ^a
gpais@usp.br

E. D. LEONEL ^a
edleonel@sc.usp.br

C. G. NOGUEIRA ^b
cgnogueira@feb.unesp.br

Abstract

Every structure is subjected to the effects of time and environment on which they are located. The consideration of these effects and their consequences in design phase is called nowadays as durability analysis of the structural system. The corrosion of the reinforcement steel through the chloride penetration inside the concrete is the main cause of the lifetime deterioration of the reinforced concrete structures. As a direct consequence, the corrosion affects the resistant capacity of the structural elements as the process evolves over time. Therefore, the appropriate prediction of the structural lifetime depends directly of the prevision capacity of those effects over the behavior of the structural systems. In this work, a mechanical model that combines the corrosion effects over the reinforcement and the concrete and steel material nonlinear responses is proposed to predict the resistant loss of reinforced concrete beams over the time. The steel and concrete nonlinear behavior was modeled by model based on unidimensional plasticity theory and damage mechanics, respectively. The Fick's laws and empirical methods based on the Faraday's laws were used to represent chloride penetration inside concrete and reinforced degradation, respectively. A simplified process was adopted to simulate the corrosion beginning in different times over the structure. The results showed that the rate of loss resistant capacity of the analyzed beam is higher in the first years after the beginning of corrosion and tend to stabilized in subsequent years. Furthermore, the structural behavior is very sensitive regarding the considered corrosive effects in the analyses.

Keywords: reinforced concrete beams, structural integrity, mazars's damage model, fem, corrosion, Fick's law.

Resumo

Toda estrutura está sujeita aos efeitos do tempo e ambiente na qual estão inseridas. A consideração desses efeitos e suas consequências na fase de projeto é o que se chama atualmente de análise da durabilidade do sistema estrutural. A corrosão do aço das armaduras através da penetração de cloretos no concreto é a principal causa de deterioração ao longo do tempo em estruturas de concreto armado. Como consequência direta, a corrosão afeta a capacidade resistente dos elementos estruturais à medida que o processo evolui no tempo. Portanto, a previsão adequada da vida útil estrutural depende diretamente da capacidade de previsão desses efeitos sobre o comportamento dos sistemas estruturais. Neste trabalho, um modelo mecânico que combina os efeitos da corrosão de armaduras e as respostas não linear dos materiais aço e concreto é proposto com o objetivo de prever a perda de resistência de vigas em concreto armado ao longo do tempo. O comportamento dos materiais aço e concreto foram simulados por modelos baseados na teoria da plasticidade unidimensional e mecânica do dano, respectivamente. As leis de Fick e métodos empíricos fundamentados nas leis de Faraday foram utilizados para representar a entrada de cloretos e degradação das armaduras, respectivamente. Um processo simplificado foi adotado para a simulação do início da corrosão em tempos diferentes ao longo da estrutura. Os resultados mostraram que a taxa de perda de capacidade resistente da viga analisada é maior nos primeiros anos após o início da corrosão e tendem a se estabilizar nos anos posteriores. Além disso, o comportamento estrutural é muito sensível em relação aos efeitos corrosivos considerados nas análises.

Palavras-chave: vigas em concreto armado, integridade estrutural, modelo de dano de mazars, mef, corrosão, lei de Fick.

^a Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil;

^b Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade do Estado São Paulo, Bauru, SP, Brasil.

1. Introdução

O projeto estrutural nos dias atuais não pode limitar-se à avaliação do comportamento mecânico dos sistemas em concreto armado somente pela consideração dos efeitos produzidos por carregamentos diretos, mas deve, em conjunto, incluir os efeitos do tempo e das condições ambientais que atuam sobre as estruturas.

Dentre os principais mecanismos de envelhecimento e deterioração das estruturas de concreto armado provocados pelo meio ambiente estão: lixiviação, expansão por sulfatos e reação álcali-agregado com relação ao concreto; despassivação por carbonatação e ação de cloretos referentes às armaduras de aço (ABNT NBR 6118 [4]). Do ponto de vista da degradação mecânica definida pela perda de capacidade resistente dos elementos ao longo do tempo, a corrosão das armaduras é o principal fenômeno a ser considerado (CEB [11]; Gonzalez et al. [15]; Val e Melchers [33]; Val e Stewart [34]; Apostolopoulos e Papadakis [3]; Suo e Stewart [31]; Bastidas-Arteaga et al. [6]; Zhang et al. [37]). A corrosão eletroquímica produz perda de área de seção transversal das barras da armadura, bem como contribui para o aumento da fissuração no interior do concreto adjacente aos pontos de corrosão, provocando desprendimento de lascas do cobrimento. Isto reduz as seções transversais dos elementos estruturais e contribui para o aumento da exposição da armadura ao ambiente agressivo. Além disso, a corrosão altera diretamente a tensão de escoamento do aço, sua ductilidade e as condições de aderência aço-concreto, sendo capaz de alterar os modos de falha dos elementos em concreto armado, podendo transformar comportamentos dúcteis em frágeis ao longo do tempo à medida que a corrosão se desenvolve (Liberati et al. [17]; Apostolopoulos e Papadakis [3]; Almusallam [1]; Almusallam et al. [2]).

Estudos recentes a partir da década de 90 em diversas pontes em concreto armado nos Estados Unidos apontaram que 39% das pontes analisadas apresentavam problemas estruturais devido à corrosão de armaduras, com a maioria necessitando de intervenção imediata (Mehta e Monteiro [21]). Os custos anuais praticados em diversos países envolvendo problemas de corrosão foram estimados em cerca de 1,8 trilhões de dólares, o que corresponde de 3 a 4% do PIB de países industrializados (Schmitt [30]). Os custos envolvidos em intervenções para resolver problemas relacionados à corrosão poderiam ser diminuídos, a partir da adoção de estratégias simplificadas ainda na fase de projeto, bem como com rotinas de inspeções periódicas ao longo do tempo nas construções. Dentre estas estratégias simplificadas na fase de projeto estão o uso adequado de valores de cobrimento, fatores água-cimento, bem como tipos de cimento e adições que melhoram as propriedades do concreto referentes ao controle de entrada dos íons cloreto. No entanto, os requisitos de durabilidade das estruturas em concreto armado não podem ser baseados somente em medidas como essas, é necessário desenvolver métodos adequados para previsão e quantificação dos danos produzidos pelo tempo e exposição aos agentes agressivos, além de avaliar sua influência no comportamento mecânico dos sistemas ao longo de toda sua vida (Bondini et al. [8]; Biondini e Vergani [10]). Dentro deste contexto, como existem diversas incertezas presentes nos parâmetros e nos fenômenos, modelos que levam em conta tais aspectos são fundamentais para a previsão e avaliação do comportamento das estruturas sob o efeito da corrosão ao longo do tempo.

Com relação à modelagem mecânica capaz de prever tais comportamentos em estruturas de concreto armado, modelos baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) que consideram o comportamento não linear dos materiais e da estrutura tornam-se importantes ferramentas para esse tipo de investigação. O desenvolvimento de modelos do MEF capazes de levar em consideração os efeitos produzidos pela corrosão, como perda de seção transversal das barras da armadura, redução na tensão de escoamento e ductilidade do aço, lascamento do concreto e perdas de aderência aço-concreto tem sido propostos e utilizados em análises desse tipo (Du et al. [13]; Ozbolt et al. [25]; Biondini et al. [9]; Liberati et al. [17]; Biondini e Vergani [10]; Nogueira et al. [24]). Neste trabalho, uma formulação matemática acoplada entre um modelo mecânico baseado no MEF unidimensional, um modelo de dano e de plasticidade para o concreto e o aço das armaduras respectivamente e a segunda lei de Fick para simulação da penetração de íons cloreto no interior do concreto é apresentada. O modelo permite considerar os efeitos da degradação do concreto em termos da evolução do dano, à medida que a corrosão das armaduras avança no tempo e ainda avaliar o comportamento das estruturas em serviço mediante o aumento da corrosão. Com isso, é possível identificar a perda de capacidade resistente da estrutura ao longo de sua vida útil, em função do efeito combinado de aumento da corrosão do aço e da danificação do concreto de forma conjunta. Os efeitos de lascamento do cobrimento do concreto, bem como perdas de aderência aço-concreto devido à corrosão não são considerados neste estudo.

2. Modelagem do fenômeno da corrosão

2.1 Difusão de cloretos no concreto

Os íons cloreto penetram no interior do concreto pelo transporte de água contaminada, difusão iônica e por absorção capilar (Neville [22]). No entanto, para fins de análise de corrosão das armaduras no interior do concreto, o fenômeno pode ser bem representado apenas pelo processo de difusão iônica, a partir das leis de Fick (Vu e Stewart [36]; Samson et al. [29]; Val et al. [35]; Guzmán et al. [16]). Como a resposta dos elementos estruturais depende da concentração e do tempo de exposição aos agentes agressivos, a segunda lei de Fick é apropriada para a descrição do fenômeno. As hipóteses consideradas são: materiais homogêneos, isotrópicos, inertes e ainda que as propriedades do concreto à medida que ocorre a difusão permanecem iguais em todas as direções e se mantém constantes no tempo (Crank [12]). A base das leis de Fick consiste em descrever o transporte de cloretos no concreto (fluxo F de íons) através de uma seção unitária do material por unidade de tempo. Esse fluxo é proporcional ao gradiente de concentração de íons cloretos medido na direção perpendicular à superfície de exposição ao ambiente (Tuutti [32]) e pode ser escrito conforme:

$$F = -D_d \frac{\partial C}{\partial x} \quad (1)$$

Onde: D é o coeficiente de difusão do concreto. O sinal negativo significa que o fluxo ocorre na direção oposta ao aumento da concentração de cloretos.

No entanto, quando os íons cloreto deslocam-se no interior do concreto, ocorre a mudança na concentração desses íons ao longo do tempo e em cada ponto do concreto, caracterizando um estado de difusão não estacionário. A segunda lei de Fick atende essa demanda, pois considera o fluxo variável com a profundidade de penetração e com o tempo, retratando mais fielmente a situação real do processo de difusão de cloretos no concreto. Por meio do princípio de balanço de massa, a segunda lei de Fick pode ser escrita como:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(-D_d \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (2)$$

Embora o coeficiente de difusão D varie com o tempo para casos de peças de concreto armado expostas por longos períodos, um caso particular a ser considerado permite adotar que coeficiente de difusão seja constante (D_0) e independente tanto da localização, quanto da concentração de cloretos. Dessa forma, a Equação (2) pode ser reescrita conforme:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D_0 \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (3)$$

A solução da equação diferencial considerando um domínio semi-infinito e com concentração uniforme na superfície do elemento estrutural e constante ao longo do tempo é dado por:

$$C(x, t) = C_0 \operatorname{erfc} \left[\frac{x_c}{2\sqrt{D_0 t}} \right] \quad (4)$$

Onde: C é a concentração de íons cloreto; C_0 é a concentração de íons cloreto na superfície do elemento estrutural; x é a profundidade no interior do concreto onde é avaliada a concentração; t é o instante de tempo considerado; erfc é a função matemática de valor complementar da função erro de Gauss.

Adotando-se para $C(x, t)$ o valor limite (C_{lim}) de concentração que leva à despassivação da armadura no interior do concreto e, com isso, o início do processo de corrosão e x como sendo igual ao cobrimento da armadura, a Equação (4) pode ser rearranjada para a determinação do tempo de início de corrosão (t_R), conforme:

$$t_R = \frac{1}{D_0} \left\{ \frac{x_c}{2 \operatorname{erfc}^{-1} [C_{lim}/C_0]} \right\}^2 \quad (5)$$

Vu e Stewart [36] recomendam para a concentração limite de cloretos (C_{lim}), média de $0,9 \text{ kg/m}^3$ com coeficiente de variação de 19%. Mehta e Monteiro [21] recomendam que para dosagens de concreto usadas normalmente na prática, C_{lim} varia entre 0,6 e 0,9 kg de Cl^- por metro cúbico de concreto. Com relação ao coeficiente de difusão do concreto (D_0), existem diversas formulações na literatura para sua determinação, com a consideração de vários parâmetros como fator água cimento (a/c), fator agregado cimento (a_g/c), massa específica dos agregados (r_g), massa específica do cimento (r_c) entre outros (Papadakis et al. [26]; Matsumura et al. [18]). Neste trabalho, com o objetivo de representar situações onde há escassez de informação, o modelo de Bentz et al. [7] é utilizado para a determinação do coeficiente de difusão do concreto, pois considera somente o fator água cimento em sua formulação, conforme:

$$D_0 = 10^{-10+4.66(w/c)} \quad (6)$$

Onde: D_0 é obtido em cm^2/s .

2.2 Efeito da corrosão sobre a área de armadura

As leis que regem as reações de eletrólise relacionam as massas das substâncias produzidas nos eletrodos e as quantidades de energia gastas no processo. Michael Faraday propôs em 1894 duas leis para descrever o fenômeno, nas quais: a massa de uma substância eletrolisada é diretamente proporcional à quantidade de carga elétrica que atravessa a solução (primeira lei); ao se empregar a mesma quantidade de carga elétrica em diversos eletrólitos, a massa da substância eletrolisada, em qualquer dos eletrodos, é diretamente proporcional ao equivalente-grama da substância (segunda lei). Em termos numéricos, as leis de Faraday indicam que para uma taxa de corrosão de $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ocorre perda de seção transversal de aço de $11,6 \mu\text{m}/\text{ano}$ ou $0,0116 \mu\text{cm}/\text{ano}$. Com base nessas leis, Val e Melchers [33] apresentaram um método para a determinação da área atual de armaduras de aço atacadas pela corrosão por pites e também uniforme. Neste trabalho foi adotada a corrosão uniforme na modelagem estrutural, de forma que a área de armadura perdida (ΔA_S) no processo corrosivo pode ser dada por:

$$\Delta A_S(t_p) = \frac{\pi(\varphi_0 - 0.0232i_{corr}t_p)^2}{4} \quad (7)$$

Onde: i_{corr} é a taxa de corrosão calculada em $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; φ_0 é o diâmetro original da barra de aço em cm; t_p é o tempo em anos a partir do início da corrosão.

No caso da armadura ser composta por n barras de aço, a área total atual (A_S), isto é, remanescente após a ocorrência da corrosão pode ser obtida por:

$$A_S(t_p) = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\pi\varphi_{0,i}^2}{4} - \Delta A_S(t_p) \right] \quad (8)$$

A taxa de corrosão depende principalmente da disponibilidade de oxigênio e água, além de diversos outros parâmetros tais como fator água cimento, espessura do cobrimento de concreto, condições de umidade relativa do ambiente e temperatura. Um dos modelos empíricos mais utilizados para previsão da taxa de corrosão foi proposto por Vu e Stewart [36]. O modelo permite considerar ou não a influência do tempo decorrido após o início da corrosão (t_p), sendo calculado conforme:

$$i_{corr} = \left[\frac{37.8(1 - w/c)^{-1.64}}{x_c} \right] \quad (9)$$

$$i_{corr}(t_p) = \left[\frac{37.8(1 - w/c)^{-1.64}}{x_c} \right] 0.85t_p^{-0.29} \quad (10)$$

Onde: x é o cobrimento de concreto em cm; a/c é o fator água cimento. A unidade de i_{corr} obtida pelas Equações (9) e (10) é em $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (microampère por centímetro quadrado).

As Figuras 1 e 2 ilustram a evolução da taxa de corrosão em função do tempo após o início da corrosão variando-se, respectivamente, o fator água cimento com cobrimento constante e, em seguida, o cobrimento com fator água cimento constante. Conforme pode ser observado, a taxa de corrosão é mais sensível à variação do fator água cimento do que o cobrimento de armadura. A ABNT

NBR 6118 [4] recomenda no item 7.4.2 valores limites para o fator água cimento em massa para elementos em concreto armado e protendido em função da classe de agressividade ambiental (CAA). Para o caso de classe CAA III que corresponde a regiões de forte agressividade com grande risco de deterioração tais como áreas industriais e até marinhas, o fator água cimento máximo permitido pela referida norma é de 0,55 para concreto armado e 0,50 para concreto protendido. Com relação ao cobrimento mínimo especificado para a mesma classe de agressividade, no caso de pilares e vigas, a NBR 6118 especifica 4 cm e no caso de lajes 3,5 cm. Uma vez que a taxa de corrosão depende fortemente desses parâmetros e que essas medidas são adotadas na fase de projeto, torna-se essencial a adoção de no mínimo esses valores para que a durabilidade seja garantida, além de que tais soluções tem custo desprezível quando comparadas a quaisquer tipos de intervenção depois da obra executada.

2.3 Efeito da corrosão sobre a resistência do aço

A corrosão também provoca a redução da tensão de escoamento do aço ao longo do tempo. Du et al. [13] realizaram um conjunto de ensaios experimentais para avaliar esse comportamento, nos quais variaram o diâmetro das barras, tipo da barra (lisa ou nervurada), condição de meio ambiente (barras expostas e barras imersas dentro do concreto) entre outros fatores. Dentre os resultados, os autores concluíram que a influência do diâmetro e o tipo de barra são insignificantes podendo ser negligenciados na prática. No entanto, os autores observaram mudanças na tensão de escoamento do aço ao longo do tempo e da taxa de corrosão. Assim, propuseram uma expressão empírica para a quantificação da tensão de escoamento do aço conforme:

$$\sigma_y = (1 - 0.005Q_{corr})\sigma_{y0} \quad (11)$$

Onde: Q_{corr} é a quantidade de corrosão da armadura em %; s_{y0} e s_y

são, respectivamente, as tensões de escoamento do aço íntegro e já atingido pela corrosão. Q_{corr} pode ser avaliada por:

$$Q_{corr} = 0.046 \frac{i_{corr}}{\phi_0} t_p \quad (12)$$

O diâmetro da barra na Equação (12) é utilizado em milímetros. Os demais parâmetros são empregados conforme as unidades já descritas anteriormente.

3. Modelagem mecânica de estruturas

3.1 Capacidade resistente à flexão de vigas em concreto armado segundo a NBR 6118

Embora a NBR 6118 não contemple critérios que permitam a realização de análises não lineares de elementos estruturais de forma explícita, suas recomendações foram consideradas neste estudo, com o objetivo de comparar as respostas mecânicas obtidas com os modelos de dano e plasticidade utilizados na previsão da perda de resistência em elementos de concreto armado ao longo do tempo mediante o efeito da corrosão das armaduras. Dentre as hipóteses básicas adotadas para a descrição do modelo tradicional utilizado pela norma brasileira estão:

- As seções transversais planas permanecem planas após o início da deformação até o estado limite último; adota-se a hipótese de Euler-Bernoulli para o cálculo das deformações nas fibras a partir da posição da linha neutra;
- Admite-se aderência perfeita entre as barras de armadura e o concreto adjacente;
- Admite-se que a falha da seção transversal ocorre quando as deformações específicas longitudinais na fibra mais comprimida do concreto e na armadura tracionada atingem os valores limites de -3,5‰ e 10‰, respectivamente;
- Resistência à compressão do concreto menor que 50 MPa (grupo I definido pela NBR 6118) com diagrama retangular de tensões para o concreto comprimido no estado limite último.

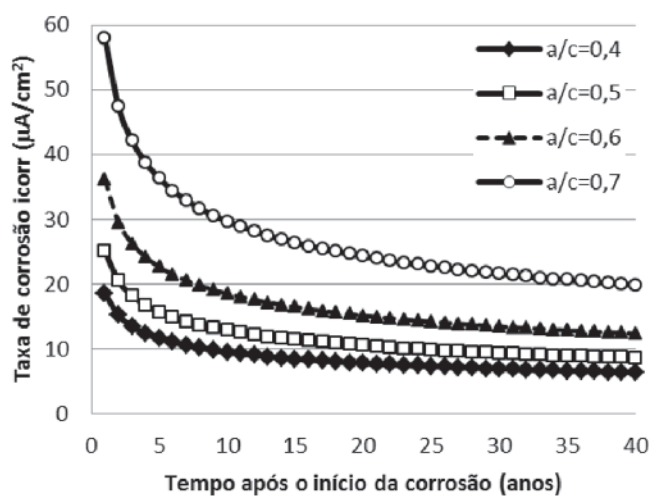


Figura 1 Evolução da taxa de corrosão no tempo (t_p) considerando cobrimento constante de 4 cm

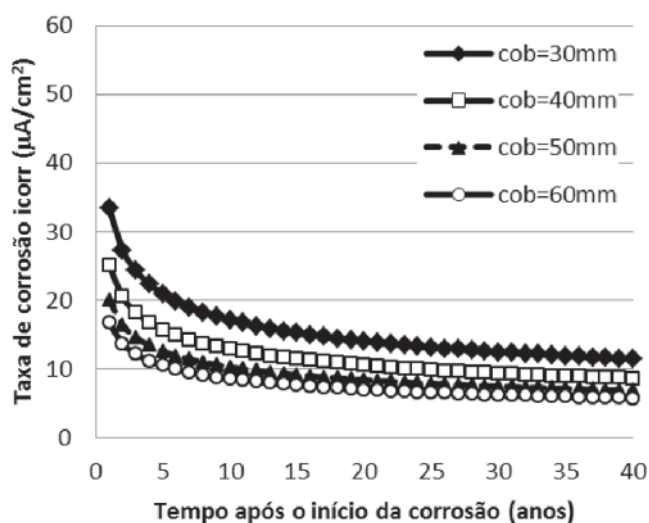


Figura 2 Evolução da taxa de corrosão no tempo (t_p) considerando fator água cimento constante de 0,5

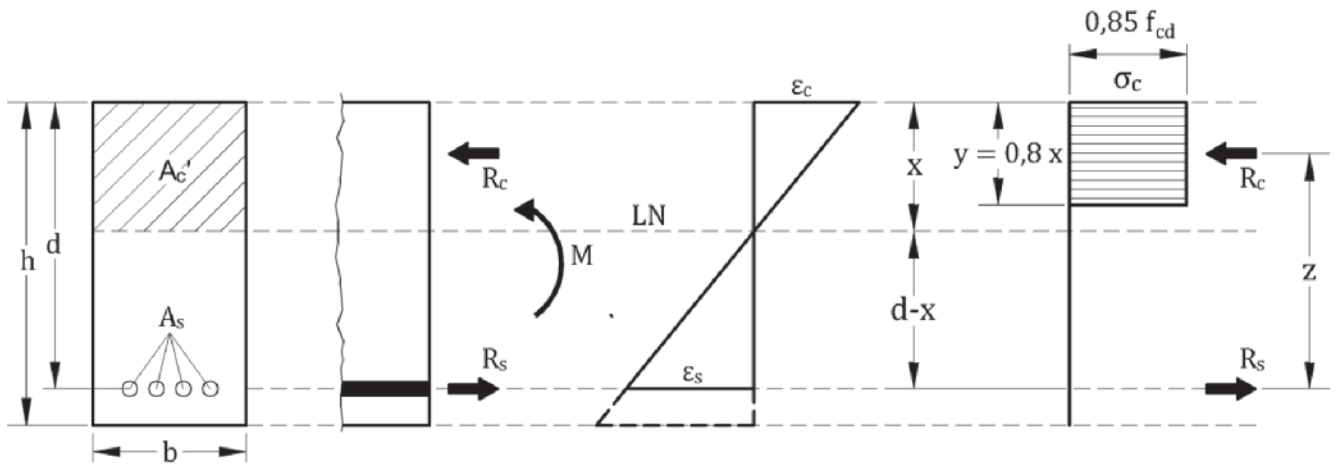


Figura 3
Tensões e deformações em seção transversal retangular com armadura simples

A Figura 3 ilustra a seção transversal típica em concreto armado considerada para a realização do dimensionamento e definição do momento fletor resistente.

Onde: h e d são, respectivamente, a altura total e altura útil da seção transversal (S.T.) da viga; b é largura da S.T.; A_c' e A_s são, respectivamente, as áreas de concreto comprimido e de armadura tracionada na S.T.; R_c e R_s correspondem, respectivamente, às forças resultantes axiais do concreto comprimido e da armadura tracionada; M é o momento fletor solicitante; LN representa a linha neutra; x define a posição da LN na S.T.; ε_c e ε_s são, respectivamente, as deformações longitudinais na fibra mais comprimida de concreto e na armadura tracionada; σ_c é a tensão de compressão na fibra mais comprimida, que no estado limite último, é igual a $0,85f_{cd}$; f_{cd} corresponde à resistência de cálculo do concreto comprimido dada por $f_{ck}/1,4$.

Na ausência de forças axiais externas aplicadas aos elementos estruturais submetidos à flexão, o equilíbrio das forças na direção axial do elemento exige que as forças resultantes axiais no concreto comprimido e na armadura tracionada sejam iguais ($R_c = R_s$). Assim, essas forças resultantes são obtidas conforme:

$$R_c = 0,68bx f_{cd} \quad (13)$$

$$R_s = f_{yd} A_s \quad (14)$$

Onde: f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço das armaduras dada por $f_{yk}/1,15$.

O equilíbrio de momentos na seção resulta na condição de que o momento fletor atuante (M) seja igual ao momento fletor resistente (M_R) dado em função da força resultante do concreto ou da armadura conforme:

$$M = M_R = R_c z = R_s z \quad (15)$$

Admitindo-se que $z = d - 0,4x$ e substituindo nas Equações (13) e (14) obtém-se:

$$M = 0,68bx f_{cd} (d - 0,4x) \quad (16)$$

A solução da Equação (16) em termos de x fornece a posição da linha neutra na seção transversal conforme:

$$x = 1,25d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M}{0,425bd^2 f_{cd}}} \right] \quad (17)$$

A partir da Equação (17) e utilizando-se a Equação (14) determina-se a área de armadura tracionada conforme:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} (d - 0,4x)} \quad (18)$$

Finalmente, o momento fletor resistente da seção transversal de uma viga em concreto armado pode ser calculado por:

$$M_R = 0,408bx^2 f_{cd} = A_s f_{yd} (d - 0,4x) \quad (19)$$

3.2 Modelo mecânico de previsão da capacidade resistente de vigas em concreto armado

Com o objetivo de melhorar a resposta mecânica de estruturas em concreto armado, especialmente ao se considerar a corrosão das armaduras e a perda de capacidade resistente ao longo do tempo,

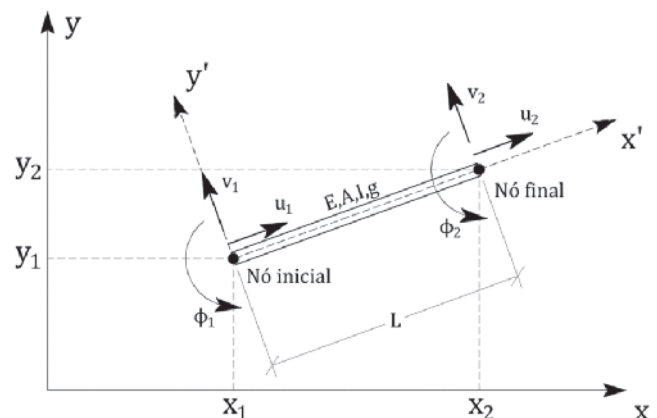


Figura 4
Elemento finito de pórtico plano utilizado

foi utilizado, neste trabalho, um modelo mecânico descrito com base no Método dos Elementos Finitos (MEF) e modelos não lineares de comportamento para o aço e o concreto. A discretização das vigas foi realizada adotando-se um elemento finito unidimensional de pórtico plano com dois nós (um em cada extremidade) e três graus de liberdade por nó, sendo dois deslocamentos de translação (u em x e v em y) e uma rotação (ϕ em z), conforme ilustrado na Figura 4. Toda a formulação matemática, implementação computacional, demais informações sobre o modelo, bem como sua validação estão publicadas no trabalho de Nogueira et al. [24].

Onde: A e I são, respectivamente, a área e o momento de inércia da seção transversal do elemento finito; g é a constante de Weaver utilizada para levar em conta as deformações de cisalhamento na Teoria de Timoshenko.

O comportamento não linear do concreto foi considerado através dos conceitos da Mecânica do Dano no Contínuo e uso do modelo de dano escalar de Mazars [19]. De um modo geral, modelos de dano são capazes de quantificar localmente o estado de degradação do material a partir de uma variável de dano e , com isso, avaliar as perdas de rigidez e resistência dos elementos à medida que essa degradação evolui. Especificamente para o concreto, tal capacidade é interessante, uma vez que o material sofre perda de rigidez em função da evolução da fissuração.

O modelo de dano de Mazars [19] foi proposto a partir das seguintes hipóteses: o dano ocorre somente devido a alongamentos, o que significa que para que haja evolução da danificação do material, ao menos uma das componentes do tensor de deformações principais deve ser tração; o dano é isotrópico e representado por uma única variável escalar D que pode assumir qualquer valor real no intervalo entre 0 e 1, sendo 0 a representação de um estado de integridade local total do material e 1 um estado de danificação local total do material; não são consideradas deformações residuais plásticas.

O critério para a verificação de ocorrência e evolução de dano num ponto do material localizado numa seção transversal do elemento pode ser escrito por:

$$f(\tilde{\epsilon}, D) = \tilde{\epsilon} - \hat{S}(D) \leq 0 \tag{20}$$

Onde: ϵ é uma medida de deformação equivalente local; $\hat{S}(\cdot)$ corresponde à deformação equivalente em função do dano; D é a variável de dano escalar.

No início da análise, $\hat{S}(D) = \epsilon_{d0}$, onde ϵ_{d0} é a deformação referente à resistência à tração do concreto, conforme mostrado na Figura 5. Ao longo do processo incremental de carregamento, $\hat{S}(D)$ assume o valor da deformação equivalente do último passo convergido.

A deformação equivalente num ponto qualquer da estrutura pode ser escrita de forma geral conforme:

$$\tilde{\epsilon} = \sqrt{(\epsilon_1)_+^2 + (\epsilon_2)_+^2 + (\epsilon_3)_+^2} \tag{21}$$

Onde: $(\epsilon_i)_+$ representam as componentes positivas do tensor de deformações principais definido em cada ponto da estrutura.

O comportamento do concreto diferente à tração e à compressão é considerado no modelo de dano de Mazars [19] a partir de duas variáveis independentes de dano definidas por D_T e D_C , respectivamente. Cada uma dessas componentes é calculada em função de um conjunto de parâmetros internos do modelo de Mazars [19], que normalmente são calibrados, por sua vez, com base em resultados experimentais de ensaios uniaxiais de tração e compressão do concreto. Assim, as parcelas de dano podem ser obtidas por:

$$D_T = 1 - \frac{\epsilon_{d0}(1 - A_T)}{\tilde{\epsilon}} - \frac{A_T}{e^{[B_T(\tilde{\epsilon} - \epsilon_{d0})]}} \tag{22}$$

$$D_C = 1 - \frac{\epsilon_{d0}(1 - A_C)}{\tilde{\epsilon}} - \frac{A_C}{e^{[B_C(\tilde{\epsilon} - \epsilon_{d0})]}} \tag{23}$$

Onde: A_T e B_T são parâmetros internos à tração; A_C e B_C são parâmetros internos à compressão. Mazars [19] propôs um intervalo de variação para esses parâmetros com valores mínimos e máximos com o objetivo de representar várias classes de

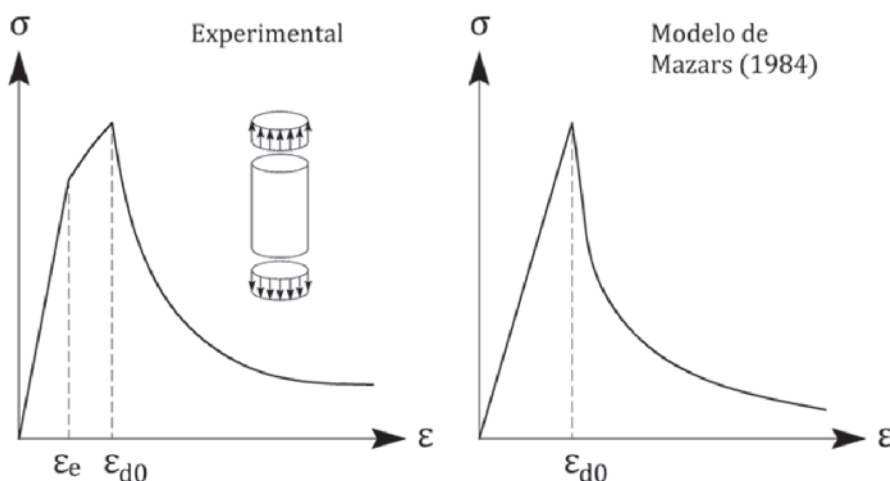


Figura 5

Lei constitutiva do concreto à tração experimental (à esquerda) e obtida pelo modelo de dano de Mazars [19] (à direita)

resistência à compressão do concreto. O intervalo de variação de cada parâmetro é dado por:

$$0.7 \leq A_T \leq 1; 1 \leq A_C \leq 1.5; 10000 \leq B_T \leq 100000; 1000 \leq B_C \leq 2000 \quad (24)$$

A variável escalar de dano D pode ser obtida a partir de uma combinação linear entre as parcelas independentes D_T e D_C conforme:

$$D = \alpha_T D_T + \alpha_C D_C \quad (25)$$

Os coeficientes α_T e α_C são ponderadores conforme a natureza do estado de tensão no ponto onde o dano está sendo avaliado. A proposta de Perego [27] para o cálculo desses coeficientes foi adotada neste trabalho e pode ser descrito como:

$$\alpha_T = \frac{\sum_i (\varepsilon_{Ti})_+}{\varepsilon_V^+}; \quad \alpha_C = \frac{\sum_i (\varepsilon_{Ci})_+}{\varepsilon_V^+} \quad (26)$$

Onde: ε_{Ti} e ε_{Ci} são componentes de deformação obtidas a partir das tensões principais considerando o material com comportamento elástico linear; ε_V^+ corresponde a uma variável cinemática representativa do estado de extensão local definida por:

$$\varepsilon_V^+ = \sum_i (\varepsilon_{Ti})_+ + \sum_i (\varepsilon_{Ci})_+ \quad (27)$$

Como o modelo de dano é isotrópico, a relação constitutiva tensão \times deformação é definida considerando-se que a variável de dano escalar D penaliza igualmente e diretamente todas as componentes do tensor de rigidez elástica \underline{D}_0 conforme:

$$\underline{\sigma} = (1 - D) \underline{D}_0 \underline{\varepsilon} \quad (28)$$

Onde: $\underline{\sigma}$ é o tensor de tensões com componentes de tensão normais e cisalhantes; $\underline{\varepsilon}$ é o tensor de deformações totais.

A Equação (28) é avaliada em cada ponto de integração numérica definida no elemento finito e fornece a distribuição de tensões finais utilizada para o cálculo dos esforços internos resistentes e verificação do equilíbrio em cada iteração do processo incremental de aplicação de carga.

Com relação ao aço das armaduras, a Teoria da Plasticidade com modelos uniaxiais foi utilizada. O aço, de um modo geral, apresenta comportamento dúctil com patamar de escoamento e endurecimento bem definidos antes de chegar à ruptura. Dessa forma, neste trabalho foi utilizado um modelo elastoplástico com encruamento isotrópico linear positivo para a representação do comportamento não linear do aço das armaduras. Além disso, com a utilização desse tipo de modelo, é possível representar as deformações residuais ou plásticas permanentes do aço em eventuais processos de descarregamentos.

O critério de plastificação adotado para o modelo elastoplástico com encruamento isotrópico linear positivo pode ser escrito como:

$$f = \sigma_s - (f_y + K\alpha) \leq 0 \quad (29)$$

Onde: s_s é a tensão atuante na camada de armadura; f_y é a tensão de escoamento do aço; K corresponde ao módulo plástico de encruamento; α é a medida de deformação plástica equivalente.

Assim, conforme o valor da função do critério f , a tensão normal na camada de armadura é dada por:

$$f \leq 0 \rightarrow \sigma_s = E_s \varepsilon \quad (30)$$

$$f > 0 \rightarrow \sigma_s = E'_s \varepsilon \quad (31)$$

Onde: E_s é o módulo de elasticidade do aço no regime elástico; E'_s é o módulo de elasticidade atualizado do aço considerando o comportamento plástico para o trecho de encruamento. Para o caso de comportamento elastoplástico perfeito, $E'_s = 0$ e para o caso com encruamento descrito acima, $E'_s = (E_s K) / (E_s + K)$. Nogueira et al. [24] apresentam a estratégia de solução do problema não linear em estruturas reticuladas através de um procedimento incremental iterativo com o algoritmo de Newton-Raphson. A matriz de rigidez tangente e o vetor de forças internas de cada elemento finito são obtidos combinando-se os comportamentos não lineares do aço e concreto, contribuição da armadura transversal e a não linearidade geométrica do pórtico, a partir de integração numérica. A técnica de integração utilizada é a quadratura de Gauss-Lobatto com colocação de pontos de integração ao longo

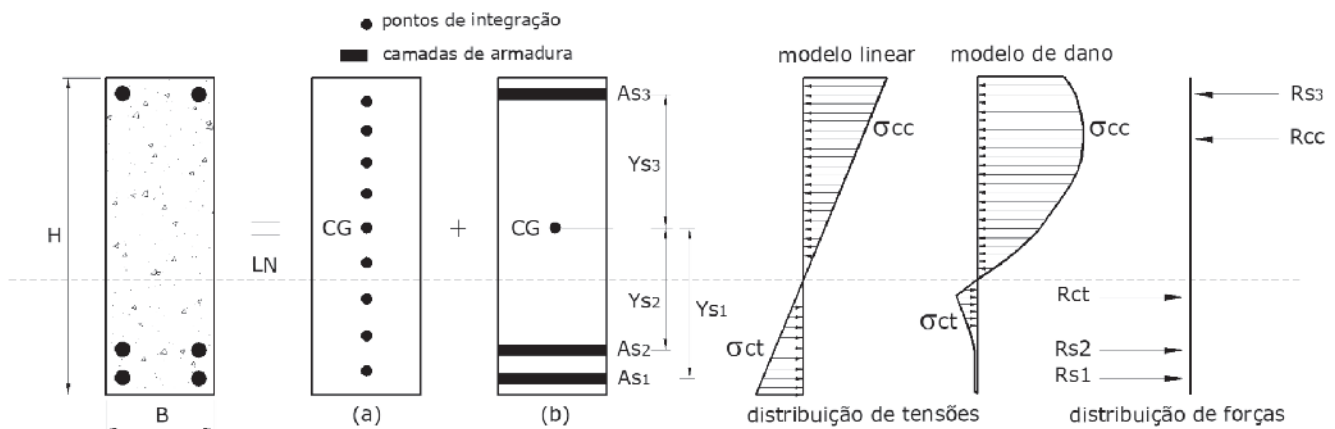


Figura 6 Esquema de integração numérica adotado em cada seção transversal dos elementos finitos

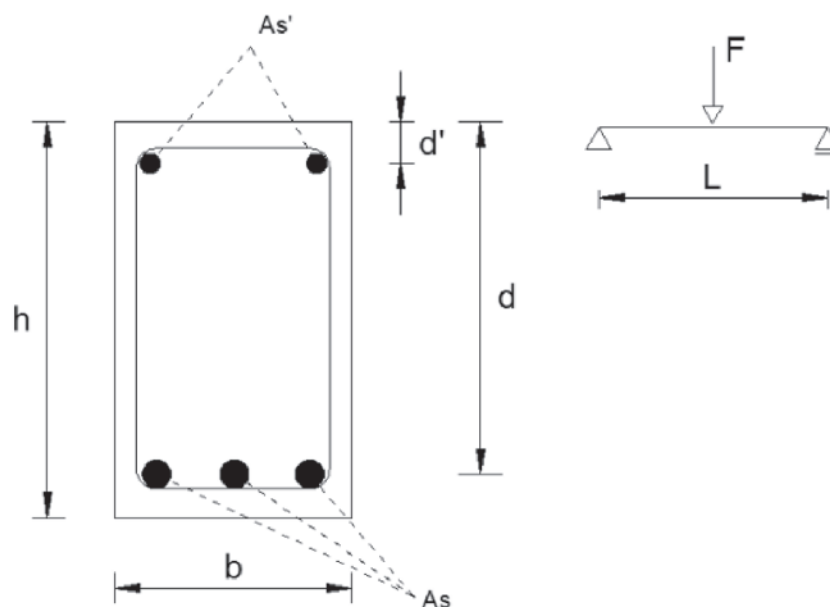


Figura 7
Esquema estático e detalhamento das vigas ensaiadas por Au e Bai [7]

do comprimento e da altura da seção transversal dos elementos finitos. Em cada ponto de integração, a Equação (28) é avaliada determinando-se a contribuição do concreto na montagem da matriz de rigidez e vetor de forças internas. No caso das armaduras, estas são discretizadas em camadas ao longo da altura da seção transversal e sua contribuição é obtida pelas Equações (30) e (31) em função da existência ou não da plastificação do aço. A Figura 6 ilustra o esquema de integração numérica realizada a cada iteração do processo de aplicação de cargas.

3.3 Aplicação do modelo do MEF: vigas ensaiadas por Au e Bai

O modelo mecânico baseado no MEF foi utilizado para a representação do comportamento estrutural de vigas ensaiadas experimentalmente por Au e Bai [7], com o objetivo de verificar a capaci-

dade do modelo. A Figura 7 mostra o esquema estático das vigas e o carregamento aplicado.

Foram analisadas duas vigas cujas diferenças estão na taxa de armadura longitudinal de tração, conforme descrito na Tabela 1. A Tabela 2 reúne as propriedades elásticas como resistência à compressão (f_{cc}), à tração (f_{ct}) e módulo de elasticidade do concreto (E_c), bem como a tensão de escoamento do aço e o módulo de elasticidade tanto para as armaduras longitudinais (f_y e E_s), quanto para a armadura transversal (f_{yw} e E_{sw}). Todos esses parâmetros foram adotados conforme os dados fornecidos por Au e Bai [7].

Com relação ao modelo de dano de Mazars [19] para o concreto, os parâmetros internos para a determinação da variável de dano escalar foram calibrados, na ausência de resultados experimentais, a partir de leis constitutivas da literatura. A lei de Popovics [28] foi utilizada para o concreto à compressão, enquanto que a lei de Figueiras [14] foi adotada para o concreto à tração. Além disso, os

Tabela 1
Dimensões e armaduras das vigas ensaiadas por Au e Bai [7]

Viga	L (mm)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	d' (mm)	A _{ST}	A _{SC}	A _{SW}
B1	2600	200	300	260	30	3φ16	2φ12	φ12 c/175
B2	2600	200	300	250	30	2φ25	2φ12	φ12 c/175

Tabela 2
Propriedades do concreto e aço utilizadas nas vigas ensaiadas por Au e Bai [7]

Viga	f _{cc} (MPa)	f _{ct} (MPa)	E _c (GPa)	f _y (MPa)	E _s (GPa)	f _{yw} (MPa)	E _{sw} (GPa)
B1	52,0	4,5	27,0	488,0	200,0	328,0	186,0
B2	52,0	4,5	27,0	488,0	200,0	328,0	186,0

Tabela 3

Parâmetros de dano utilizados para o concreto

Viga	Popovics [28]		Figueiras [14]		Nogueira [23]	
	A_c	B_c	A_t	B_t	A_t	B_t
B1	1,790	1241,886	0,772	5837,209	0,938	5417,491
B2	1,790	1241,886	0,772	5837,209	0,938	5417,491

parâmetros de tração (A_t e B_t) também foram obtidos com base numa lei teórica de decaimento exponencial para o trecho pós-pico do concreto tracionado apresentada em Nogueira [23]. A Tabela 3 apresenta os parâmetros de dano utilizados nesta análise. A escolha da malha de elementos finitos foi realizada através de uma análise de convergência onde foram testadas malhas com 8, 12, 16, 20 e 24 elementos finitos unidimensionais de mesmo comprimento. Os resultados foram obtidos considerando-se a teoria de Timoshenko com contribuição da armadura transversal (TS). O erro entre os valores de carga última foi comparado entre duas malhas sucessivas obtendo-se os seguintes resultados: malha de 8 para 12, erro = 3,9%; malha de 12 para 16, erro = 2,0%; malha de 16 para 20, erro = 1,2%; malha de 20 para 24, erro = 0,4%. Portanto, com base nesses resultados, a malha com 24 elementos finitos foi adotada para a análise posterior. O aço das armaduras neste exemplo foi considerado como sendo elastoplástico perfeito ($K = 0$).

As Figuras 8 e 9 ilustram as trajetórias de equilíbrio para as vigas B1 e B2 comparando-se as respostas numéricas deste modelo (TS-Fig. e TS-Expon.) com os resultados experimentais e numéricos de Au e Bai [7]. As siglas "TS-Fig." e "TS-Expon." significam, respectivamente, que as respostas mecânicas foram obtidas com o modelo de Timoshenko + contribuição da armadura transversal com parâmetros de dano à tração, calibrados segundo as leis constitutivas de Figueiras [14] (Fig.) e Nogueira [23] (Expon.). Conforme pode ser observado, os resultados mostraram-se bastante satisfatórios com boa aproximação do comportamento experimental das vigas. É importante ressaltar que o modelo aqui utilizado é unidimensional, com variável de dano escalar e hipótese de aderência perfeita entre aço e concreto adjacentes, enquanto que o modelo adotado por Au e Bai [7] é baseado em

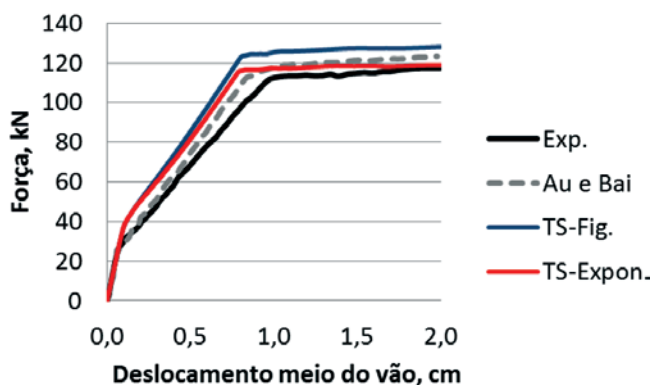


Figura 8
Trajetória de equilíbrio para a viga B1

elementos finitos planos retangulares com armadura embebida, leis biaxiais para o concreto em estado plano e ainda com a possibilidade de perda de aderência entre as barras da armadura e o concreto adjacente.

4. Análise da perda de capacidade resistente em função da corrosão

O objetivo desta análise é mostrar a influência da corrosão sobre a resposta mecânica de uma viga isostática em concreto armado, à medida que a deterioração das armaduras evolui e mediante a consideração ou não de determinados efeitos corrosivos no processo. A Figura 10 mostra a viga utilizada na análise, com geometria, seção transversal, detalhamento da armadura longitudinal e carregamento aplicado.

As análises determinam, para cada formulação e particularidades próprias, a variação da carga última da estrutura em função da evolução da corrosão no tempo. Para isto, foram consideradas as formulações da NBR 6118 e do modelo mecânico baseado no

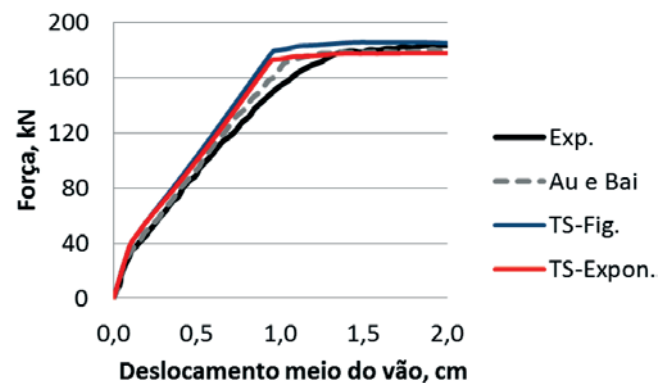


Figura 9
Trajetória de equilíbrio para a viga B2

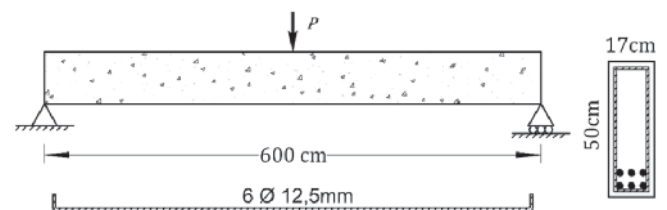


Figura 10
Viga adotada na análise de perda de capacidade resistente em função da corrosão

Tabela 4

Especificação das análises dependentes do tempo

Nº da análise	Modelo mecânico	Taxa de corrosão em função do tempo?	Tensão de escoamento do aço em função do tempo?	Aleatoriedade do fator a/c dos elementos finitos?	Nº de elementos finitos
1	NBR 6118	Não	Não	-	-
2	FEM	Não	Não	Não	10
3	FEM	Sim	Não	Não	10
4	FEM	Sim	Não	Sim	10
5	FEM	Sim	Não	Sim	100
6	FEM	Sim	Sim	Sim	100

MEF já apresentado. A definição da carga última variou para cada formulação: no caso da norma brasileira, a carga última foi definida como a carga P que provoca um momento fletor atuante no meio do vão igual ao momento fletor resistente da seção transversal obtido pela Equação (19); no caso do MEF, a carga última P foi estabelecida a partir dos limites de deformação dos materiais aço e concreto. Assim, quando as deformações longitudinais ε no concreto e no aço das armaduras longitudinais atingiram os limites impostos pela NBR 6118 de $-3,5\%$ para o concreto e 10% para o aço, admitiu-se a violação do estado limite último e, portanto, que a carga última foi atingida. Com relação aos parâmetros elásticos dos materiais utilizados na análise, foram adotados os seguintes valores: resistência característica à compressão do concreto de 30 MPa; módulo de elasticidade longitudinal do concreto de 28 GPa; coeficiente de Poisson do concreto de 0,2; tensão de escoamento do aço das armaduras de 500 MPa; módulo de elasticidade longitudinal do aço de 196 GPa; módulo plástico do aço de 19,6 GPa. Na seção transversal, as medidas do cobrimento de concreto e da altura útil foram de 3,0 cm e 44,12 cm, respectivamente. O carregamento foi aplicado em 100 passos iguais de força, com tolerância em forças e deslocamentos para a verificação do equilíbrio no processo iterativo de 10^{-4} . Os parâmetros do modelo de dano para o concreto foram os seguintes: $A_T = 0,7$; $B_T = 10000$; $A_C = 1,5$; $B_C = 2000$; $e_{00} = 6,41 \times 10^{-5}$. Foram adotados para a integração numérica, 6 pontos de Gauss ao longo do comprimento dos elementos e 20 pontos de Gauss ao longo da altura da seção transversal dos elementos finitos.

Em todas as análises, o modelo de corrosão uniforme foi adotado com atuação direta sobre todas as barras de armadura e a penetração dos íons cloreto no concreto foi modelada conforme a segunda lei de Fick. Os parâmetros considerados nesta análise associados ao processo de corrosão das armaduras foram adotados conforme:

- Concentração de cloretos limite no interior do concreto para despassivação das armaduras (C_{lim}): $0,9 \text{ kg/m}^3$ (Vu e Stewart [36]);
- Concentração de cloretos nas superfícies externas da viga (C_0): $1,15 \text{ kg/m}^3$ (McGee [20]). É importante ressaltar que essa concentração é assumida igual em todas as faces da viga;
- Coeficiente de difusão do concreto (D_0): $67,42 \text{ mm}^2/\text{ano}$ (Equação 6);
- Fator água cimento (a/c): 0,5;

- Incrementos de tempo para a evolução da corrosão (Δt_p): 2 anos.

Uma série de análises foi realizada considerando-se aspectos diferentes entre si com o objetivo de representar diversas possibilidades distintas na prática e compará-las em termos da taxa de perda de capacidade resistente da viga em função da evolução do processo corrosivo ao longo do tempo. A Tabela 4 enumera e especifica cada particularidade envolvida nas análises.

A análise realizada com o modelo analítico da NBR 6118 não considera o efeito do tempo sobre a taxa de corrosão e a tensão de escoamento do aço das armaduras. Essas considerações são adotadas apenas com o modelo do MEF segundo as Equações (10) e (11) respectivamente. Com relação ao número de elementos finitos e a variação do fator a/c ao longo do comprimento da viga, estas considerações foram realizadas com o objetivo de proporcionar um cenário de corrosão mais realista, com a possibilidade de início da corrosão em tempos diferentes para cada elemento. Assim, é possível simular de forma simplificada a ocorrência do fenômeno de forma independente para cada parte da estrutura. O fator a/c foi obtido a partir da geração de números aleatórios para toda a viga, sendo um valor para cada elemento finito. Tais valores foram obtidos a partir de uma distribuição uniforme de probabilidades com média 0,5 e coeficiente de variação de 11,5%.

A Figura 11 mostra os resultados em termos de carga última da viga em função do tempo ocorrido após o início da corrosão. Conforme pode ser observado, a carga última obtida com o modelo da NBR 6118 resultou no menor valor para $t_p = 0$ (instante antes de ocorrer corrosão com armadura totalmente íntegra), quando comparada às demais avaliadas com o MEF não linear para o mesmo instante. Isso ocorreu porque o modelo não linear do MEF, através do modelo de dano para o concreto, considera a contribuição do concreto tracionado a partir do trecho pós-pico do diagrama tensão \times deformação à tração. Dessa forma, em cada elemento finito, existe um pequeno ganho de resistência em função desses valores de tensão de tração residuais que o concreto resiste, aumentando a resistência global da viga.

As análises 5 e 6, embora apresentaram esse comportamento, obtiveram um valor de carga última antes da corrosão menor que as demais análises do MEF. Atribui-se esse comportamento à discretização da viga com 100 elementos finitos ao invés dos 10 elementos das demais análises, contribuindo para a diminuição da

rigidez da resposta numérica e, conseqüentemente, da resistência da viga. Em termos percentuais, as análises 2, 3 e 4 resultaram em cargas últimas 25% maiores que a análise 1 e 18% maiores que as análises 5 e 6.

A partir de 35 anos após o início da corrosão, o modelo da norma brasileira resultou em capacidade resistente nula, uma vez que na expressão do momento fletor resistente, quando a área de armadura tende a zero, a resistência da viga também se anula. Esse comportamento não foi observado nas análises realizadas pelo MEF não linear, nas quais a carga última tendeu a um valor residual de 17 kN. Embora a danificação do concreto abaixo da linha neutra (região tracionada) seja muito acentuada com valores muito próximos de 1, ainda existe capacidade resistente da seção transversal na região comprimida e que o dano é significativamente menor. Dessa forma, aliada à contribuição do concreto à tração no trecho pós-pico do diagrama tensão \times deformação, a viga ainda é capaz de resistir a uma pequena parcela da carga conforme ilustrado na Figura 11. Com relação à análise 2, esse comportamento foi observado, no entanto ocorreu a partir dos 10 anos e não dos 35 anos como nas demais análises numéricas. Isso ocorreu porque a taxa de corrosão i_{corr} foi considerada como independente do tempo, gerando um processo de evolução da corrosão muito severo, provocando a grande diminuição da capacidade resistente da viga.

A Tabela 5 apresenta a taxa média de redução da resistência da viga analisada em função do tempo para cada análise realizada. A análise 2, onde a taxa de corrosão e a tensão de escoamento do aço são constantes ao longo do tempo, resultou em uma taxa média de 10,4 kN/ano ao longo dos primeiros anos após o início da corrosão.

É interessante destacar que a embora a diferença entre as análises 2 e 3 seja apenas na consideração do tempo na taxa de corrosão, tal consideração alterou completamente o comportamento da viga ao longo do tempo em função do processo corrosivo, pois a penalização das armaduras é bem menos intensa nesse caso. Isso evidencia a influência da taxa de corrosão na resposta mecânica da estrutura ao longo do tempo.

As análises 4, 5 e 6 consideram a variabilidade do fator a/c ao longo do comprimento da viga através da geração aleatória de

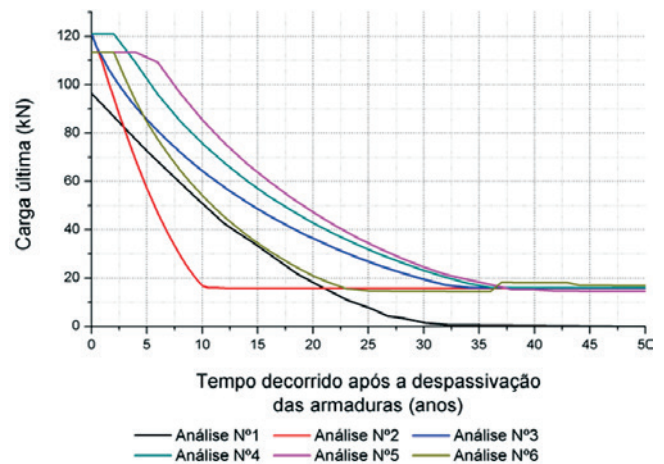


Figura 11

Perda de capacidade resistente da viga em função do tempo após a desp passivação da armadura

valores de a/c e a alocação de cada valor em um elemento finito da discretização. Assim, é possível considerar o início da corrosão em tempos distintos ao longo da estrutura, simulando uma condição mais realista para a corrosão uniforme. Dessa forma, o tempo de início de corrosão é calculado pela segunda lei de Fick (Equação 5) fazendo com que cada elemento finito seja penalizado pelo efeito corrosivo nas armaduras em instantes diferentes. Essa característica explica o pequeno trecho constante de carga última nos primeiros anos após a desp passivação das armaduras. Nesses casos, embora o início da corrosão tenha ocorrido em algum elemento da viga, este efeito não foi suficiente para alterar significativamente o comportamento de toda estrutura. Finalmente, observou-se que o comportamento da viga obtido com a análise 6 resultou bastante diferente dos demais (análises 3, 4 e 5). Esse fenômeno ocorreu em função da consideração da redução da tensão de escoamento com o aumento da corrosão, em conjunto com os modelos não lineares dos materiais.

Tabela 5

Evolução da capacidade resistente da viga em termos da taxa média anual

Faixa de tempo decorrido após a desp passivação das armaduras (anos)	Taxa média de redução da carga última da estrutura (kN/ano)					
	Nº da análise					
	1	2	3	4	5	6
0 – 5	4,4	12,8	7,1	2,4	0,9	5,8
5 – 10	3,8	8,1	4,2	6,7	5,6	6,1
10 – 15	3,8	0,2	3,2	3,1	3,6	3,9
15 – 20	2,6	0,0	2,4	3,5	4,1	2,7
20 – 25	2,9	0,0	1,6	1,8	2,1	1,2
25 – 30	1,2	0,0	1,8	2,1	2,4	0,1
30 – 35	0,1	0,0	0,7	1,1	1,1	0,0

5. Conclusões

O trabalho apresentou um estudo sobre a influência da corrosão associada a modelos de comportamentos não lineares dos materiais aço e concreto, a partir da observação da taxa de evolução da capacidade resistente da estrutura ao longo do tempo. As conclusões foram enumeradas a seguir:

- O modelo mecânico baseado no MEF mostrou-se capaz de representar precisamente o comportamento global das vigas analisadas, em termos de deslocamentos e obtenção da carga última considerando os modelos de dano e plasticidade para o concreto e aço, respectivamente. Os resultados numéricos do MEF foram bastante sensíveis aos parâmetros calibrados do modelo de dano, evidenciando a importância de uma adequada calibração desses parâmetros. Além disso, o modelo apresentou estabilidade sem a ocorrência de casos de falta de convergência nas análises. A validação do modelo utilizado, conforme citado no item 3.2 encontra-se em Nogueira et al. [24], permitindo sua utilização para as análises realizadas neste estudo;
- A utilização da Equação (10) para a avaliação da taxa de corrosão, na qual o tempo após o início da corrosão é necessário para o cálculo mostrou-se mais consistente do que a consideração da taxa de corrosão independente do tempo. À medida que as reações de corrosão se desenvolvem, a degradação do aço é mais intensa nos primeiros anos e tende a diminuir ao longo dos anos subsequentes. Isso indica que a degradação da resistência mecânica das estruturas é mais intensa nos primeiros anos após a despassivação e menos intensa em anos posteriores. Portanto, os resultados das análises 3 a 6 são mais precisos e consistentes do que o resultado obtido na análise 2;
- Em função desse comportamento acerca da taxa de corrosão, a taxa de decaimento da resistência, medida pela carga última da viga, também é mais intensa nos primeiros anos após a despassivação das armaduras e mais branda nos anos posteriores;
- A redução da tensão de escoamento considerada ao longo do tempo pelo efeito corrosivo do aço, associada ao comportamento não linear dos materiais especialmente do aço, mostrou-se importante na determinação da resistência estrutural da viga em função do tempo. Até os 25 primeiros anos após a despassivação da armadura, a taxa de perda de resistência da viga para as análises 3 a 6 foi aproximadamente constante. No entanto, para a análise 6 após 25 anos, observou-se queda repentina da resistência, estabilizando o valor de carga última em 17 kN. Concluiu-se que esse fenômeno observado foi causado pela ação simultânea dos efeitos considerados como não linearidade dos materiais, variação da tensão de escoamento pela corrosão e elevada discretização em 100 elementos finitos;
- A técnica de associar grande número de elementos finitos na discretização com a geração de valores aleatórios para o fator água cimento e alocação de cada valor gerado em um elemento finito proporcionou grande melhoria para o uso do modelo de corrosão uniforme comparado com malhas mais pobres. Com a diminuição do comprimento dos elementos finitos, o modelo de corrosão uniforme se aproxima mais de uma configuração de corrosão por pites, porém com a vantagem de fácil modelagem e boa adaptação para modelos unidimensionais como o utilizado neste trabalho. Além disso, o uso de diferentes valores de fator

a/c ao longo de toda a estrutura permitiu que o fenômeno da corrosão fosse mais bem representado, pois cada elemento finito tem um tempo diferente de início da corrosão. Isso se aproxima mais da realidade, uma vez que as concentrações de cloretos, propriedades do concreto e demais condições locais podem variar ao longo dos elementos estruturais e da posição em que se encontram. Essa técnica mostrou-se promissora e merece mais estudos para verificar a extensão de sua potencialidade.

É importante ressaltar que a perda de aderência aço-concreto em função da evolução do fenômeno da corrosão não foi considerada neste estudo, embora seja um efeito importante nesse tipo de análise.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem à FAPESP pelo apoio financeiro a essa pesquisa (processo 2014/18928-2) e ao José Vitor de Lira Haraki, em sua iniciação científica, pelo auxílio na elaboração do exemplo (item 3.3) sobre o modelo mecânico baseado no MEF.

7. Referências bibliográficas

- [1] ALMUSALLAM, A. Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars. *Construction and Building Materials*, v. 15, 2001, p. 361-368.
- [2] ALMUSALLAM, A.; AL-GAHTANI, A.S.; AZIZ, A.R.; RA-SHEEDUZZAFAR. Effect of reinforcement corrosion on bond strength. *Construction and Building Materials*, v. 10, n. 2, 1996, p. 123-129.
- [3] APOSTOLOPOULOS, C.A.; PAPADAKIS, V.G. Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar. *Construction and Building Materials*, v. 22, n. 12, 2008, p. 2316-2324.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Projeto de estruturas de concreto – procedimento (NBR 6118), Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- [5] AU, F.T.K.; BAI, Z.Z. Two-dimensional nonlinear finite element analysis of monotonically and non-reversed cyclically loaded RC beams. *Engineering Structures*, v. 29, 2007, p. 2921-2934.
- [6] BASTIDAS-ARTEAGA, E.; CHATEAUNEUF, A.; SÁNCHEZ-SILVA, M.; BRESSOLETTE, P.; SCHOEFS, F. A comprehensive probabilistic model for chloride ingress in unsaturated concrete. *Engineering Structures*, v. 51, 2011, p. 259-266.
- [7] Bentz, D.P.; Clifton, J.R.; Snyder, K.A. Predicting service life of chloride-exposed reinforced concrete. *Concrete International*, v.18 (12), 1996, p. 42-47.
- [8] BIONDINI, F.; CAMNASIO, E.; FRANGOPOL, D.M.; MALERBA, P.G. Probabilistic service life assessment and maintenance planning of concrete structures. *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 132, 2006, p. 810-825.
- [9] BIONDINI, F.; CAMNASIO, E.; PALERMO, A. Lifetime seismic performance of concrete bridges exposed to corrosion. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 10, 2014, p. 880-900.
- [10] BIONDINI, F.; VERGANI, M. Deteriorating beam finite element for nonlinear analysis of concrete structures under corrosion. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 11, n. 4, 2015, p. 519-532.

- [11] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. Durable concrete structures – design guide (CEB). Bulletin d'information n. 183, London, 1992, Thomas Telford.
- [12] Crank, J. *The mathematics of diffusion*. 2nd ed., Oxford (London): Clarendon Press, 1975, p.414.
- [13] DU, Y.G.; CLARK, L.A.; CHAN, A.H.C. Residual capacity of corroded reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, v.57, n. 3, 2005, p. 135-147.
- [14] FIGUEIRAS, J.A. Ultimate load analysis of anisotropic and reinforced concrete plates and shells. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University College of Swansea, 1983;
- [15] GONZALEZ, J.A.; ANDRADE, C.; ALONSO, C.; FELIU, S. Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement. *Cement and Concrete Research*, v. 25, 1995, p. 257-264.
- [16] GUZMÁN, S.; GÁLVEZ, J.C.; SANCHO, J.M. Cover cracking of reinforced concrete due to rebar corrosion induced by chloride penetration. *Cement and Concrete Research*, v. 41, 2011, p. 893-902.
- [17] LIBERATI, E.A.P.; NOGUEIRA, C.G.; LEONEL, E.D.; CHATEAUNEUF, A. Nonlinear formulation based on FEM, Mazars damage criterion and Fick's law applied to failure assessment of reinforced concrete structures subjected to chloride ingress and reinforcements corrosion. *Engineering Failure Analysis*, v. 46, 2014, p. 247-268.
- [18] MATSUMURA, T.; SHIRAI, K.; SAEGUSA, T. Verification method for durability of reinforced concrete structures subjected to salt attack under high temperature conditions. *Nuclear Engineering and Design*, v. 238, n. 5, 2008, p. 1181-1188.
- [19] MAZARS, J. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de Doctorat d'État, Université Paris 6, 1984, Paris.
- [20] MCGEE, R. Modelling of durability performance of Tasmanian bridges. In: Melchers R.E., Stewart M.G., editors. *ICASP8 applications of statistics and probability in civil engineering*, v. 1, 1999, p. 297-306.
- [21] MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*. São Paulo, Ibracon, 3^{ed}, 2008, 674 p.
- [22] NEVILLE, A.M. *Propriedades do concreto*. 5^a edição, Porto Alegre: Bookman, tradução: Ruy Alberto Cremonini, 2016, 888 p.
- [23] NOGUEIRA, C.G. Modelo mecânico para estruturas lineares em concreto armado – uma abordagem acoplada entre a mecânica do dano e algoritmos de otimização. *Engenharia Estudo e Pesquisa*, Santa Maria, v. 12, n. 2, jul./dez., 2012, p. 14-27.
- [24] NOGUEIRA, C.G.; VENTURINI, W.S.; CODA, H.B. Material and geometric nonlinear analysis of reinforced concrete frame structures considering the influence of shear strength complementary mechanisms. *Latin American Journal of Solids and Structures*, v. 10, 2013, p. 953-980.
- [25] OZBOLT, J.; BALABANIC, G.; KUSTER, M. 3D numerical modelling of steel corrosion in concrete structures. *Corrosion Science*, v. 53, 2011, p. 4166-4177.
- [26] PAPADAKIS, V.G.; ROUMELIOTIS, A.P.; FARDIS, M.N.; VAGENAS, C.G. Mathematical modelling of chloride effect on concrete durability and protection measures. In: Dhir RK, Jones MR, editors. *Concrete repair, rehabilitation and protection*, London (UK): E&FN Spon, 1996, p.165-174.
- [27] PEREGO, M.A. *Danneggiamento dei materiali lapidei: leggi costitutive, analisi per elementi finiti ed applicazioni*. Tesi di Laurea, Politecnico di Milano, 1990, Milano.
- [28] POPOVICS, S. A numerical approach to the concrete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, v. 3, 1973, p. 583-599.
- [29] SAMSON, E.; MARCHAND, J.; SNYDER, K.A. Calculation of ionic diffusion coefficients on the basis of mitigation test results. *Materials and Structures*, v. 36, 2003, p. 156-165.
- [30] SCHMITT, G. Global needs for knowledge dissemination, research and development in materials deterioration and corrosion control. *World Corrosion Organization*, May, 2009, 44 p.
- [31] SUO, Q.; STEWART, M.G. Corrosion cracking prediction updating of deteriorating RC structures using inspection information. *Reliability Engineering and System Safety*, v. 94, 2009, p. 1340-1348.
- [32] TUUTTI, K. *Corrosion of steel in concrete*. Swedish cement and concrete research institute, Stockholm, 1982.
- [33] VAL, D.V.; MELCHERS, R.E. Reliability of deteriorating RC slab bridges. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, v. 123, n. 12, 1997, p. 1638-1644.
- [34] VAL, D.V.; STEWART, M.G. Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments. *Structural Safety*, v. 25, n. 4, 2003, p. 343-362.
- [35] VAL, D.V.; CHERNIN, L.; STEWART, M.G. Experimental and numerical investigation of corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures. *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 135, 2009, p. 376-385.
- [36] VU, K.A.T.; STEWART, M.G. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. *Structural Safety*, v. 22, n. 4, 2000, p. 313-333.
- [37] ZHANG, R.; CASTEL, A.; FRANÇOIS, R. Concrete cover cracking with reinforcement corrosion of RC beam during chloride-induced corrosion process. *Cement and Concrete Research*, v. 40, 2010, p. 415-425.

Dynamic characterization of a heritage construction from 19th century

Caracterização dinâmica de uma edificação histórica do século XIX



F. BRANDÃO^a
eng.franciscobrandao@hotmail.com

E. MESQUITA^b
e.mesquita@fe.up.pt

A. DIÓGENES^a
aldeciragd@yahoo.com.br

P. ANTUNES^c
pantunes@ua.pt

H. VARUM^b
hvarum@fe.up.pt

Abstract

Heritage constructions presents high significance and importance for society. As way of contribution for the preservation of the heritage constructions, this paper presents a study on the dynamic behavior of a heritage construction, part of the historic center of Sobral city, located at the north region of Ceará State, namely the Nossa Senhora das Dores Church, a church from the beginning of the 19th century, built in clay brick walls. In this study, ambient vibration tests were performed aiming to obtainment of the natural frequencies of the building focusing the calibration of the numerical model and, from it, proceeding with modal analysis by Finite Element Method (FEM) with recurrence to software Ansys®. The results allowed the analysis of the structural dynamic behavior taking into account natural frequencies, modal shapes and directional displacements.

Keywords: dynamic characterization, heritage construction, environmental vibrational characterization, finite elements, sobral's historical heritage.

Resumo

As construções históricas possuem elevado significado e importância para a sociedade. Como contribuição à preservação do patrimônio histórico, o presente trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento dinâmico de uma edificação histórica, inserida no âmbito do patrimônio histórico da cidade de Sobral, localizada na região norte do estado do Ceará, nomeadamente Igreja de Nossa Senhora das Dores, uma capela do início Século XIX, construída em alvenaria de tijolos maciços. Neste estudo foi realizado o ensaio de vibração ambiental com objetivo de obter as frequências naturais da edificação com foco à calibração do modelo numérico e, a partir dele, com recurso ao software Ansys®, realizar a caracterização modal via Método dos Elementos Finitos (MEF). Os resultados obtidos permitiram analisar o comportamento dinâmico da estrutura, no que se refere à obtenção das frequências naturais, modos de vibração e deslocamentos direcionais.

Palavras-chave: caracterização dinâmica, construções históricas, caracterização vibracional ambiental, elementos finitos, patrimônio histórico sobralense.

^a GEM, Department of Civil Engineering, State University of Vale Do Acaraú, Sobral, CE, Brazil;

^b CONSTRUCT-LESE, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering of the University of Porto, Porto, Portugal;

^c Telecommunications Institute and Department of Physics of the University of Aveiro, Aveiro, Portugal.

1. Introduction

Heritage constructions can be understood as structures with importance artistic, cultural, religious, documentary or aesthetics for a society. In other words, heritage constructions represent the cultural identity of a community.

Heritage constructions, as the other types of structures, are subject to several scenarios of degradation, among natural actions (thermal effects, chemical or physical attacks), anthropic actions, such as alterations in buildings architecture, interventions, and also dynamic actions such as wind and earthquakes. For that, and considering its high cultural value, this special class of structures need to be appropriately maintained as way to keep its structural safety conditions [1]. However, for efficient maintenance or retrofitting measures adoption, it is necessary to implement the current state of knowledge on structural characteristics and behavior of heritage constructions, once these structures may present different constructive methods and complex structural properties, such different from structures designed nowadays.

As highlighted by [2], exist a gap in the technical-scientific literature on structural characteristics of historical heritage and, considering the large interest on keep its structures in safety condition, as well considering its potential of contribution to regional tourism implementation, and also, by necessity to implement the current state-of-the-art in this field of engineering, it is evident that heritage constructions constitute topic of interest for scientific and technological development. Thus, studies essentially focused on non-destructive characterization of historical heritage have been recently developed by State University of Vale Do Acaraú, at Sobral, Brazil, with support by the Faculty of Engineering of the University of Porto and the University of Aveiro, in Portugal, in order of to contribute for field implementation, among some works can be seen in [3], [4], [5], [6].

To study the structural dynamic characteristics can be a fundamental step for structural behavior characterization, as well these information can be also used as support for implementation of monitoring systems, since dynamic properties are related with performance of the structural components and, consequently, with the structure integrity [7], [8] structural health monitoring is a fundamental tool to control the civil infrastructures lifetime. Raw earth masonry structures (as adobe, rammed earth, among other techniques. In the case of heritage constructions, the employment of dynamic characterization is relevant not only for the dynamic data collected, but because its non-destructive nature presents guarantees of repeatability without risk of to provoke damage emergence on assessed structure [9].

The employment of experimental methodologies for dynamic characterization, like the environmental vibration, can be an as-assertive tool in order of to provide accurate data to support the calibration of numerical models. Numerical simulations can also be employed with focus on obtaining the structural response to different damage scenarios and used as support tool for decision-making on maintenance and retrofitting measures [10].

This way, as contribution to the implementation of technical-scientific literature and, consequently, for the preservation of historical heritage, the present work proposes to study the dynamic characteristics of a heritage construction, namely, the Nossa Senhora das Dores Church, a chapel from the beginning of the 19th century placed in Sobral, built in solid bricks masonry.

2. Dynamic characterization of buildings

According to [11], dynamic actions can be characterized by the action of loads changing over time its magnitude, direction and point of application, and that can be characterized by the existence of oscillatory movement, designated by vibrations. Therefore, the structure response to these actions can be expressed in terms of displacements, speeds, acceleration or tensions. Essentially, the characterization of the dynamic behavior of the structures comprises the calculation of the natural frequencies, modal shape and also, the estimation of modal damping coefficients.

One of the strategies for dynamic properties characterization of a structure can be performed using *in situ* testing, collecting data on structure acceleration, where after the data be processed, dynamic parameters, such as natural frequencies and modal shapes, can be identified. These tests can be performed on new buildings and old buildings, such as in the case of heritage constructions that may require rehabilitation actions. Currently, for this type of characterization, the environmental vibration tests have been frequently employed (see [12], [13], [14], [15], [16]), due to the fact that they do not constitute an invasive technique, require less time, when compared with the traditional load tests.

According to [17], environmental vibration tests are based on the measurement of time series of acceleration at points in the structure previously chosen by simulating of the preliminary numerical model with initial mechanical properties. From these measurements, the modal parameters (natural frequencies, modal shapes and damping) are identified. In this type of test, the excitation force on the structure is the result of the environmental actions (wind or earthquake, for example) and operational actions (linked to the use of the structure), therefore, there are no control over excitation force.

The collection of structures acceleration data is usually performed using accelerometers. The piezoelectric accelerometers, for instance, employs materials able to generate a difference electrical potential when subjected to mechanical pressure. According to [18], piezoelectric accelerometers are essentially configured by an inertial mass positioned in contact with the surface of a piezoelectric material. When this accelerometer is subjected to a motion change, the inertial mass produces a mechanical stress in the piezoelectric material, and this, has as response an electric charge proportional to the applied voltage.

In terms of the processing of the data obtained by environmental vibration tests, these data can be processed by the application of consolidated methods, such as the application of Fast

Fourier Transform (FFT), described by Equation (1) that modifies the temporal function $f(t)$ in a function in the frequency domain $F(\omega)$, and which expresses the frequency content of $f(t)$. By the application of the FFT, the Fourier Spectrum is extracted, by which the dominant frequencies can be identified to the collected signal, and which indicate the natural frequencies of the structure [19].

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad (1)$$

By itself, the results obtained by dynamic structural characterization through environmental vibration tests, provide a good understanding of the behavior of heritage constructions, but this approach can be complemented by a numerical simulation of the structure model using modal analysis using and the data obtained in the environmental vibration tests. In these cases, the numerical models are used to reproduce, the most closely possible, the dynamic behavior of the structure, according to the parameters collected during the environmental vibration tests. The numerical results (natural frequencies and modal shapes) are then compared to the values obtained experimentally, and by the adjustments in the properties of the model, particularly the modulus of elasticity, can guarantee similarity between the real behavior of the structure and the behavior of the numerical model. In this way, it's possible that the numerical model developed, is calibrated and it's used with confidence for the safety assessment of the structure in various risk scenarios [20].

For the modal analysis of a structure, considering it in a non-damped free vibration regime of linear behavior, the differential equation of motion has the following form:

$$M\ddot{u}(t) + Ku(t) = 0 \quad (2)$$

Where K represents the stiffness matrix of the structure, M represents the mass matrix of the structure, $u(t)$ represents the displacement and $\ddot{u}(t)$ represents the acceleration, of the structure. In considering that the structure presents a harmonic motion when it vibrates at a natural angular frequency ω_j , its displacement is expressed by:

$$u(t) = \hat{\varphi}_j \cos(\omega_j t - \theta_j) \quad (3)$$

Where $\hat{\varphi}_j$ is a vector named natural modal shape of the structure, ω_j is a magnitude named the natural frequency of vibration of the structure, and θ_j is the phase angle. Now, making the second-order derivative of Equation (2) with respect to time, gives the Equation (4), that represents the accelerations:

$$\ddot{u}(t) = -\omega_j^2 \hat{\varphi}_j \cos(\omega_j t - \theta_j) \quad (4)$$

Finally, substituting the Equations (3) and (4) into Equation (2) gets the following equation:

$$[K - \omega_j^2 M] \hat{\varphi}_j = 0 \quad (5)$$

From where are extracted ω_j^2 , that is an eigenvalue and square

of the j -th natural frequency, and $\hat{\varphi}_j$, that represents a j -th natural modal shape or non-damped mode. The Equation (5) expresses a generalized eigenvector problem and has nontrivial solutions $(\omega_j^2, \hat{\varphi}_j)$ only if the matrix of the coefficients $[K - \omega_j^2 M]$ is singular, that is:

$$\det[K - \omega_j^2 M] = 0 \quad (6)$$

With this, is possible to infer that for each solution of the eigenvalue ω_j^2 , there is an eigenvector corresponds $\hat{\varphi}_j$.

3. Case study

3.1 The Nossa Nossa Senhora das Dores's Church

The Nossa Senhora das Dores Church (Figure 1-A) is a heritage construction from historic center of the Sobral downtown, located near of Acaraú River (Figure 1-B). Sobral downtown is located in the north region of the Ceará State (Figure 1-D) over away 230 km from the capital of the State, Fortaleza. Sobral has one of the biggest Brazilian historical centers, including more than 1,200 buildings registered by the Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN).

According to [11], the Nossa Senhora das Dores, dates from the decade of 1,810, and was built in the place where there was a set of old buildings located in the old Rua do Rio along the margins of the Acaraú River. It is not known when the church was built, but it is known that it already existed in 1,818. Its only and lateral tower does not follows the neoclassical rule of its elements of facades, because it was completed after 1,924. The Igreja das Dores was built in solid bricks masonry using local construction techniques. Its geometry (Figure 2) is characterized by one central nave of greater proportion (6.46x16.02m) and one lateral of smaller proportion (3.23x12.00m). In the same alignment of the central nave is located the altar, which is separated from this nave by one triumphal arch. After the altar there is a small sacristy and utilitarian dependencies of the Church. The access to the floor (choir) can be done by a staircase in the only lateral tower with 20.50 m of high.

In Figure 3- A is shown the interior of the building, where is possible to see in more details the lateral arches that separate the two nave, while the Figure 3-B shows the altar seen from the floor, where can be seen the low degree of ornamentation of this church.

3.2 Numerical simulation of Igreja das Dores

For the creation of the 3D model of the Nossa Senhora das Dores Church, was done a consultation of the building plans, provided by IPHAN-CE in CAD format. In addition, was done a visit to the church, that allowed the validation of the constant measures in the geometric registers. Based on these registers and the visit, a 3D model of the church was built using the AutoCAD® commercial software (Figure 4), where is possible to see that the wooden ceiling, the ceramic tile roof and the frontal façade, were not modeled, as a way to simplify



Figure 1
 (A) View of the Nossa Senhora das Dores's Church, (B) Location of said church in Sobral,
 (C) Location of the Ceará State in Brazil and (D) Location of the city of Sobral in the Ceará State

the model and also to minimize the occurrence of discontinuities, which would generate problems in the discretization of the finite element mesh.

The ornamental details of facades and doors were simplified, the walls were modeled with a constant thickness of 60 cm, except the highlighted walls in Figure 5, where the black rectangle indicates the wall behind the altar with a thickness of 35

cm, the yellow rectangle indicates the wall of the bathroom door with a thickness of 15 cm and the red rectangle indicates the walls of the lateral tower that was modeled with a thickness of 105 cm. These measurements were obtained according to the existing geometric records and confirmed in the *in situ* inspection that was performed.

The mechanical properties adopted of the masonry of numerical

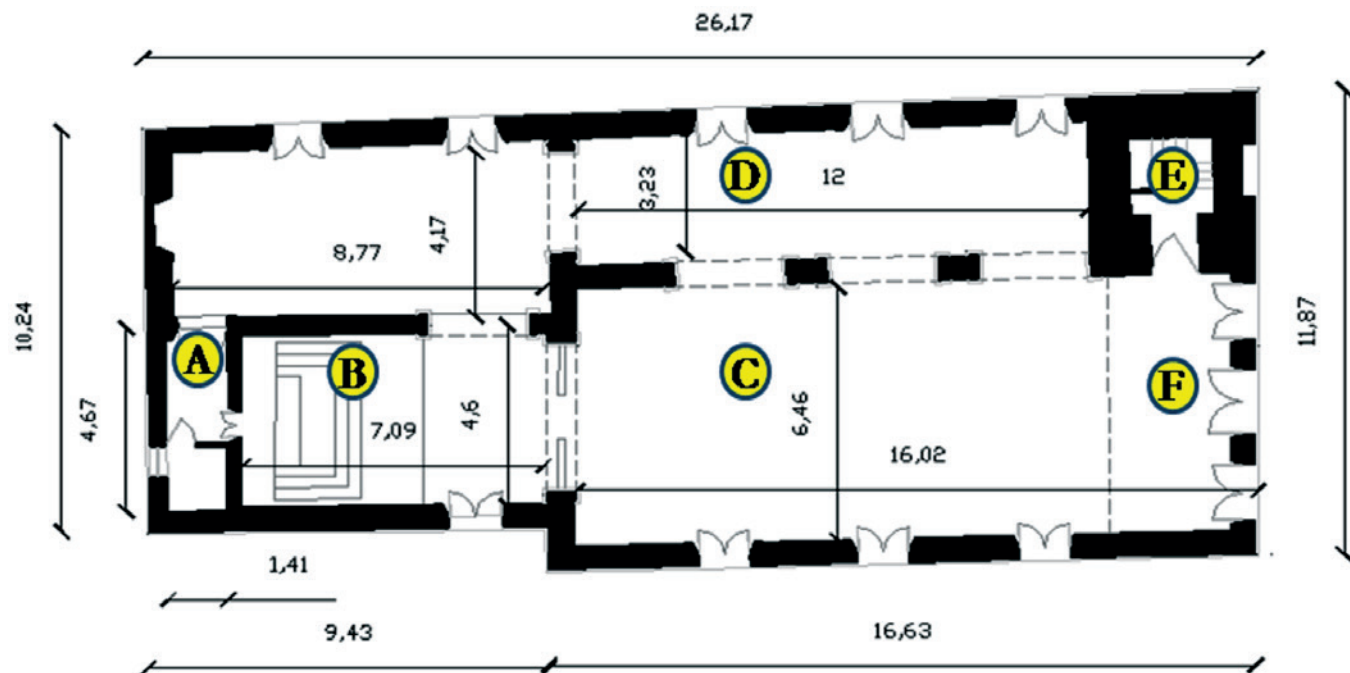


Figure 2
 Geometry of the Nossa Senhora das Dores's Church: (A) Sacristy; (B) Altar; (C) Central nave;
 (D) Lateral nave; (E) Lateral tower and (F) Floor [22, Adapted]



Figure 3
Interior of the Igreja das Dores: (A) view of the arches and (B) view of the altar

model was obtained on the existing literature in the field. Was decided to use the data on the Modulus of Elasticity (E), Specific Weight (W) and Compression Strength (f_c), of the Italian Regulation “*Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)*” of 2008 [23]. It should be noted that some Italian entities have even developed specialized calculation and analysis programs for masonry structures, such as 3DMacro and 3Muri, which use the NTC values for the elaboration of calculation models. The coefficient of Poisson (ν), was considered 0.2, value this is commonly adopted in studies in this field, as [24], [25], [26]. However, the tensile strength value of the masonry, (f_t), which is considered null in many calculation programs as 3muri, was considered 5% of the value adopted for the compressive strength (f_c). It should be noted that these values were obtained

through extensive bibliographical research, and are in accordance with the structural typology of the edification of the present study. The mechanical properties inserted in the model are shown in Table 1.

In the discretization of the numerical model in finite elements developed in the program Ansys® (version 17.1), was used a mesh of 500 mm side, it was generated 53,889 elements and 93,380 nodes. The element chosen was SOLID187, a tetrahedral element of 10 nodes with 3 degrees of freedom in each. This type of element is very flexible and compatible with irregular meshes and allows that curvilinear surfaces, arches, doors and windows, to be modeled more precisely without geometry losses. The Figure 6 shows the finite element mesh used.

3.3 Ambient vibration test

The obtaining of the experimental data related to modal properties of the Nossa Senhora das Dores’s Church was performed using the environmental vibration test that was executed on 04/28/2016 in the afternoon from 14:00h to 17:00h. However,

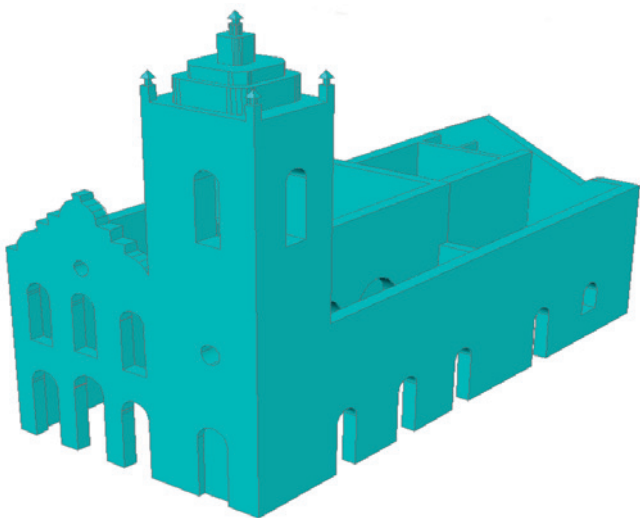


Figure 4
3D model of the Nossa Senhora das Dores's Church

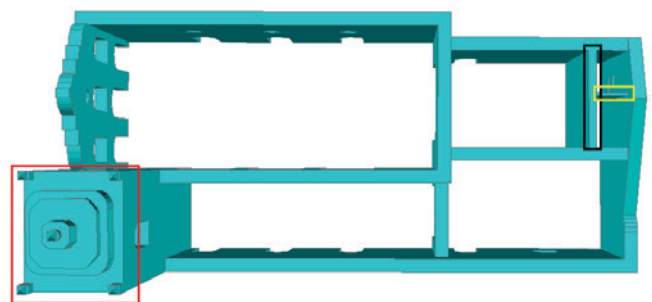


Figure 5
Details of wall thicknesses adopted in 3D Model of das Dores's Church

Table 1

Mechanical properties adopted in the numerical model

E (GPa)	W (kN/m ³)	f _m (MPa)	f _t (MPa)	ν
1.5	18	3.2	0.16	0.2

before carrying out the experimental test, was performed a preliminary modal analysis of the model using the mechanical properties of the masonry indicates in Table 1, in order to obtain a first approximation of the values of the natural frequencies and the modal shapes of the structure and to identify the zones with the high displacements observed in the first modal shapes and more, in these zones, to position the accelerometers.

The equipment used in this test was a triaxial accelerometer of the piezoelectric type, with sampling frequency between 0 Hz and 100 Hz, configurable through a software developed in Labview by the Instituto de Telecomunicações de Aveiro, Portugal. The points where the accelerometer was positioned are indicated in Figure 7.

The accelerometer was fixed a time at each one of the three points and the data collection lasted 10 minutes. The accelerations were collected in the 3 axes (X, Y and Z), where the X axis was considered outside the plane of the walls, the Y axis in the plane of the walls and the Z axis in the vertical position.

3.4 Experimental identification of natural frequencies

The accelerograms collected in the test (Figure 8 and Figure 9)

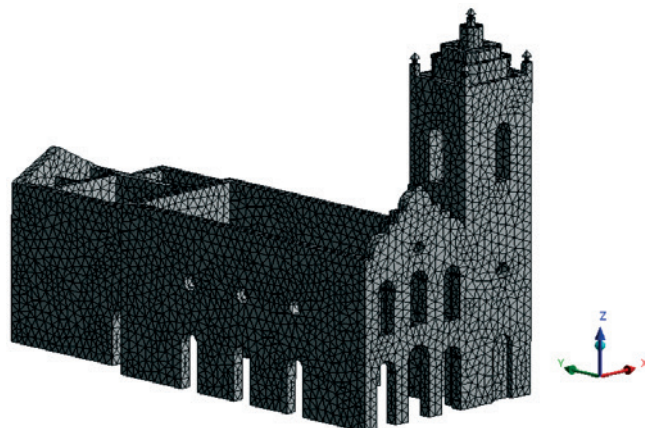


Figure 6
Finite element mesh used in the model

were processed using the Fast Fourier Transform (TRF), using 16,384 points, since the TRF requires samples whose size is the entire power of 2, in this case $2^{14} = 16,384$. The points were spaced at 0.001 s time intervals, which totaled 16.384 s of signal and the noise effects on the frequency signals were filtered with *SeismoSignal*[®] software.

From the accelerograms collected, were considered only the referring to the X axis and the Y axis, since the X axis refers to off-plane displacements of the walls and the Y axis in the plane of the walls in the longitudinal direction, and also because in the Z axis, the preliminary modal analysis of the model, finds very low displacements in relation the displacements in the other

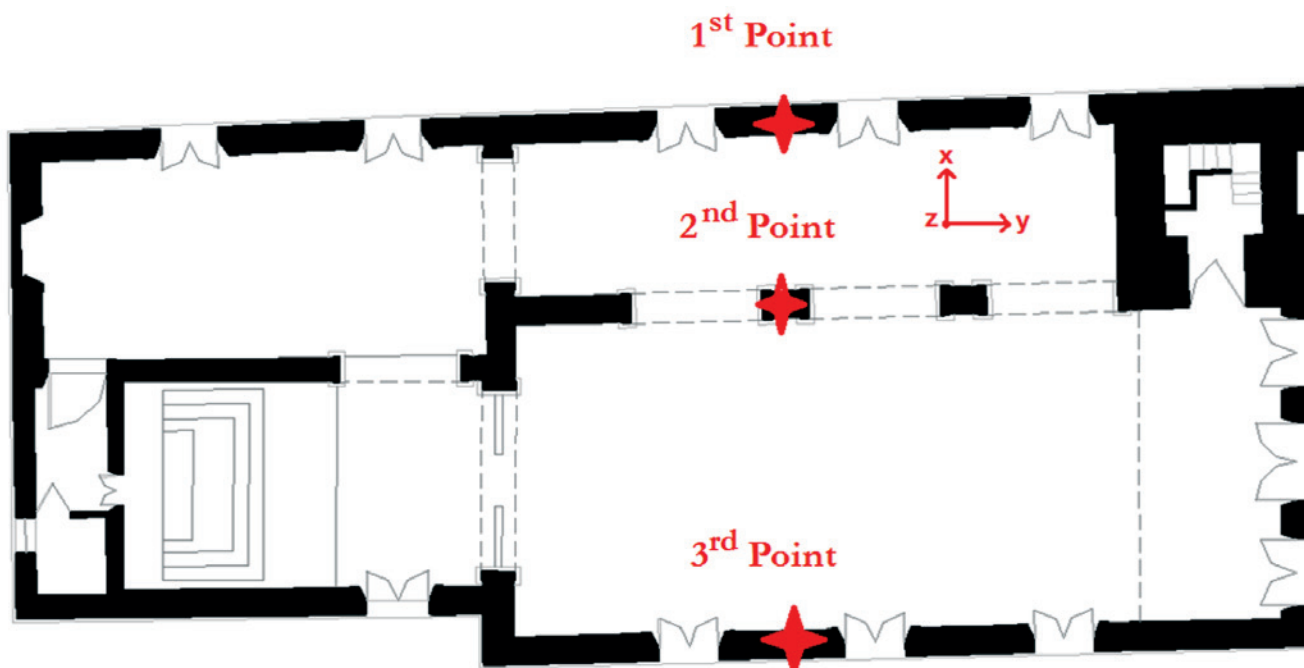


Figure 7
Location of the points of the building that was chosen for the environmental vibration test

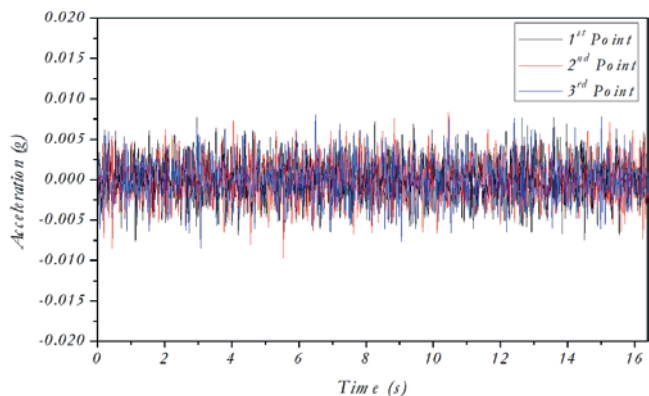


Figure 8
Accelerogram of 3 points on the X axis

axes (X and Y), in addition, the structure does not have pavements, so, there is no expressive participation of effective modal mass in the Z axis, that would lead to an increase in frequency. Applying the TRF to the accelerograms in X and Y axis, was possible to obtain the Fourier spectra in these two directions. Still in the preliminary modal analysis of the model, no frequencies lower than 1.50 Hz were found, therefore, for the building in study, a filter Lowpass and Bandpass from 1.00 Hz to 30.00 Hz was applied to the Fourier spectra to eliminate the external frequencies at this interval. It is further emphasized that the amplitude of the frequencies comprised between 0 Hz and 1.00 Hz before the application of the filter, were not greater than 0.01 Hz reason why the application of the filter is justified. With the application of the filter to the calculated Fourier spectra, the results obtained are shown in Figure 10, for the X direction and in Figure 11, for the Y direction. Is shown only the frequency range on the horizontal axis between 1 Hz and 7 Hz for a better visualization of the maximum amplitudes of each frequency and also because, the first three frequencies identified for the building are within this range, as indicated in the figures. By analyzing of the these two spectra, it can be inferred that the first 3 natural frequencies of the building are between 2.00 Hz and 4.00 Hz. Considering the frequencies with the highest

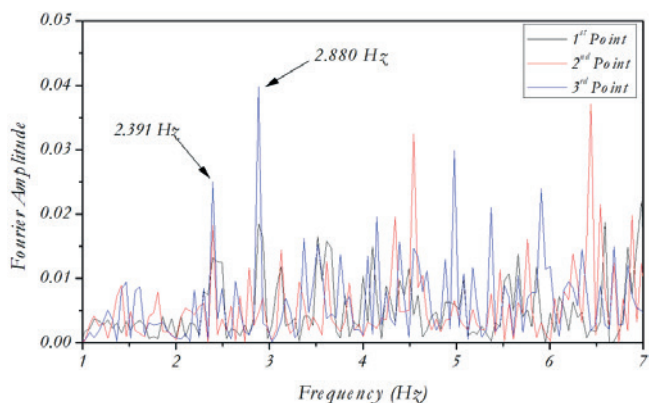


Figure 10
Fourier spectra in the X axis for the three points tested

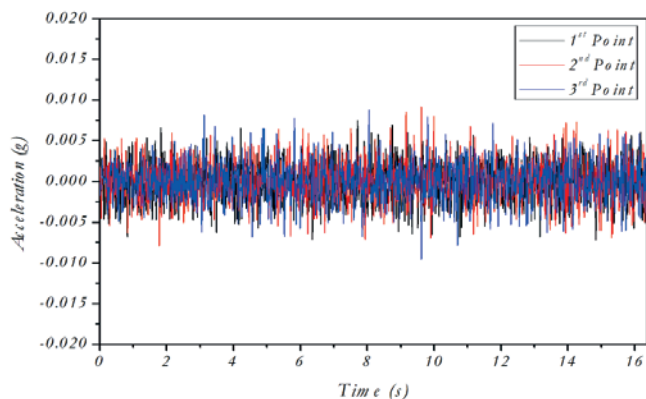


Figure 9
Accelerogram of 3 points on the Y axis

values of amplitude in relation to each axis, the first fundamental frequency of the building is 2.391 Hz in relation to the X axis, the second is 2.880 Hz also in the X direction, since the amplitude of the first two peaks in the X direction is greater than in the Y direction. The third natural frequency was obtained on the Y axis in the third peak of the spectrum of the Figure 11, whose value is 3.125 Hz, because in this direction its amplitude much larger than the third peak of the spectrum of Figure 10. The values of the first three natural frequencies of the das Dore's Church are indicates in Table 2. Only the first three natural frequencies of the das Dore's Church are identified, because these were considered sufficient for the calibration of the model in finite elements, in addition, the most important of all is the first, because it has the longest period.

3.5 Calibration of the model

The calibration of the numerical model was done using the natural frequencies obtained in the experimental test, keeping the specific weight constant and adjusting only the modulus of elasticity adopted for the masonry, having as limit the maximum value imposed by the Italian technical norm, 1.8 GPa . The modulus of elasticity was adjusted in the Ansys® program to

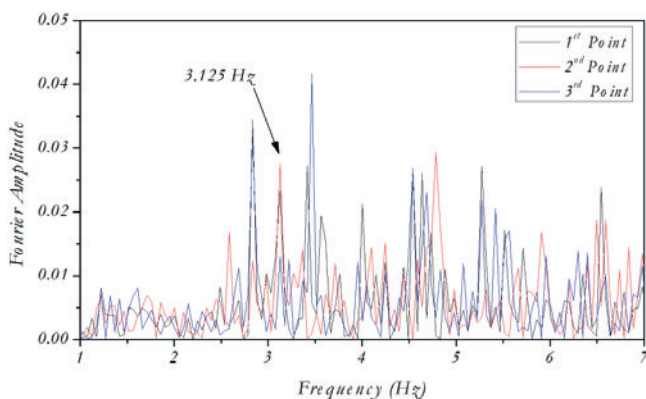


Figure 11
Fourier spectra in the Y axis for the three points tested

Table 2
First 3 natural frequencies of the das Dores's Church

Mode	Frequency (Hz)
1	2.391
2	2.880
3	3.125

that the natural frequency of the first modal shape of the model arrived as close as possible to the value obtained in the experimental test, and the other frequencies, of the second and third modes, would be adjusted by the first frequency. The modulus of elasticity of 1.50 GPa, the first value used, was varied to 1.75GPa, to that the values of the frequencies obtained by the numerical simulation presented values close to the experimental values. The closest value of the natural frequency of the first mode of vibration was obtained by adjusting the modulus of elasticity to $E = 1.70 \text{ GPa}$. The results, as well as the error associated with each of the frequencies, are shown in Table 3. The differences between the dynamic parameters obtained numerically and those obtained by the experimental test, may be related to the structural modeling process and to the mechanical properties adopted. Is common practice to correct these models to use information obtained from ambient vibration tests, were the natural frequencies can be used for the correction of the elastic properties and inertia of the numerical model, and incorporate the damping characteristics obtained experimentally [27]. An error of up to 5% is acceptable, and in this calibration, the largest error value obtained from the difference between the natural frequency of the structure extracted by ambient vibration test and the natural frequency extracted by numerical analysis, was 2.637 %, which is well below this value. The mechanical properties adopted in the numerical model, now calibrated, are shown in Table 4.

From the mechanical properties of Table 4 inserted in the model, the natural frequencies were obtained for the first 20 modal shape of the building, with respective percentages of mass participation in each mode.

4. Results and discussions

From the modal analysis of the numerical model of the Nossa

Table 3
Comparative between the experimental and numerical frequencies of the building

Mode	Experimental frequency (Hz)	Ansys frequency (Hz)	Error (%)
1	2.391	2.403	0.502
2	2.880	2.806	2.637
3	3.125	3.084	1.329

Senhora das Dores's Church, were extracted the first 20 vibration modes, considering the linear-elastic regime of the materials. The natural frequencies, periods and percentages of participation of the masses for each of these 20 modes, are indicated in Table 5.

The percentage of mass participation for the first 20 modes of vibration in the X, Y and Z directions are respectively; 72.930%, 61.675% and 0.151%. Is observed that the X direction presents the higher percentage of mass participation, which causes highs displacements in this axis, which can be confirmed through the first natural frequency, which was also identified in the direction of the said axis.

The Y direction also shows significant mass participation, more than 50% of the total mass of the church. The direction Z is the direction that presented the lowest percentages of modal participation, which indicates a tendency to obtain values of very low displacements in this axis, almost null. And it is precisely what is observed in Figure 12, where all the values of the directional displacements in each of the three axes are indicated.

The displacements shown in the negative direction of the horizontal axis indicate that the structure has moved in the negative direction of the reference axis system adopted in the analysis. The most expressive directional displacements are in the X direction, while the least expressive are found in the Z direction.

The first three modal shapes of the building are shown in Figure 13, where can be seen that the first mode is a local mode and presents flexion of the lateral left wall, that is the part of the structure that presents the biggest value of modal deformation, 0.215 mm, indicated by the red color of this figure. The second and third modal shapes are also flexion modes in the X direction, were in the second mode it is observed that the biggest modal displacement occurs at the top of the lateral tower; 0.108 mm. In the third mode, the biggest modal displacement occurs in the arcs that separate the two nave, which is 0.133 mm.

In Figure 14, are indicated the modal shapes that excite the major number of parts of the building, that is the global modes, were the 6th Mode and the 13th Mode, are flexion modes while that the 18th Mode is a torsion mode, that can be observed in the lateral tower.

Analyzing the Figures 13 and 14, can be inferred that the lateral left wall and the region of the central arcs, are the zones of the edification that are most requested in the modal shapes. For the lateral left wall, this fact may be related to non-continuity of the same, as it can be observed in the Figure 2, as this, a local modal shape was generated resulting in large modal

Table 4
Mechanical properties adopted in the calibrated numerical model

E (GPa)	W (kN/m ³)	f _m (MPa)	f _t (MPa)	v
1.70	18.00	3.20	0.16	0.20

Table 5
Results of the modal analysis

Mode	Frequency	Period	Mass participation		
	f (Hz)	T (s)	m _x (%)	m _y (%)	m _z (%)
1	2.403	0.416	13.533	0.219	0.000
2	2.806	0.356	20.969	3.020	0.003
3	3.084	0.324	7.241	16.007	0.010
4	3.342	0.299	0.022	4.951	0.008
5	3.796	0.263	3.031	0.008	0.000
6	4.925	0.203	3.571	0.211	0.000
7	5.547	0.180	7.051	2.271	0.001
8	6.229	0.161	0.581	2.311	0.001
9	6.753	0.148	0.628	0.558	0.001
10	7.247	0.138	0.019	4.143	0.003
11	7.867	0.127	3.864	0.147	0.000
12	8.192	0.122	0.993	0.013	0.001
13	8.591	0.116	1.437	0.212	0.000
14	8.763	0.114	0.943	0.729	0.003
15	8.924	0.112	0.950	0.001	0.001
16	9.275	0.108	0.720	4.703	0.001
17	9.463	0.106	1.851	13.502	0.049
18	9.907	0.101	0.526	8.546	0.026
19	10.341	0.097	4.412	0.062	0.027
20	10.835	0.092	0.588	0.060	0.017

displacements. For the region of the arches, this behavior was already expected, because generally in the region, for this type of buildings, these zones are very propitious to the appearance of fissures, due to tensions or to elevated displacements. The results obtained in this work are useful for the structural

monitoring of the building, because indicated the zones where accelerometers and displacement sensors can be installed, in addition, they make possible the comprehension of the global behavior of the structure and verification of the regions which, in the necessity of a retrofiting plan must be prioritized. This work has generated information that may be useful in simulations of various damage scenarios, such as the incidence of earthquakes, and can be used as a tool to support the structural safety of the Nossa Senhora das Dores’s Church.

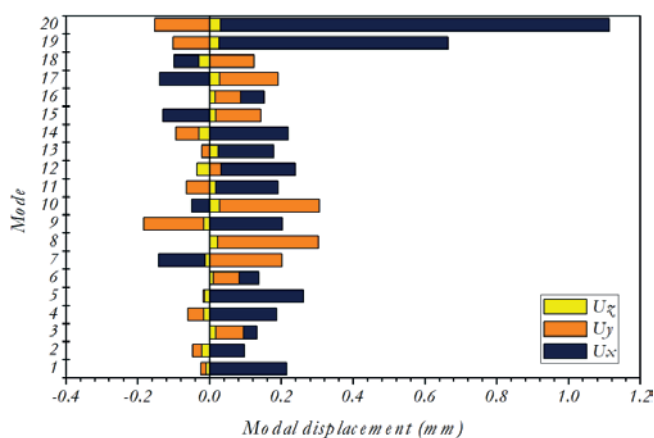


Figure 12
Comparison between the modal directional displacements of each mode

5. Conclusions

The Nossa Senhoras das Dores’s Chcuch is an important heritage construction form the historic center of Sobral, in this work was defined a numerical model that represents this structure of the best way possible, in order to guarantee precision in the results of the modal analysis. By the ambient vibration test, it was possible to identify the first three natural frequencies of the building, necessary for the calibration of the numerical model, for to study the dynamic behavior by the modal analysis using the Finite Element Method.

The first three natural frequencies of the building are indentified in the range of 2.00 Hz to 4.00Hz, the first being 2.403 Hz, that differs 0.502% from the value obtained experimentally

(2.391 Hz). Was verified that the biggest displacements of the building, occur in the X direction, the axis with major participation of effective modal mass. The smallest displacements, occur in the Z direction, axis with more low mass participation. The first modal shapes of the building, were characterized by being

modes of flexion, among which some are local modes. From the sixth, the modes are global, being that, the 18th mode is characterized by twisting mode. Was also observed that, the region of the central arches is a much sought after zone, because its deformations are show in almost all the 20 modal shapes

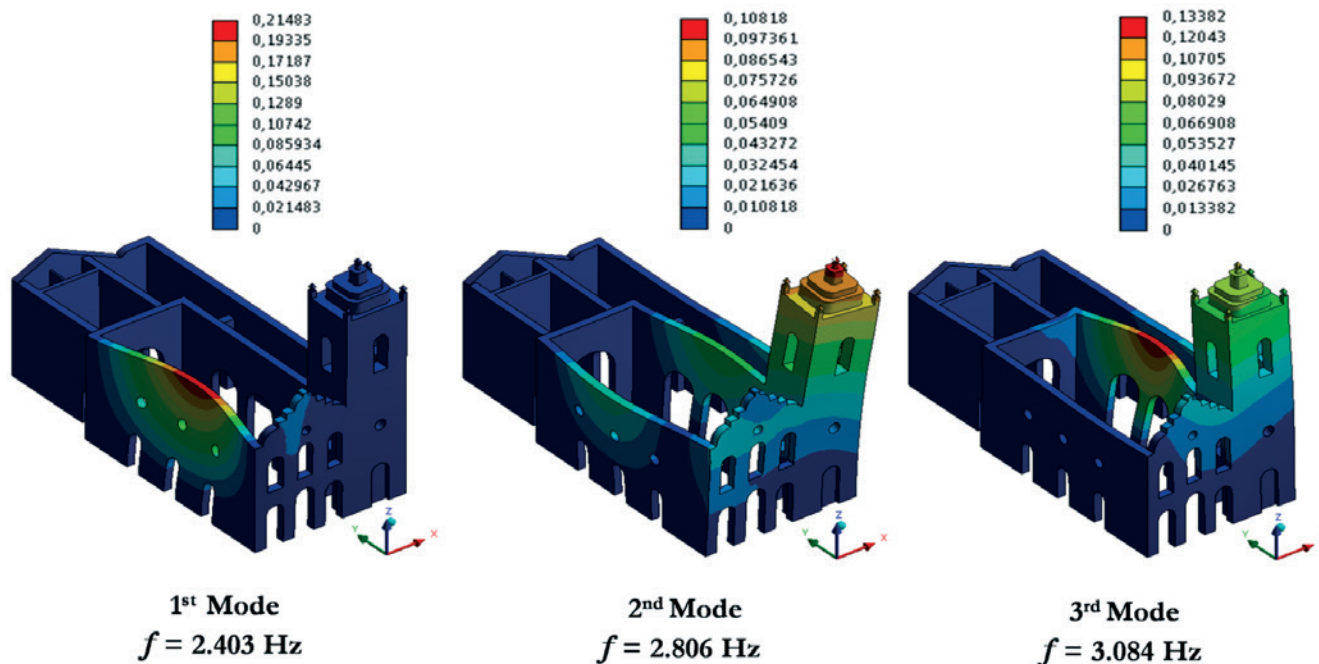


Figure 13
Three first modal shapes of the das Dores's Church

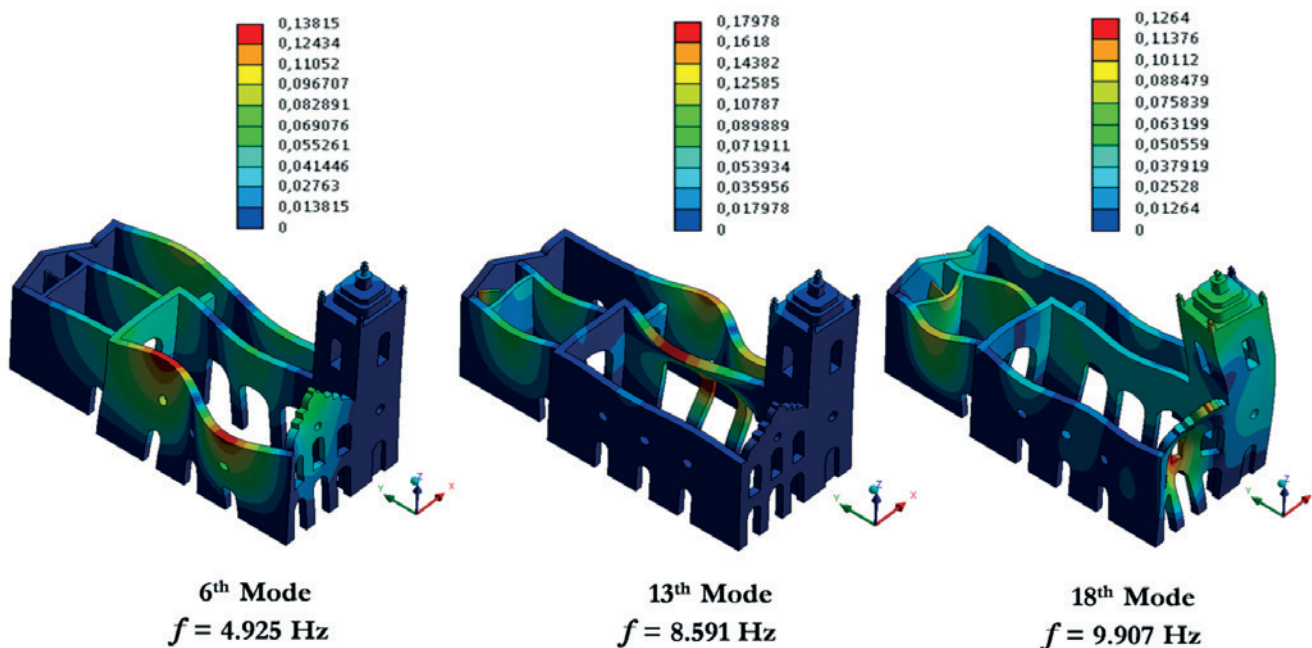


Figure 14
Modal shapes with larger parts of the building excited

extracted, and still, in many of these, it presents values of considerable displacements, mainly due to its geometry which directly influences its rigidity properties. In this way it can be inferred that this zone is one of the most propitious to the appearance of fissures.

This type of study, applied to heritage constructions, contribute to the implementation of knowledge about the global behavior and vulnerability of these structures, constituting important tools to support decision making on interventions focused on the preservation and maintenance of structural safety and valorization of the heritage.

6. Acknowledgments

The authors acknowledge the Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN), for the files and information granted, to the Paróquia de Nossa Senhora da Conceição in Sobral for the support during the realization of the experimental tests and useful informations for development of this work. Francisco Brandão acknowledges the Acaraú Valley State University by the research fellowship of the PIC/PBU/UVA program and Esequiel Mesquita acknowledges the CAPES Foundation, Brazilian Ministry of Education for the full doctorate fellowship number 10023/13-5.

7. References

- [1] Roca, P. et al. Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches. Archives of Computational Methods in Engineering, v. 17, n. 3, 2010; p. 299–325.
- [2] Mesquita, E. et al. Structural reliability assessment based on optical monitoring system: case study. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 9, n.2, 2016;p. 297–305.
- [3] Alves, A. et al. Estimativa do módulo de elasticidade global de uma edificação histórica de alvenaria de tijolos maciços pelo método ultrassônico. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções-CBPAT 2016, 2º, Belém, 2016, Anais, Belém, p. 1005-1015.
- [4] Cavalcante, A. et al. Caracterização dos danos em construções históricas de alvenaria vernacular: casos de estudo. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções-CBPAT 2016, 2º, Belém, 2016, Anais, Belém, p. 757-765.
- [5] Mota, L. et al. Avaliação da vulnerabilidade sísmica à escala urbana: o centro histórico sobralense. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções-CBPAT 2016, 2º, Belém, 2016, Anais, Belém, p. 559-569.
- [6] SANTOS, F. et al. Análise estrutural de uma edificação histórica do século XVIII. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções- CBPAT 2016, 2º, Belém, 2016, Anais, Belém, p. 317-327.
- [7] Antunes, P. et al. Optical fiber sensors for static and dynamic health monitoring of civil engineering infrastructures: Abode wall case study. Measurement, v. 45, n.7, 2012; p.1695–1705.
- [8] Mesquita, E. et al. (2016). Global overview on advances in structural health monitoring platforms. Journal of Civil Structural Health Monitoring, v. 6, n.3, 2016; p. 461–475.
- [9] Boscato, G. et al. Optimized procedures and strategies for the dynamic monitoring of historical structures. Journal of Civil Structural Health Monitoring, v. 6, n. 2, 2016; p. 265–289.
- [10] Di Paola, M. et al. L'identificazione dinamica delle caratteristiche modali e meccaniche della struttura della cupola del Teatro Massimo. Meccanica dei Materiali e delle Strutture, v.3, n.2, 2012; p.94-107.
- [11] CARVALHO, A. F. C. Estudo numérico e experimental sobre o comportamento dinâmico de um edifício, Lisboa, 2013, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil/Estruturas)- Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 111 p.
- [12] Brownjohn, J. M. W. et al. Ambient vibration re-testing and operational modal analysis of the Humber Bridge. Engineering Structures, v. 32, n. 8, 2010; p. 2003–2018.
- [13] Magalhães, F. (2010). Operational modal analysis for testing and monitoring of bridges and special structures. Faculty of Engineering of University of Porto.
- [14] Martínez, G. et al. Determinación experimental y analítica de las propiedades dinámicas para la Catedral de Mallorca. Intersections/Intersección- Structural Engineering, v. 4, n. 2, 2007; p. 65-74.
- [15] Rinaldis, D.; Clemente, P.; Buffarini, G. Dynamic Behavior of a Historical Building. Advanced Materials Research, Vols. 133-134, 2010; p. 659-664.
- [16] Ceroni, F. et al. SSI on the Dynamic Behaviour of a Historical Masonry Building: Experimental versus Numerical Results. Buildings, v. 4, n. 3, 2012; p. 978-1000.
- [17] RODRIGUES, J. Identificação Modal Estocástica- Métodos de análise e aplicações em estruturas de Engenharia Civil, Porto, 2004, Tese (Doutorado em Engenharia Civil)- Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 484 p.
- [18] RODRIGUES, J. R. et al. Identificação das principais componentes de incertezas de calibração de acelerômetro piezoelétrico pelo método da comparação: Uma revisão atual. In: VI Simpósio Brasileiro de Engenharia Inercial, 6º, Rio de Janeiro, 2010, Anais, Rio de Janeiro, p.1-7.
- [19] Grose, J; Sawicki, W.; Wójcicki, Z. Vibration measurements in analysis of historical structures Pomiary i analizy drgań obiektów historycznych. Wiadomości Konserwatorskie- Journal of Heritage Conservation, 32, 2012; p. 157-154.
- [20] Lopes, V. et al. Identificação dinâmica de estruturas. In: Congresso Património, Porto, 2010, Anais, Porto, p.1-21.
- [21] PINTO, J. J. de S. Os novos palácios da velha princesa: Intervenções arquitetônicas contemporâneas no sítio histórico de Sobral, Natal, 2009, Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 129 p.
- [22] INSTITUTO DO PATRIMÔNIO HISTÓRICO E ARTÍSTICO NACIONAL (IPHAN). Inventário Nacional de Bens Arquitetônicos – IBA Sobral, 2005.
- [23] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI. Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) D.M. del 14/01/2008. Roma, 2008.
- [24] BRANCO, M. E. M. Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria- Aplicação a edifícios "Gaioleiros", 2007, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Instituto Superior Técnico, 98 p.

- [25] DELGADO, J. L. Avaliação sísmica de um edifício crítico em alvenaria. 2013, Lisboa, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Instituto Superior Técnico de Lisboa, 122 p.
- [26] FRAZÃO, M. T. de B. R. F. Modelação de um edifício “Gaioleiro” para Avaliação e Reforço Sísmico. 2013, Lisboa, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Instituto Superior Técnico de Lisboa, 117 p.
- [27] Simón, G. W. E. Identificación de modos cercanos de vibración de una estructura cuasi-axisimétrica: estudio complementario. Ingeniería Investigación y Tecnología, v. XIV, n.2), 2013; p. 207-222.

Dynamic characterization of a heritage construction from 19th century

Caracterização dinâmica de uma edificação histórica do século XIX



F. BRANDÃO^a
eng.franciscobrandao@hotmail.com

E. MESQUITA^b
e.mesquita@fe.up.pt

A. DIÓGENES^a
aldeciragd@yahoo.com.br

P. ANTUNES^c
pantunes@ua.pt

H. VARUM^b
hvarum@fe.up.pt

Abstract

Heritage constructions presents high significance and importance for society. As way of contribution for the preservation of the heritage constructions, this paper presents a study on the dynamic behavior of a heritage construction, part of the historic center of Sobral city, located at the north region of Ceará State, namely the Nossa Senhora das Dores Church, a church from the beginning of the 19th century, built in clay brick walls. In this study, ambient vibration tests were performed aiming to obtainment of the natural frequencies of the building focusing the calibration of the numerical model and, from it, proceeding with modal analysis by Finite Element Method (FEM) with recurrence to software Ansys®. The results allowed the analysis of the structural dynamic behavior taking into account natural frequencies, modal shapes and directional displacements.

Keywords: dynamic characterization, heritage construction, environmental vibrational characterization, finite elements, sobral's historical heritage.

Resumo

As construções históricas possuem elevado significado e importância para a sociedade. Como contribuição à preservação do patrimônio histórico, o presente trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento dinâmico de uma edificação histórica, inserida no âmbito do patrimônio histórico da cidade de Sobral, localizada na região norte do estado do Ceará, nomeadamente Igreja de Nossa Senhora das Dores, uma capela do início Século XIX, construída em alvenaria de tijolos maciços. Neste estudo foi realizado o ensaio de vibração ambiental com objetivo de obter as frequências naturais da edificação com foco à calibração do modelo numérico e, a partir dele, com recurso ao software Ansys®, realizar a caracterização modal via Método dos Elementos Finitos (MEF). Os resultados obtidos permitiram analisar o comportamento dinâmico da estrutura, no que se refere à obtenção das frequências naturais, modos de vibração e deslocamentos direcionais.

Palavras-chave: caracterização dinâmica, construções históricas, caracterização vibracional ambiental, elementos finitos, patrimônio histórico sobralense.

^a GEM, Department of Civil Engineering, State University of Vale Do Acaraú, Sobral, CE, Brazil;

^b CONSTRUCT-LESE, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering of the University of Porto, Porto, Portugal;

^c Telecommunications Institute and Department of Physics of the University of Aveiro, Aveiro, Portugal.

1. Introdução

O patrimônio histórico pode ser entendido como todo e qualquer bem material, imaterial, natural ou imóvel que possua significado e importância artística, cultural, religiosa, documental ou estética para uma sociedade em particular, ou seja, representa, em algum aspecto, a identidade cultural de uma comunidade.

No contexto do patrimônio histórico, estão as construções históricas que, assim como os demais tipos de construções, estão submetidas à diversos cenários de degradação, dentre os quais podem ser citados as ações da natureza (efeitos térmicos, ataques químicos ou físicos), ações antrópicas, tais como alterações na arquitetura da edificação, destruição intencional, intervenções inadequadas, e também as ações de caráter dinâmico, como por exemplo a ação do vento e dos sismos, e por este motivo precisam ser bem mantidas como forma de ampliar sua vida útil e garantia da segurança estrutural [1]. Todavia, para que as ações de manutenção ou reabilitação sejam eficazes, é necessária a implementação do conhecimento acerca das características e comportamento das construções patrimoniais, uma vez que estas podem apresentar diversos métodos construtivos e propriedades amplamente divergentes das construções contemporâneas, que foram projetadas com base nos códigos construtivos atuais.

Desse modo, e assim como destaca [2], há uma lacuna no meio técnico-científico no que se refere ao conhecimento acerca das características do patrimônio histórico e, uma vez que estas estruturas têm despertado interesse, quer por representarem marcas históricas do desenvolvimento de uma sociedade, quer por sua potencial contribuição para a implementação do turismo regional, ou ainda pela necessidade de desenvolvimento do conhecimento nesta área da engenharia, fica evidente que este é um tópico de interesse para o desenvolvimento científico e tecnológico. Neste sentido, estudos essencialmente focados na caracterização não destrutiva das propriedades de exemplares do patrimônio histórico têm sido desenvolvidos na Universidade Estadual Vale do Acaraú em Sobral, com suporte da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto e da Universidade de Aveiro, dentre os quais podem ser citados os trabalhos apresentados por [3], [4], [5], [6].

O estudo das características dinâmicas de estruturas no âmbito da engenharia civil, consiste numa etapa fundamental para a caracterização do comportamento estrutural, que pode ainda ser utilizado como suporte à implementação de sistemas de monitorização, uma vez que as propriedades dinâmicas estão intimamente relacionadas ao desempenho em serviço dos elementos estruturais e, conseqüentemente, com a integridade da estrutura [7], [8]. Em se tratando de construções históricas, o emprego da caracterização dinâmica é relevante não somente pelos dados dinâmicos coletados, mas também por seu caráter não-destrutivo, o que garante a repetibilidade dos ensaios sem danos ao patrimônio [9].

O uso de técnicas de identificação experimental do comportamento dinâmico das estruturas, como a vibração ambiental, servindo como base para a calibração de modelos numéricos, permite interpretar o comportamento dinâmico de estruturas complexas e proporcionam resultados muito condizentes com o comportamento real da estrutura em análise. Uma vez que as simulações numéricas também podem ser empregadas com foco na obtenção da resposta estrutural sob

cenários variados de danos e ainda, podem servir também como ferramenta de apoio a tomada de decisões relativas à manutenções e intervenções a serem realizadas na estrutura [10].

Deste modo, como forma de contribuição à implementação do conhecimento técnico-científico e, conseqüentemente, para a preservação do patrimônio histórico, o presente trabalho propõe-se ao estudo das características dinâmicas de uma edificação histórica do patrimônio histórico sobralense, nomeadamente Igreja de Nossa Senhora das Dores, uma capela do início Século XIX construída em alvenaria de tijolos maciços, localizada às margens do Rio Acaraú em Sobral, uma vez que esta cidade, situada na região Norte do Estado do Ceará, apresenta um dos maiores e mais importantes centros históricos do Brasil, com cerca de 1200 imóveis tombados pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN).

2. Caracterização dinâmica de edificações

De acordo com [11], as ações dinâmicas podem ser caracterizadas pela ação de carregamentos que variam ao longo do tempo, ou seja, podem variar de grandeza, direção e ponto de aplicação, e que podem ser caracterizados pela existência de movimento oscilatório, designado por vibrações. E, portanto, a resposta de uma estrutura à estas ações podem ser expressas em termos de deslocamentos, velocidades, acelerações ou tensões. A caracterização do comportamento dinâmico das estruturas compreende, essencialmente, ao cálculo das frequências naturais, modos de vibração e também a obtenção de estimativas dos coeficientes de amortecimento modal.

Uma das estratégias para a caracterização das propriedades dinâmicas de uma estrutura pode ser realizada recorrendo-se a ensaios *in situ* que colem dados sobre a aceleração da estrutura onde, posteriormente estes dados são organizados, tratados e processados, e os parâmetros dinâmicos, tais como as frequências naturais, são identificados. Estes ensaios podem ser realizados tanto em estruturas novas quanto em edifícios antigos, como no caso dos edifícios históricos que poderão requerer ações de reabilitação. Atualmente, para este tipo de caracterização, os ensaios de vibração ambiental têm sido frequentemente adotados (ver [12],[13],[14],[15],[16]), pois além de não constituírem uma técnica invasiva, requerem menor tempo que ensaios de carga tradicionais, são de fácil aplicação e podem ser realizados com a estrutura em uso.

De acordo com [17], ensaios de vibração ambiental baseiam-se na medição de séries temporais de acelerações, em pontos da estrutura previamente escolhidos mediante a simulação de um modelo numérico preliminar com propriedades mecânicas iniciais. A partir destas medições, são identificados os parâmetros modais (frequências naturais, modos de vibração e amortecimentos). Neste tipo de ensaio a excitação atuante na estrutura é resultante das ações ambientais (vento ou sismo, por exemplo) e ações operacionais (ligadas a utilização da estrutura), não havendo, portanto, controle sobre a excitação.

A coleta dos dados de acelerações da estrutura é realizada, essencialmente, através do uso de acelerômetros, que podem ser de diversos tipos. Os acelerômetros do tipo piezoelétricos, por exemplo, utilizam materiais que tem a propriedade de gerarem uma diferença

de potencial elétrico quando submetidos a pressão mecânica. De acordo com [18], acelerômetros piezoelétricos são configurados, essencialmente, por uma massa inercial disposta em contato com a superfície de um material piezoelétrico. Quando este acelerômetro é submetido a uma variação de movimento, a massa inercial produz uma tensão mecânica no material piezoelétrico, e este tem como resposta uma carga elétrica proporcional a tensão aplicada.

Em termos do processamento dos dados obtidos por ensaios de vibração ambiental, estes podem ser tratados mediante a aplicação de métodos já consolidados, como a aplicação da Transformada Rápida de Fourier (TRF), descrito pela Equação (1). Pela aplicação da TRF extrai-se o espectro de Fourier, pelo qual podem ser identificadas as frequências dominantes ao sinal colhido, e que indicam as frequências naturais da estrutura [19].

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad (1)$$

Por si só, os resultados obtidos pela caracterização dinâmica estrutural através de ensaios de vibração ambiental proporcionam uma boa compreensão sobre o comportamento das construções históricas, porém esta abordagem pode ser complementada através de uma simulação numérica do modelo da estrutura com recurso a análise modal, utilizando os dados obtidos nos ensaios de vibração ambiental. Nestes casos, os modelos numéricos são utilizados como forma de reproduzir, o mais semelhante possível, o comportamento dinâmico da estrutura tendo em conta os parâmetros coletados durante os ensaios de vibração ambiental. Os resultados numéricos (frequências naturais e modos de vibração) são então comparados aos valores obtidos experimentalmente, e através de ajustes nas propriedades do modelo, em particular do módulo de elasticidade, de modo a se garantir a semelhança entre o comportamento real estrutura e o comportamento do modelo numérico. Desta forma é possível que o modelo numérico desenvolvido fique devidamente calibrado podendo então ser utilizado com confiança para a avaliação de segurança da estrutura em diversos cenários de risco [20].

Para a análise modal de uma estrutura, considerando-a em regime de vibração livre não amortecida de comportamento linear, a equação diferencial do movimento tem a seguinte forma:

$$M\ddot{u}(t) + Ku(t) = 0 \quad (2)$$

Onde K representa a matriz de rigidez da estrutura, M a matriz de massa, u(t) o deslocamento e $\ddot{u}(t)$ a aceleração. Ao considerar ainda que a estrutura apresenta um movimento harmônico quando vibra a uma dada frequência angular natural, seu deslocamento é expresso por:

$$u(t) = \hat{\varphi}_j \cos(\omega_j t - \theta_j) \quad (3)$$

Onde $\hat{\varphi}_j$ é um vetor denominado modo natural de vibração da estrutura, ω_j é uma grandeza chamada de frequência natural de vibração da estrutura e θ_j é o ângulo de fase. Agora, fazendo a derivada de segunda ordem da Equação (2) em relação ao tempo obtém-se a seguinte equação que representa as acelerações:

$$\ddot{u}(t) = -\omega_j^2 \hat{\varphi}_j \cos(\omega_j t - \theta_j) \quad (4)$$

E por fim, substituindo as Equações (3) e (4) na Equação (2) chega-se a seguinte equação:

$$[K - \omega_j^2 M] \hat{\varphi}_j = 0 \quad (5)$$

De onde se extraem ω_j^2 que é um autovalor e quadrado da j-ésima frequência natural, $\hat{\varphi}_j$ que representa um autovetor e j-ésimo modo natural de vibração ou modo não amortecido. A Equação (5) expressa um problema de autovetor generalizado e tem soluções não triviais ($\omega_j^2, \hat{\varphi}_j$) apenas se a matriz dos coeficientes de $[K - \omega_j^2 M]$ for singular, ou seja:

$$\det[K - \omega_j^2 M] = 0 \quad (6)$$

Com isso, pode-se inferir que para cada solução do autovalor ω_j^2 , corresponde um autovetor $\hat{\varphi}_j$.

3. Estudo de caso

3.1 A Igreja de Nossa Senhora das Dores

A Igreja de Nossa Senhora das Dores (Figura 1-A) é uma edificação histórica que faz parte do centro histórico da cidade de Sobral e localiza-se as margens do Rio Acaraú (Figura 1-B). A Cidade de Sobral localiza-se no Estado do Ceará (Figura 1-C), mais precisamente na região norte do estado (Figura 1-D), a pouco mais de 230 Km da Capital Fortaleza. A cidade detém um dos maiores centros históricos do país com mais de 1200 edificações tombadas pelo Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN). De acordo com [21], a Igreja das Dores, como é conhecida na cidade, data da década de 1810 e foi construída no local onde antes existia um pequeno nicho localizado junto à antiga Rua do Rio as margens do Rio Acaraú. Não se sabe precisamente quando a igreja foi construída, mas sabe-se que a mesma já existia em 1818. Sua torre única e lateral não segue a regra neoclássica de seus elementos de fachadas, pois foi concluída após 1924.

A Igreja foi construída em alvenaria de tijolos maciços utilizando-se técnicas construtivas locais. Sua geometria (Figura 2) caracteriza-se por uma nave central de maior proporção (6,46 x 16,02 m) e uma lateral de menor proporção (3,23 x 12,00 m). No mesmo alinhamento da nave central localiza-se o altar, que se separa desta pelo Arco Triunfal. Após o altar encontram-se uma pequena sacristia e dependências utilitárias da Igreja. O acesso ao assoalho (coro) dá-se por uma escadaria na única torre lateral, de 20,50 m de altura.

A Figura 3-A mostra o interior da edificação, onde se pode observar com maiores detalhes os arcos laterais que separaram as duas naves, enquanto que a Figura 3-B, mostra o altar visto a partir do Coro, onde se pode constatar o baixo grau de ornamentação da igreja.

3. Simulação numérica da Igreja das Dores

Para a criação do modelo em 3D da Igreja de Nossa Senhora das Dores, primeiramente foi feita uma consulta às plantas da edificação, fornecidos pelo IPHAN-CE em formato CAD. Em complemento, foi feita uma visita à igreja que permitiu a validação das medidas cons-



Figura 1

(A) Vista da Igreja de Nossa Senhora das Dores; (B) Localização da referida igreja em Sobral; (C) Localização do estado do Ceará no Brasil e (D) Localização de Sobral no Ceará

tantes nestes registros geométricos. Com bases nestes registros e na visita, foi construído um modelo 3D da igreja com recurso ao software comercial *AutoCAD*®, (Figura 4), onde se pode perceber que o teto em madeira, a cobertura em telha cerâmica e o pequeno coro de madeira da fachada frontal não foram modelados, como forma de simplificar o modelo e também minimizar a ocorrência de descontinuidades e ainda, problemas na discretização da malha de elementos finitos.

Os detalhes ornamentais das fachadas e das portas foram simplificados, as paredes foram modeladas com uma espessura constante de 60 cm, com exceção das paredes em destaque na Figura 5, onde o retângulo preto indica a parede atrás do altar com espessura de 35cm, o retângulo amarelo indica a parede da porta do banheiro, com espessura de 15 cm e o retângulo vermelho indica as paredes da torre lateral que foi modelada com espessura de 1,05m. Essas

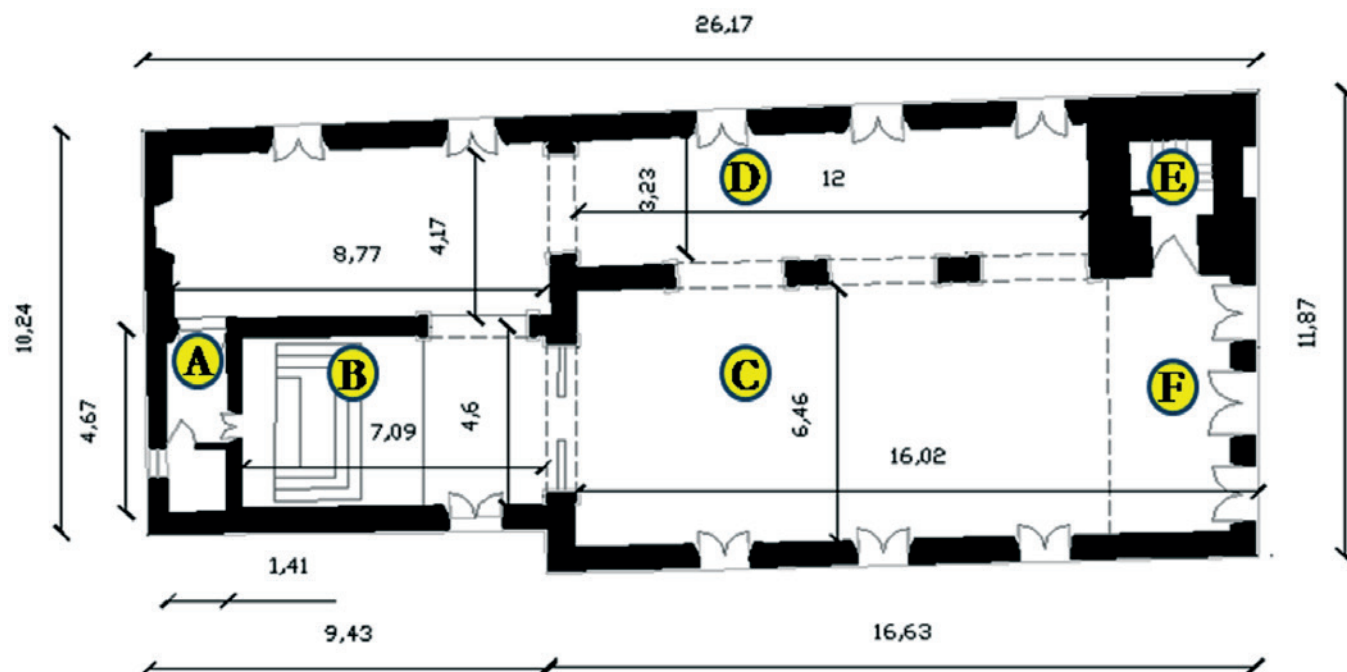


Figura 2

Geometria da Igreja de Nossa Senhora das Dores: (A) Sacristia; (B) Altar; (C) Nave central; (D) Nave lateral; (E) Torre lateral e (F) Assoalho [adaptada, 22]



Figura 3
(A) vista dos arcos e (B) vista do altar da Igreja das Dores

medidas foram obtidas de acordo com os registros geométricos existentes e confirmadas na inspeção *in situ* que foi realizada. Em relação às propriedades mecânicas da alvenaria adotadas no modelo, dada a impossibilidade de se realizar ensaios de determinação *in situ*, recorreu-se a literatura existente na área. Optou-se por utilizar os dados referentes ao Módulo de Elasticidade (E), Peso específico (W) e Resistência à compressão (f_m) do regulamento italiano “*Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)*” de 2008 [23], o qual traz os valores das propriedades mecânicas a se adotar para paredes de alvenaria. Destaca-se que algumas entidades italianas têm inclusive desenvolvido programas de cálculo e análise especializados para o caso de estruturas em alvenaria, como é o caso do 3DMacro e do 3Muri, que utilizam os valores da NTC para a elaboração de modelos de cálculo. O coeficiente de Poisson (ν), foi considerado como sendo 0,2 valor este comumen-

te adotado em estudos na área, [24], [25], [26]. Já o valor da resistência a tração das alvenarias, (f_t), que é considerada nula em muitos programas de cálculo como 3muri, foi considerada como sendo 5% do valor adotado para a resistência a compressão. Ressalta-se que estes valores adotados foram obtidos mediante extensa pesquisa bibliográfica, e estão de acordo com a tipologia estrutural da edificação do presente estudo. As propriedades mecânicas inseridas no modelo são mostradas na Tabela 1. Na discretização do modelo numérico em elementos finitos desenvolvido no programa Ansys® (versão 17.1), utilizou-se uma malha de 500 mm de lado que gerou 53.889 elementos e 93.380 nós. O elemento escolhido foi o SOLID187, um elemento tetraédrico de 10 nós com 3 graus de liberdade em cada um. Este tipo de elemento é bastante flexível e compatível com malhas irregulares e permite que as superfícies curvilíneas, dos arcos, portas e janelas, possam ser modeladas mais precisamente sem perda da geometria. A Figura 6 mostra um detalhe da malha de elementos finitos utilizada.

3.3 Ensaio de vibração ambiental

A obtenção experimental de dados referentes às propriedades

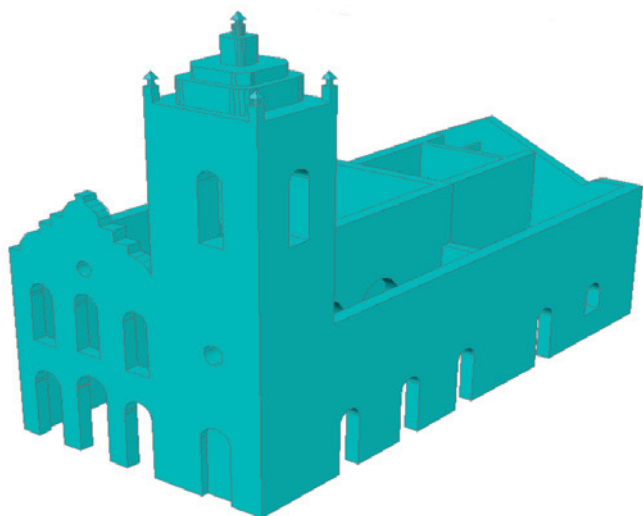


Figura 4
Modelo 3D da Igreja de Nossa Senhora das Dores

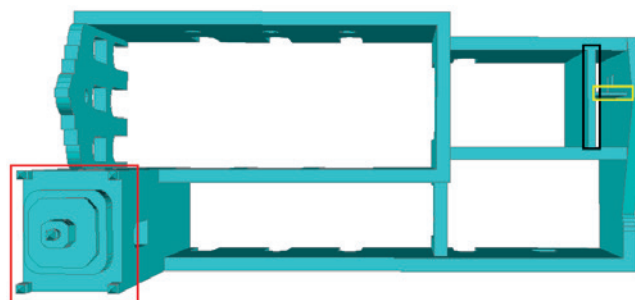


Figura 5
Detalhes das espessuras de paredes adotadas no Modelo 3D da Igreja das Dores

Tabela 1
Propriedades mecânicas adotadas no modelo numérico

E (GPa)	W (kN/m ³)	f _m (MPa)	f _t (MPa)	v
1,5	18	3,2	0,16	0,2

modais da Igreja de Nossa Senhora das Dores foi feita através do ensaio de vibração ambiental no dia 28/04/2016, no período da tarde, das 14:00h às 17:00h. Antes de se proceder ao ensaio experimental propriamente dito, foi realizada uma análise modal preliminar do modelo utilizando as propriedades mecânicas da alvenaria constantes na Tabela 1 com o objetivo de se obter uma primeira aproximação dos valores das frequências naturais e dos modos de vibração da estrutura, e ainda, identificar as zonas com os maiores deslocamentos observados nos primeiros modos de vibração, para que nestes pontos fossem posicionados os acelerômetros. O equipamento utilizado neste ensaio foi um acelerômetro triaxial do tipo piezoelétrico, com frequência de amostragem entre 0 Hz e 100 Hz configurável através de um software desenvolvido em Labview pelo Instituto de Telecomunicações de Aveiro, Portugal. Os pontos onde o acelerômetro foi posicionado são indicados na Figura 7.

O acelerômetro foi fixado em cada um dos três pontos um de cada vez, sendo que em cada um dos pontos a recolha dos dados durou 10 minutos. Foram coletadas as acelerações nos 3 eixos (X, Y e Z), onde o eixo X foi considerado para fora do plano das paredes, o eixo Y no plano das paredes e o eixo Z na posição vertical.

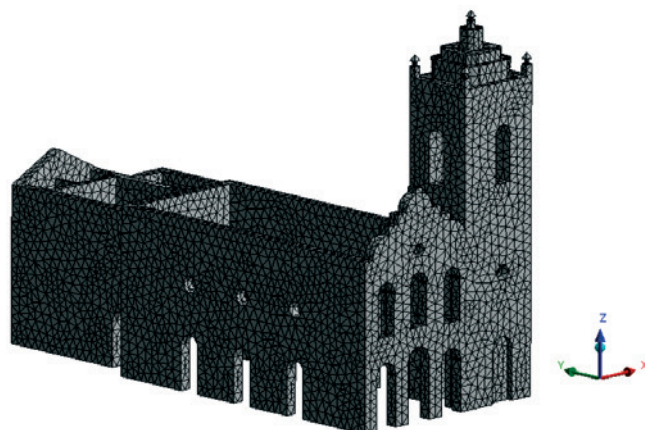


Figura 6
Malha de elementos finitos utilizada no modelo

3.4 Identificação experimental das frequências naturais

Os acelerogramas colhidos no ensaio (Figura 8 e Figura 9) foram processados através da aplicação da Transformada Rápida de Fourier (TRF), utilizando-se 16384 pontos, visto que a TRF exige amostras cuja dimensão seja a potência inteira de 2, neste caso 2¹⁴=16384. Os pontos foram espaçados em intervalos de tempo de 0,001 s, o que totalizou 16,384s de sinal, e ainda, os efeitos de ruído nos sinais das frequências foram filtrados através do software SeismoSignal@.

Dos acelerogramas colhidos, foram considerados apenas os

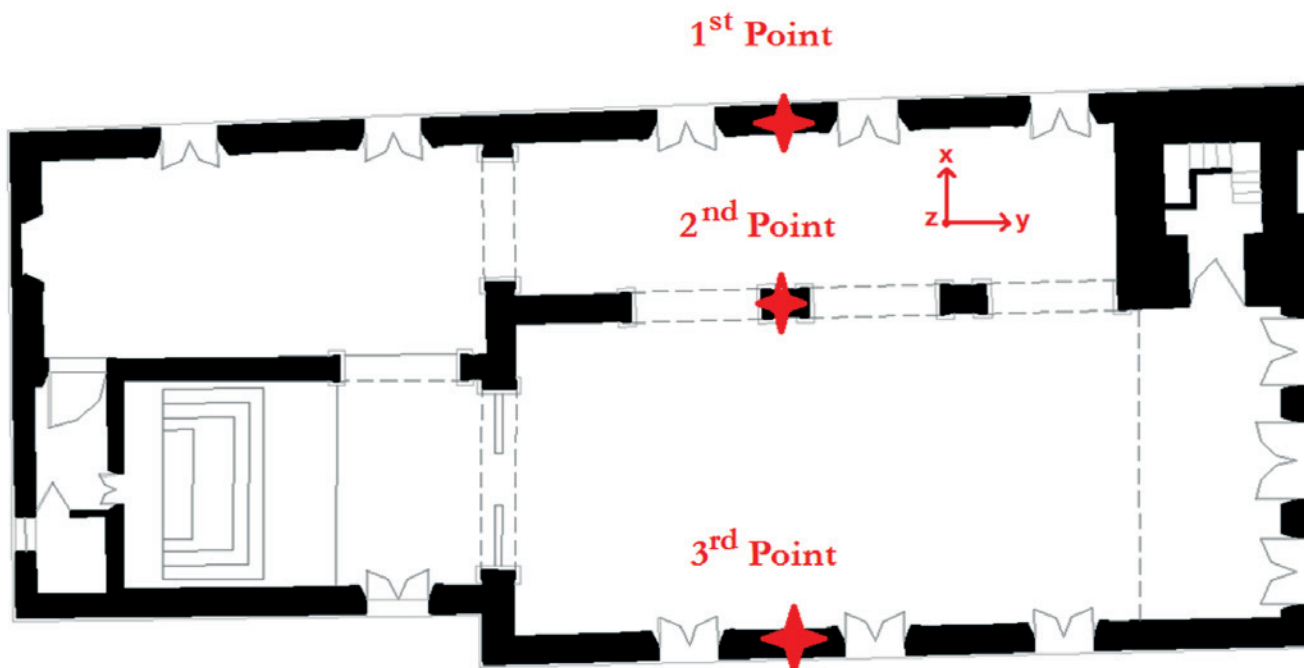


Figura 7
Localização dos pontos da edificação escolhidas para o ensaio de vibração ambiental

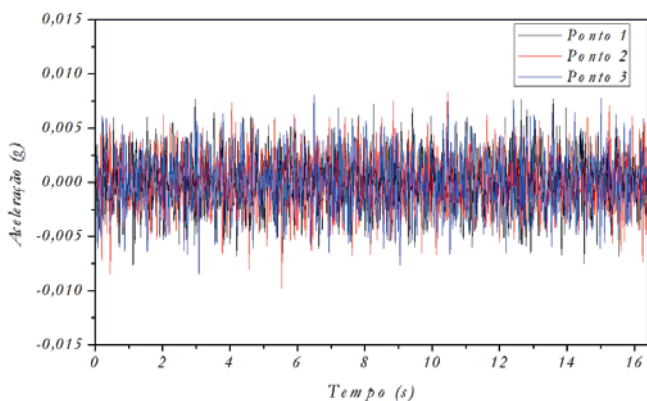


Figura 8
Acelerograma dos 3 pontos no eixo X

espectros nas direções X e Y, uma vez que o eixo X refere-se aos deslocamentos para fora do plano das paredes e o eixo Y no plano das paredes no sentido longitudinal. No eixo Z, a análise modal preliminar do modelo constatou deslocamentos muito baixos quando comparados com os demais eixos, além disso, a estrutura não apresenta pavimentos, logo, não há expressiva participação de massa efetiva modal que levaria a um incremento de frequência. Ainda na análise modal preliminar do modelo, não se encontraram frequências inferiores a 1,50 Hz, logo, para a edificação em estudo aplicou-se um filtro, *Lowpass* e *Bandpass* de 1,00 Hz a 30,00 Hz, ao sinal para eliminar as frequências externas a este intervalo. Ressalta-se ainda que, a amplitude das frequências compreendidas entre 0 e 1,00 Hz antes da aplicação do filtro, não eram superiores a 0,01Hz o que corrobora a utilização do filtro escolhido. Da aplicação da TRF e do filtro aos sinais, obtiveram-se como resultados espectros de Fourier nas direções X (Figura 10) e Y (Figura 11), das quais se determinam as frequências dominantes que caracterizam o comportamento dinâmico da estrutura identificadas pelos pontos máximos da função.

Analisando-se os picos destes dois espectros pode-se inferir que as 3 primeiras frequências naturais da edificação estão compreendidas entre 2,00 Hz e 4,00 Hz. Considerando-se as frequências com maiores valores de amplitude em relação a cada eixo, obte-

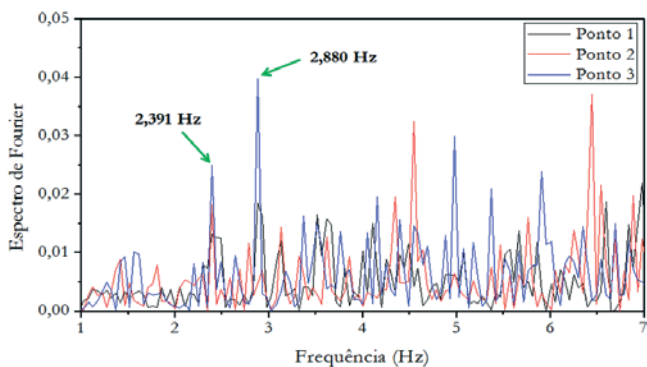


Figura 10
Espectros de Fourier em relação ao eixo X para os três pontos ensaiados

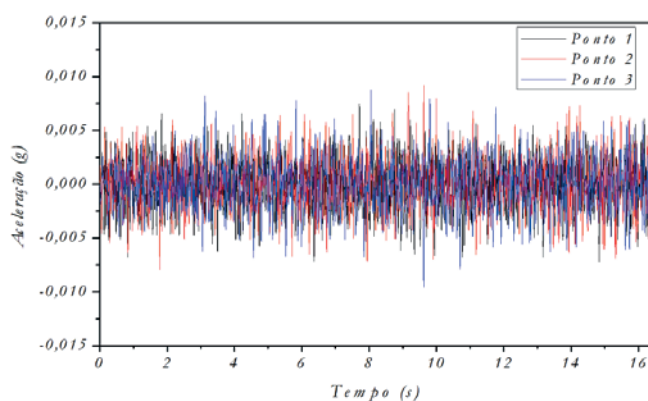


Figura 9
Acelerograma dos 3 pontos no eixo Y

ve-se como primeira frequência fundamental da edificação o valor de 2,391 Hz em relação ao eixo X, a segunda é de 2,880 Hz também na direção X, pois a amplitude dos dois primeiros picos na direção X é maior que na direção Y. Já a terceira frequência natural foi obtida no eixo Y, cujo valor é de 3,125 Hz, pois nesta direção sua amplitude bem maior. Os valores das três primeiras frequências naturais da Igreja das Dores são indicados na Tabela 2. Identificam-se somente as três primeiras frequências naturais da Igreja das Dores, pois estas foram consideradas suficientes para a calibração do modelo em elementos finitos, além disso, a mais importante dentre todas é a primeira, visto que tem o maior período.

3.5 Calibração do modelo

A calibração do modelo numérico foi feita utilizando-se as frequências naturais obtidas no ensaio experimental, mantendo o peso específico constante e ajustando apenas o módulo de elasticidade adotado para a alvenaria, tendo como limite o valor máximo imposto pela norma técnica italiana, 1,8 GPa.

O módulo de elasticidade foi ajustado no programa *Ansys*[®] de modo que a frequência natural do primeiro modo de vibração do modelo chegasse o mais próximo possível do valor obtido no ensaio experimental, e as demais frequências, do segundo

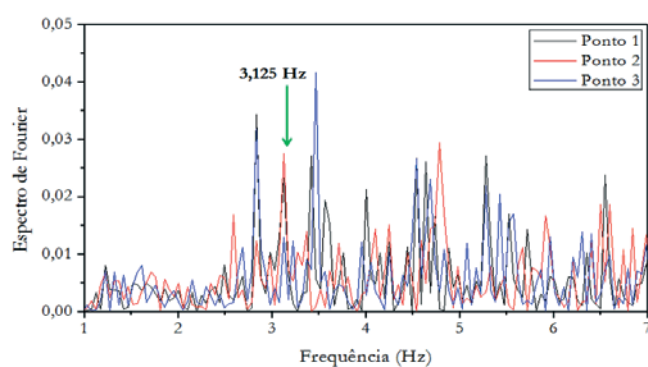


Figura 11
Espectros de Fourier em relação ao eixo Y para os três pontos ensaiados

Tabela 2

Primeiras 3 frequências naturais da edificação

Mode	Frequency (Hz)
1	2.391
2	2.880
3	3.125

e terceiro modos, se ajustariam mediante o ajuste da primeira frequência. Variou-se o módulo de elasticidade de 1,50 GPa, primeiro valor utilizado, até 1,75 GPa, de modo que os valores das frequências obtidas pela simulação numérica apresentassem valores próximos aos valores experimentais. Sendo que o valor mais próximo da frequência natural do primeiro modo de vibração foi obtido ajustando-se o módulo de elasticidade para $E = 1,70$ GPa. Os resultados, bem como o erro associado à cada uma das frequências, são mostrados na Tabela 3.

As diferenças entre os parâmetros dinâmicos obtidos numericamente e aqueles obtidos pelo ensaio experimental podem estar relacionadas com o processo de modelagem da estrutura e com as propriedades mecânicas adotadas. É prática comum para corrigir estes modelos usar informações obtidas a partir de ensaios de vibração. As frequências naturais podem ser usadas para a correção das propriedades elásticas e inércia do modelo numérico, e incorporar as características de amortecimento obtidas experimentalmente [27].

Um erro de até 5% é aceitável e nesta calibração o maior valor do erro obtido da diferença entre a frequência natural da edificação extraída por via experimental e a frequência natural extraída por via numérica, foi de 2,637%, que está a bem baixo deste valor. As propriedades mecânicas adotadas no modelo numérico, agora calibrado, são indicadas na Tabela 4.

A partir das propriedades mecânicas da Tabela 4 inseridas no modelo, obtiveram-se as frequências para os 20 primeiros modos de vibração da edificação, com respectivas porcentagens de participação das massas em cada modo.

4. Resultados e discussões

Na análise foram extraídos os 20 primeiros modos de vibração do modelo numérico da Igreja de Nossa Senhora das Dores, considerando o regime linear-elástico dos materiais. As fre-

Tabela 3

Comparativo entre as frequências experimentais e numéricas ad edificação

Modo	Freq. Exper. (Hz)	Freq. Ansys (Hz)	Erro (%)
1	2,391	2,403	0,502
2	2,880	2,806	2,637
3	3,125	3,084	1,329

quências naturais, períodos e porcentagens de participação das massas para cada um deste 20 modos são indicados na Tabela 5 a seguir.

A porcentagem de participação das massas para os 20 primeiros modos de vibração nas direções X, Y e Z são, respectivamente; 72,930%, 61,675 % e 0,151%. Observa-se que a direção X apresenta a maior porcentagem de participação, o que acarreta em maiores deslocamentos neste eixo, que pode ser confirmado através da primeira frequência natural, que foi identificada como sendo também na direção do referido eixo.

A direção Y também apresenta significativa participação de massas, mais de 50% da massa total da igreja. Já a direção Z é a direção que apresentou as menores porcentagens de participação modal, o que indica uma tendência de se obterem valores de deslocamentos muito baixos neste eixo, quase nulos. E é justamente o que se observa na Figura 12, onde estão indicados todos os valores dos deslocamentos direcionais em cada um dos três eixos.

Os deslocamentos mostrados no sentido negativo do eixo horizontal indicam que a estrutura se deslocou no sentido negativo do sistema de eixos de referência adotados na análise. Verifica-se que os deslocamentos direcionais mais expressivos são na direção X, já os menos expressivos são encontrados na direção Z.

Os três primeiros modos de vibração da edificação estão indicados na Figura 13, onde se pode perceber que o primeiro modo é um modo local e que apresenta flexão da parede lateral esquerda, esta que é a parte da estrutura que apresenta o maior valor de deformada modal, 0,215 mm, indicado pela coloração vermelha desta figura. O segundo e terceiro modo também são de flexão, ambos na direção X. No segundo modo observa-se que o maior deslocamento ocorre no topo da torre lateral; 0,108 mm. Já no terceiro modo, o maior deslocamento ocorre nos arcos que separam as duas naves, qual seja 0,133 mm.

Na Figura 14, são indicados dos modos de vibração que excitam o maior número de partes da edificação, ou seja, os modos globais. O modo 6 e o modo 13 são modos de flexão já o modo 18 é um modo de torção, observada na torre lateral. Analisando-se as Figuras 13 e 14, pode se inferir que a parede lateral esquerda e a região dos arcos centrais são as zonas da edificação que mais são solicitadas nas deformadas modais. Para a parede lateral, este fato pode estar relacionado a não continuidade da mesma, como se pode observar na planta baixa da Figura 2, como isso um modo local de vibração foi gerado o que acarretou em grandes deslocamentos. Já para a região dos arcos, este comportamento já era esperado, pois geralmente a região dos arcos, neste tipo de edificações, são zonas muito propícias ao

Tabela 4

Propriedades mecânicas adotadas no modelo numérico calibrado

E (GPa)	W (kN/m ³)	f _m (MPa)	f _t (MPa)	v
1,70	18,00	3,20	0,16	0,20

Tabela 5
Resultados da análise modal

Modo	Frequência	Período	Participação de massa		
	f (Hz)	T (s)	U _x (%)	U _y (%)	U _z (%)
1	2,403	0,416	13,533	0,219	0,000
2	2,806	0,356	20,969	3,020	0,003
3	3,084	0,324	7,241	16,007	0,010
4	3,342	0,299	0,022	4,951	0,008
5	3,796	0,263	3,031	0,008	0,000
6	4,925	0,203	3,571	0,211	0,000
7	5,547	0,180	7,051	2,271	0,001
8	6,229	0,161	0,581	2,311	0,001
9	6,753	0,148	0,628	0,558	0,001
10	7,247	0,138	0,019	4,143	0,003
11	7,867	0,127	3,864	0,147	0,000
12	8,192	0,122	0,993	0,013	0,001
13	8,591	0,116	1,437	0,212	0,000
14	8,763	0,114	0,943	0,729	0,003
15	8,924	0,112	0,950	0,001	0,001
16	9,275	0,108	0,720	4,703	0,001
17	9,463	0,106	1,851	13,502	0,049
18	9,907	0,101	0,526	8,546	0,026
19	10,341	0,097	4,412	0,062	0,027
20	10,835	0,092	0,588	0,060	0,017

surgimento de fissuras, tanto devido a tensões quanto a deslocamentos elevados.

Os resultados obtidos neste trabalho são úteis para a monitorização estrutural da edificação, uma vez que indicam as zonas onde acelerômetros e sensores de deslocamentos podem ser instalados, além disso possibilitam a compreensão do comportamento

global da estrutura e verificação das regiões em que, na necessidade de um plano de reforço, devem ser priorizadas. Este trabalho gerou informações que podem ser úteis em simulações de diversos cenários de danos, como por exemplos a incidência de sismos, e ainda, pode ser utilizado como ferramenta de apoio à manutenção da segurança estrutural da Igreja de Nossa Senhora das Dores.

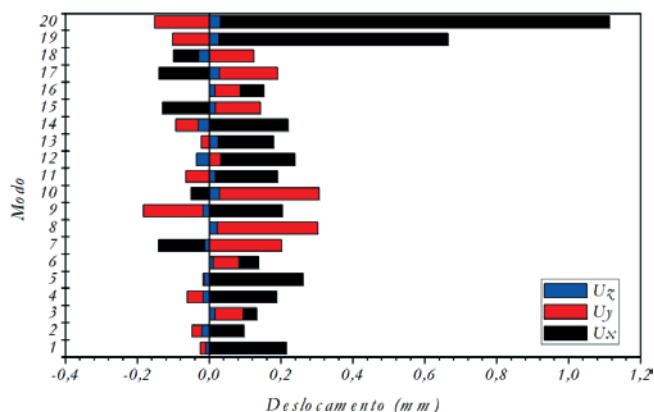


Figura 12
Comparativo entre os deslocamentos direcionais de cada modo

5. Conclusões

A Igreja de Nossa Senhora das Dores é uma importante edificação componente do patrimônio histórico sobralense, neste trabalho buscou-se definir um modelo numérico que representasse da melhor forma possível esta estrutura, a fim de garantir precisão nos resultados da análise modal. Através da realização do ensaio de vibração ambiental foi possível identificar as três primeiras frequências naturais da edificação, necessárias à calibração do modelo numérico, para assim, proceder ao estudo do comportamento dinâmico, através da realização de uma análise modal via Método dos Elementos Finitos.

As três primeiras frequências naturais da edificação estão contidas no intervalo de 2,00 Hz a 4,00 Hz, sendo a primeira 2,403 Hz, que difere 0,502 % do valor obtido experimentalmente mediante o ensaio de vibração ambiental, qual seja 2,391 Hz. Verificou-se que

os maiores deslocamentos da edificação ocorrem na direção X, o eixo com maior participação de massa efetiva modal. Já os menores deslocamentos ocorrem na direção Z, este que tem baixa participação de massa. Os primeiros modos de vibração da edificação caracterizaram-se por serem modos de flexão, dentre os quais alguns são modos locais, já a partir do sexto, os modos passam a

serem globais, sendo o 18º modo caracterizado por ser um modo de torção. Observou-se ainda que a região dos arcos centrais é uma zona muito solicitada, pois suas deformações aparecem em quase todos os 20 modos de vibração extraídos, e ainda, em muitos destes, apresenta valores de deslocamentos consideráveis, devido, essencialmente, a sua geometria que influencia diretamente em suas

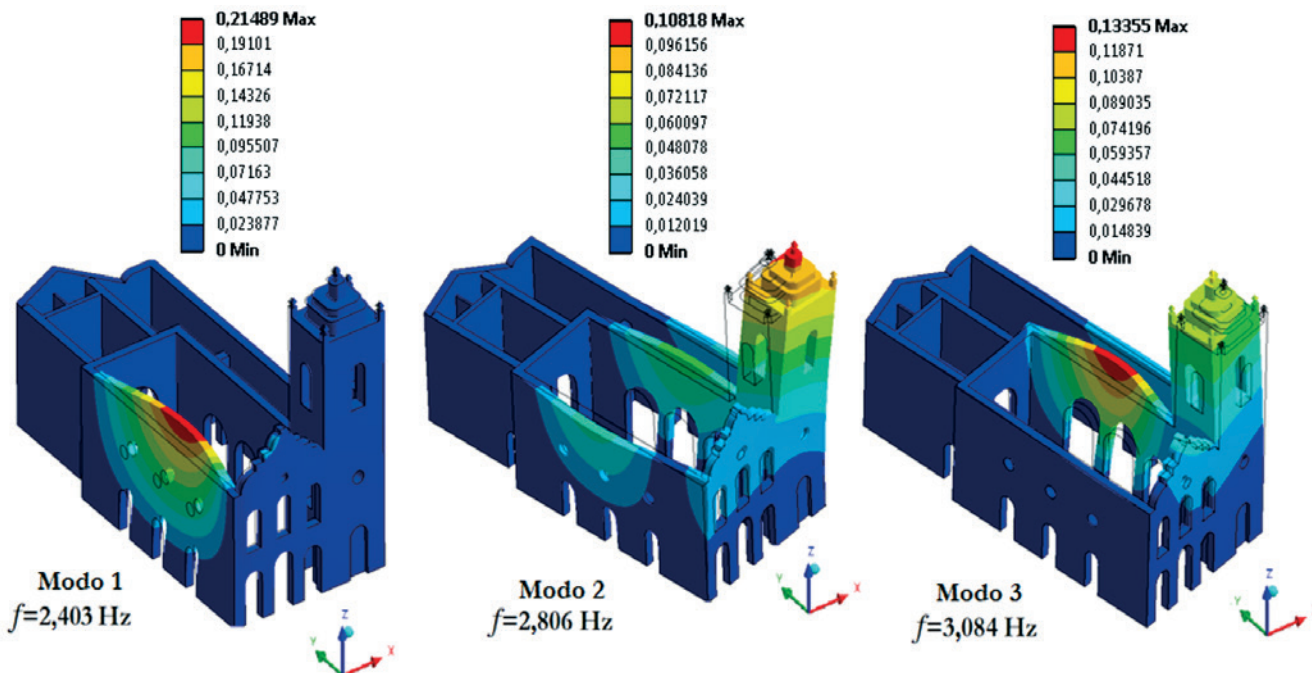


Figura 13
Três primeiros modos de vibração da Igreja das Dores

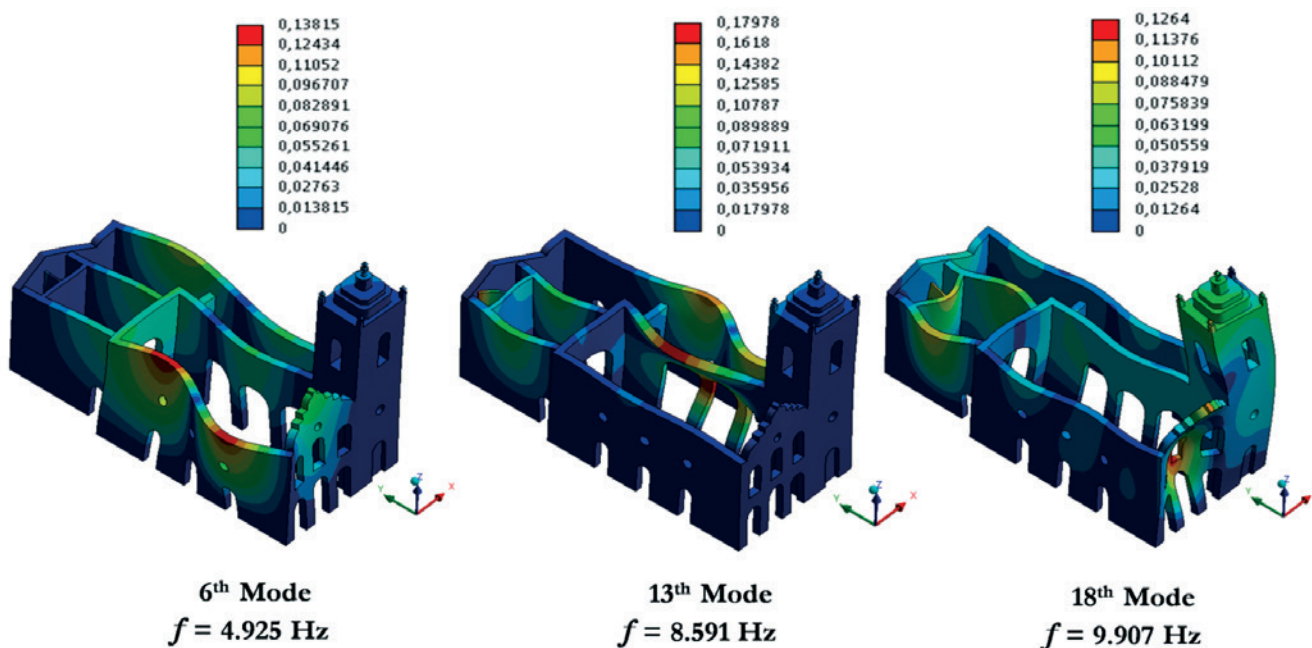


Figura 14
Modos de vibração com maiores partes da edificação excitadas

propriedades de rigidez. Desta forma pode-se inferir que essa zona é uma das mais propícias ao surgimento de fissuras.

Estudos desta natureza, aplicados a edificações históricas, contribuem para a implementação do conhecimento a cerca do comportamento global e vulnerabilidade destas estruturas, constituindo ferramentas importantes de apoio à tomada de decisões sobre intervenções com foco na preservação e manutenção da segurança estrutural e, não obstante, para a valorização do edificado.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem ao Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN), pelos arquivos e informações concedidas, à secretaria da Paróquia de Nossa Senhora da Conceição em Sobral pelo apoio durante a realização da campanha experimental. Francisco Brandão agradece a Universidade Estadual Vale do Acaraú (UVA) pela bolsa de iniciação científica do programa PIC/PBU/UVA e Esequiel Mesquita agradece a Fundação CAPES, Ministério da Educação do Brasil pela bolsa de Doutorado Pleno no Exterior, processo número 10023/13-5.

7. Referências bibliográficas

- [1] Roca, P. et al. Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches. Archives of Computational Methods in Engineering, v. 17, n. 3, 2010; p. 299–325.
- [2] Mesquita, E. et al. Structural reliability assessment based on optical monitoring system: case study. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 9, n.2, 2016;p. 297–305.
- [3] Alves, A. et al. Estimativa do módulo de elasticidade global de uma edificação histórica de alvenaria de tijolos maciços pelo método ultrassônico. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções-CBPAT 2016, 2º, Belém, 2016, Anais, Belém, p. 1005-1015.
- [4] Cavalcante, A. et al. Caracterização dos danos em construções históricas de alvenaria vernacular: casos de estudo. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções-CBPAT 2016, 2º, Belém, 2016, Anais, Belém, p. 757-765.
- [5] Mota, L. et al. Avaliação da vulnerabilidade sísmica à escala urbana: o centro histórico sobralense. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções-CBPAT 2016, 2º, Belém, 2016, Anais, Belém, p. 559-569.
- [6] SANTOS, F. et al. Análise estrutural de uma edificação histórica do século XVIII. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções- CBPAT 2016, 2º, Belém, 2016, Anais, Belém, p. 317-327.
- [7] Antunes, P. et al. Optical fiber sensors for static and dynamic health monitoring of civil engineering infrastructures: Abode wall case study. Measurement, v. 45, n.7, 2012; p.1695–1705.
- [8] Mesquita, E. et al. (2016). Global overview on advances in structural health monitoring platforms. Journal of Civil Structural Health Monitoring, v. 6, n.3, 2016; p. 461–475.
- [9] Boscato, G. et al. Optimized procedures and strategies for the dynamic monitoring of historical structures. Journal of Civil Structural Health Monitoring, v. 6, n. 2, 2016; p. 265–289.
- [10] Di Paola, M. et al. L'identificazione dinamica delle caratteristiche modali e meccaniche della struttura della cupola del Teatro Massimo. Meccanica dei Materiali e delle Strutture, v.3, n.2, 2012; p.94-107.
- [11] CARVALHO, A. F. C. Estudo numérico e experimental sobre o comportamento dinâmico de um edifício, Lisboa, 2013, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil/Estruturas)- Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 111 p.
- [12] Brownjohn, J. M. W. et al. Ambient vibration re-testing and operational modal analysis of the Humber Bridge. Engineering Structures, v. 32, n. 8, 2010; p. 2003–2018.
- [13] Magalhães, F. (2010). Operational modal analysis for testing and monitoring of bridges and special structures. Faculty of Engineering of University of Porto.
- [14] Martínez, G. et al. Determinación experimental y analítica de las propiedades dinámicas para la Catedral de Mallorca. Intersections/Intersección- Structural Engineering, v. 4, n. 2, 2007; p. 65-74.
- [15] Rinaldis, D.; Clemente, P.; Buffarini, G. Dynamic Behavior of a Historical Building. Advanced Materials Research, Vols. 133-134, 2010; p. 659-664.
- [16] Ceroni, F. et al. SSI on the Dynamic Behaviour of a Historical Masonry Building: Experimental versus Numerical Results. Buildings, v. 4, n. 3, 2012; p. 978-1000.
- [17] RODRIGUES, J. Identificação Modal Estocástica- Métodos de análise e aplicações em estruturas de Engenharia Civil, Porto, 2004, Tese (Doutorado em Engenharia Civil)- Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 484 p.
- [18] RODRIGUES, J. R. et al. Identificação das principais componentes de incertezas de calibração de acelerômetro piezoelétrico pelo método da comparação: Uma revisão atual. In: VI Simpósio Brasileiro de Engenharia Inercial, 6º, Rio de Janeiro, 2010, Anais, Rio de Janeiro, p.1-7.
- [19] Grose, J; Sawicki, W.; Wójcicki, Z. Vibration measurements in analysis of historical structures Pomiary i analizy drgań obiektów historycznych. Wiadomości Konserwatorskie- Journal of Heritage Conservation , 32, 2012; p. 157-154.
- [20] Lopes, V. et al. Identificação dinâmica de estruturas. In: Congresso Patrimônio, Porto, 2010, Anais, Porto, p.1-21.
- [21] PINTO, J. J. de S. Os novos palácios da velha princesa: Intervenções arquitetônicas contemporâneas no sítio histórico de Sobral, Natal, 2009, Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 129 p.
- [22] INSTITUTO DO PATRIMÔNIO HISTÓRICO E ARTÍSTICO NACIONAL (IPHAN). Inventário Nacional de Bens Arquitetônicos – IBA Sobral, 2005.
- [23] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI. Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) D.M. del 14/01/2008. Roma, 2008.
- [24] BRANCO, M. E. M. Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria- Aplicação a edifícios “Gaioleiros”, 2007, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Instituto Superior Técnico, 98 p.
- [25] DELGADO, J. L. Avaliação sísmica de um edifício crítico em alvenaria. 2013, Lisboa, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Instituto Superior Técnico de Lisboa, 122 p.

- [26] FRAZÃO, M. T. de B. R. F. Modelação de um edifício “Gaioleiro” para Avaliação e Reforço Sísmico. 2013, Lisboa, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Instituto Superior Técnico de Lisboa, 117 p.
- [27] Simón, G. W. E. Identificación de modos cercanos de vibración de una estructura cuasi-axisimétrica: estudio complementario. Ingeniería Investigación y Tecnología, v. XIV, n.2), 2013; p. 207-222.

Fresh and hardened properties of self-compacting concrete modified with lightweight and recycled aggregates

Propriedades no estado fresco e endurecido do concreto autoadensável modificado com agregados leves e reciclados



A. F. ANGELIN ^a
andressa.angelin@pos.ft.unicamp.br

R. C. CECHE LINTZ ^b
rosacclintz@ft.unicamp.br

L. A. G. BARBOSA ^a
gachet@ft.unicamp.br

Abstract

A produção de concretos auto compactáveis de baixa massa específica tornou-se um grande desafio para a engenharia civil, principalmente quanto à dosagem e manutenção das resistências mecânicas. Nesse contexto, o objetivo deste trabalho foi analisar concretos autoadensáveis (CAA) produzidos com agregados leves e reciclados. Fixou-se as dosagens de sílica ativa, pó de pedra, pedrisco, argila expandida e superplastificante, variando-se a porcentagem do resíduo de borracha em 5% e 10%, em substituição ao agregado miúdo. As amostras foram submetidas aos ensaios de espalhamento, viscosidade, habilidade passante, resistências à compressão e à tração por compressão diametral e, massa específica. Verificou-se que os CAA produzidos apresentaram coesão e trabalhabilidade adequados, bem como atendem as condições normativas para uso em peças pré-moldadas e estruturais.

Keywords: self-compacting concrete, lightweight aggregate, recycled aggregate, fresh properties, mechanical strengths.

Resumo

The production of self-compacting concrete (SCC) with low density has become a major challenge for civil engineering, especially regarding the dosage and maintenance of mechanical strength. In this context, the objective of this work was to analyze self-compacting concrete (SCC) using lightweight and recycled aggregates. Fixed the additions of silica fume, stone dust, gravel, expanded clay and superplasticizer, varying the percentage of rubber waste by 5% and 10%, replacing the fine aggregate. The samples were subjected to spreading assays, viscosity, passing ability, compressive strength and tensile strength by diametrical compression and density. It was found that SCC produced had adequate cohesion and workability as well as meet the regulatory conditions for use in pre-cast and structural parts.

Palavras-chave: concreto autoadensável, agregado leve, agregado reciclado, propriedades no estado fresco, resistências mecânicas.

^a Technology Faculty, State University of Campinas, Limeira, SP, Brazil.

1. Introduction

The mechanization of the constructive processes, as a way to accelerate the production processes and, as a consequence, the productivity of prefabricated elements, has encouraged further studies of self-compacting lightweight concrete (SCLC), which is an alternative material to conventional concrete.

Lightweight concrete congregates low density and maintenance of mechanical resistances, can be applied for structural purposes, directly influencing the economy with infrastructure [1]. It should also be noted that, the use of this type of concrete results in a higher productivity than the conventional concrete, facilitating the transport of the pieces during the execution phase of the building.

As well as lightweight concrete, the self-compacting concrete (SCC) has emerged as an alternative to conventional. According to surveys already performed [2, 3], the main attractiveness of its use is the ease of handling and application, whose ability to fill the existing spaces in the formwork and to enclose the reinforcement, is given exclusively through the action of gravity, without any mechanical or manual interference.

When we working with more fluid concretes, it has as consequence a reduction in the time of handling and densification when applied in prefabricated elements, causing in the greater productivity and lower final cost in the concreting operation.

The most important principles to maintain the characteristics of the SCC are the use of superplasticizers, mineral additions, high content of fine materials and mortar, resulting in a greater cohesion and fluidity of the paste, however, we have a concrete that absorbs less energy, that is, it becomes extremely sensitive to the presence of cracks and microcracks, compromising the integrity of the material [4, 5].

In order to minimize this effect, the rubberized concretes present better capacity to the damping, due to the significant increase of the toughness and ductility [6]. In addition to improving this property, the use of rubber in concrete appears as an alternative solution for the disposal of waste tires, being an innovative option with numerous benefits.

In the composition of SCC with light aggregates, mineral additions, usually derived from industrial byproducts, present great pozzolanic activity, which ensures greater cohesion between the components of this concrete [3]. However, given the high surface area of these additions, it is necessary to use superplasticizing additives in order to maximize the flowability of the SCC without compromising the water/cement ratio [7].

In this way, it is evident the merit of developing self-compacting concrete with light and recycled aggregates, being a modern study line and still little explored in the technical field. However, this type of concrete needs to meet specific requirements for its application, such as high fluidity, cohesion, resistance to segregation in the fresh state, low density and mechanical resistance.

1.1 Self-compacting lightweight concrete (SCLC)

The self-compacting lightweight concrete (SCLC) is characterized by high workability without segregation phenomena and high

durability [8]. The success for the production of this concrete is the use of light aggregates, such as expanded clay, obtained through the expansion of clay and its vitrification in rotary kilns.

The use of expanded clay as an aggregate in SCC, coupled with mineral additions, mainly silica fume, may result in a highly viable and durable concrete [1, 8, 9, 10]. The use of these aggregates has contributed to sustainable development through energy conservation, maximizing the structural efficiency and shelf life of precast elements, reducing transport costs due to their low density [4].

However, as already observed in other studies [1, 4], there is a loss of working capacity associated with high water absorption by light aggregates, directly influencing SCC properties, especially in the fresh state. Therefore, pre-saturation of these aggregates must be performed in order to solve this problem, most commonly the water immersion method, performed by a period of 24 hours prior to the production of the concretes.

The use of expanded clay, mainly of larger dimension, in the SCC, causes a greater bearing between the particles during the tests in the fresh state, due to rounded form and glassy surface, in comparison with conventional aggregates [1, 8, 9, 10, 11]. In addition, self-compacting concrete incorporating round-shaped aggregates requires less cement and water to achieve adequate workability and cohesion of their mixtures [11].

Another important characteristic in the formulation of SCC is the granulometric distribution of its aggregates. Some authors point out in their works the use of two expanded clay granulometry, so that fluidity and scattering are improved by better packing the grains, filling the voids [1, 8].

Recent studies [8, 11] have added silica fume in self-compacting concrete mixtures and, due to their micrometric size, provide a very high cohesion and fluidity increase in this type of concrete, especially when using special aggregates such as expanded clay.

These benefits emphasize the importance of developing projects with the use of SCLC, since, besides presenting the main characteristics of the self-compacting concrete, such as fluidity and workability, they have excellent resistance to segregation, low density, maintenance of the mechanical properties and durability in the hardened state.

1.2 Self-compacting rubberized concrete (SCRC)

An alternative solution for the disposal of waste tires is its incorporation in concrete mixtures, since it is an innovative option with environmental, economic and performance benefits, performed in granulometry and adequate percentages [7].

The tires that have the carcass in good condition can be refurbished and reused. According to CONAMA Resolution 416/2009 [12], the reform processes can be characterized by reuptake, a process by which the used tire is reformed by replacing its tread; retreading, the process by which a used tire is reformed by replacing its tread and shoulders; remolding, the process by which a used tire is reformed by replacing its tread, shoulders and the entire surface of its flanks. In the reuptake and retreading, by scraping the layer to be reformed, residues are generated in the form of fibers and rubber powder, granulometries widely used in cementitious matrix as an aggregate [13].

In the recycling process, the unserviceable tire is crushed and reduced into smaller particles. The grinding can be done at room temperature or by the cryogenic process. At room temperature the tires are first processed into 50 mm flakes, then these flakes go to the crusher and are reduced to 10 mm, in which process part of the steel is removed and after the crusher the remainder of the steel is magnetically removed [14].

Although there is a demand for 10 mm crushed rubber, most applications in construction require finer grades in the range of 2 to 0.84 mm. For this reason, are perform consecutive crushing in the milling companies [14].

The presence of rubber as an aggregate reduces some mechanical properties of the concrete, so percentages above 30% of substitutions are not recommended [15]. This resistance drop occurs due to the weak bonding between the rubber particle and the cement matrix and also by the rough granulometry of the rubber [2, 3].

Besides the limits of substitutions of the conventional aggregates for the rubber residue, another important aspect in the formulation

of the self-compacting rubberized concrete is the granulometric distribution [3, 16]. As observed in SCC with expanded clay, from the use of large and small granulometry, there is a better packaging of the grains, filling the voids, increasing the durability of the concrete. After the addition of rubber particles, studies have indicated a remarkable decrease in the stiffness and strength properties of the concretes. Despite the reduction of these properties, the composites met the normative requirements, besides showing a significant increase of the tenacity and ductility, as well as a better capacity of damping. In contrast, the use of this aggregate, significantly aggravates the penetration of chloride ions through concrete, however, from mineral additions, this effect can be reduced because the existing voids are filled [6].

SCRC requires a greater amount of superplasticizer in their mixtures when compared to self-compacting conventional concrete, because the rubber particles have a rough surface, which results in increased cohesion, but drastically decreases the workability [2]. Vibration damping coefficient values and frequency, given by the

Table 1
Materials characterization

Component	Cement	Sand	Rubber	Stone powder	Hail	Expanded clay
Chemical element (%)						
C	-	-	91.50	-	-	-
Zn	-	-	3.50	-	-	-
O	-	-	3.30	-	-	-
S	-	-	1.20	-	-	-
Na	-	-	0.20	-	-	-
Ca	-	-	0.10	-	-	-
Chemical composition (%)						
CaO	63.33	-	-	-	-	-
SiO ₂	19.19	-	-	-	-	-
Al ₂ O ₃	5.15	-	-	-	-	-
Fe ₂ O ₃	2.80	-	-	-	-	-
MgO	0.92	-	-	-	-	-
L.O.I.	3.97	-	-	-	-	-
I.R.	0.48	-	-	-	-	-
Physical proprieties						
Density (g x cm ⁻³)	3.11	2.63	1.14	2.76	2.96	1.15
Unit mass (g x cm ⁻³)	-	1.57	0.35	1.56	1.50	0.62
Maximum dimension (mm)	-	2.40	4.80	4.80	9.50	9.50
Fineness	-	1.60	3.49	3.07	5.36	5.50
Note: L.O.I. = Lost on ignition; I.R. = Insoluble residue.						

dynamic modulus, are of great importance in structural applications. Improving it means improving reliability in terms of natural hazards, accidental or hydrostatic loading, and fragmentation. Concretes produced with residues of waste tires have a delay in the appearance of microcracks in the matrix, reducing shrinkage rates, being able to absorb more energy than the conventional SCC [5, 13, 14].

Recent studies, in order to compensate for the low values in some mechanical properties of the SCRC, performed a pretreatment of the rubber particles by water-soluble synthetic polymer solutions, which proved to be efficient as the mechanical results were improved [2, 3].

According to the results found in the literature [12], it was determined that the addition of the rubber aggregate in SCC increases the impact resistance, this increase being proportional to the added amount of rubber. Self-compacting rubberized concrete, as reported by several authors, absorbs more energy, isolating better the sound waves [5, 16, 17]. Therefore, SCRC can be applied to precast elements requiring high ductility, combining high fluidity and maintenance of mechanical stresses, characteristics that are not maintained in self-compacting conventional concretes.

Due to these aspects, the objective of this work was to study the performance of self-compacting concrete produced with expanded clay and rubber waste from unserviceable tires, from the retreading process. Mixtures with fixed dosages of silica fume, stone powder, hail, expanded clay and superplasticizer were elaborated, the percentage of the rubber residue being varied by 5% and 10%, replacing the sand. The mixtures were submitted, in the fresh state, to the scattering, viscosity and pass ability tests. In the hardened state were performed the tests of compressive and tensile strength, as well as the density.

2. Materials and experimental program

To achieve the objectives of this work, the materials for the preparation of the concretes were selected, which were characterized before the calculation and the production of the mixtures. After their production, the concretes were submitted to the tests in the fresh state and, after the curing process, to the mechanical and density tests. These procedures were followed by normative recommendations and were performed in the Construction Materials Laboratory of the Faculty of Technology of the State University of Campinas.

2.1. Materials

Was used Portland cement with high initial resistance, which guarantees high resistances with greater speed and, silica fume that guarantees greater cohesion to the mixtures. As a natural aggregate, fine quartz sand was used and, as its partial substitute, was used the rubber residue of unserviceable tires, from the retreading process. As a thin material, the stone powder was adopted, which has the purpose of increasing the fluidity of the mixtures. Hail and expanded clay were used as large aggregates. A plasticizer based on polycarboxylic ether was used to ensure workability in concrete mixtures. The characterization of cement, sand, rubber, stone powder, hail and expanded clay are presented in Table 1. Fig. 1 shows the grain size curve of sand and rubber.

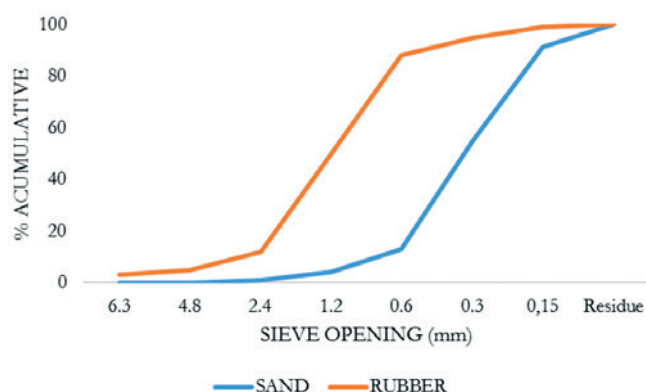


Figure 1
Granulometric curve of sand and rubber

The superplasticizer used exhibited density of $1.19 \text{ g} \times \text{cm}^{-3}$, $\text{pH} = 6$, solids content of 30% and viscosity of less than 150 cps, while the silica fume had a density of $2.21 \text{ g} \times \text{cm}^{-3}$. In order to understand the absorption process of the expanded clay, the water absorption test was performed and the results are presented in Table 2.

2.2 Dosage and production of concretes

Concrete mixtures were prepared incorporating 0%, 5% and 10% of rubber residue, replacing the small aggregate, following the recommendations proposed by ACI 211.2-98 [18] and by Tutikian [19]. The dosages were performed with the purpose of guaranteeing workability values around 560 mm (± 10 mm), density around $2,000 \text{ kg/m}^3$ and compressive strength above 20 MPa at 28 days of age. The water/cement ratio used for all mixtures was 0.68. The sample identifications were CR for the reference mixture, and C5 and C10 for the mixtures containing 5% and 10% rubber residue, respectively. The mixtures are shown in Table 3.

Because of the high absorption, the expanded clay remained immersed in water for 24 hours, before to the production of the concretes. As observed in Table 2 and reported by other authors [1,

Table 2
Expanded clay water absorption

Time	Water absorption (%)
	CINEXPAN 1506
1 min	0.67
5	1.50
10	2.00
30	3.10
1 hour	3.83
2	4.33
6	5.50
1 day	7.50

Table 3
Materials characterization

Mixtures	Cement	Silica fume	Sand	Rubber	Stone powder	Hail	C1506	SPA	w/c	Mortar content (%)
CR	1	0.1	1.81	0	1.56	1.95	0.02	0.008	0.68	0.69
C5			1.77	0.04				0.008		
C10			1.73	0.08				0.008		

4], because it is a porous material, the expanded clay can compromise the amount of water available for the hydration of the cement, and, to compensate this effect, the previous wetting procedure of this material is recommended.

It was mixed in a concrete mixer, previously moistened, the hail and expanded clay (1 minute), then water and the Portland cement (3 minutes), followed by stone powder, sand and silica fume (3 minutes). After that, the superplasticizer was introduced and, a new mixture occurred for 3 minutes. The production process of the mixtures C5 and C10 occurred analogous to that used for the reference concrete, however, the rubber was introduced after the sand.

The samples were placed in molds and covered by a polymer film in order to avoid loss of water to the medium. After 24 h the samples were deformed and subjected to wet curing (Temperature = 25°C and Relative Humidity = 80%) for a period of 7 and 28 days, for later performance of the tests in the hardened state.

2.3 Tests in the fresh state

The tests realized to characterize the self-compacting determine directly and indirectly the fundamental rheological parameters of the concrete, such as drainage tension and viscosity. According to ABNT NBR 15823: 2010 [20], three main parameters should be characterized in the SCC, which are:

- a) Flowability – Scattering test: the scattering value measured by the slump flow test is specified for all SCC as a primary test, sketching indications of flowability and filling ability of free flowing. The fluidity is defined as the ability of the concrete to flow freely without segregating. The equipment used is the same one adopted in the test of determination of the consistency for the conventional concrete, the cone mold. The densification of the concrete inside the mold, properly positioned on the center of a flat base, is given exclusively by the force of gravity. After filling, the mold is lifted and the concrete flows freely. The test result is the average of two perpendicular diameters of the circle formed by the concrete mass.
- b) Apparent plastic viscosity - “V” funnel test: viscosity is a property related to its consistency in the fresh state and influences its resistance to flow. The greater the viscosity of the concrete, the greater its resistance to the flow, causing its displacement inside the form to occur more slowly. ABNT NBR 15823:2010 [20] specifies a qualitative evaluation of the viscosity of the concrete by means of the SCC

flow time in tests that measure its ability to flow and is therefore called apparent plastic viscosity. As well as the slump flow test, the “V” funnel test also serves as a measure of the fluidity of the concrete, which involves a qualitative evaluation of the apparent viscosity of the concrete, in confined flow, from the time record that the concrete takes to drain on this equipment. This measure consists of timing the time the concrete takes to drain completely through a V-shaped rig.

- c) Passing ability - “L” box test: this property informs about the ability of fresh concrete to flow, without losing uniformity or causing blockage through confined spaces and narrow openings, such as areas of high density of reinforcement and sausages. The test using the “L” box, provided in part 4 of ABNT NBR 15823:2010 [20], measures the passing ability, under confined flow, by means of the ratio between the heights H2 and H1 of the concrete surface at the two extremities of the horizontal box, after opening the partition grid between the compartments. The ABNT NBR 15823: 2010 [20] classifies the SCC in the fresh state according to the presented parameters and, it recommends the correlation of this classification with the application of the concrete in the field, as exemplified in Table 4.

According to the normative requirements, the test procedures for the acceptance of the SCC in the fresh state shall be based, as a minimum, on the proof of the fluidity and viscosity properties as evaluated by the spreading test for each concrete. This standard also emphasizes that its procedures apply to concrete with a normal density (from 2,000 to 2,800 kg/m³), and that the applicability of the requirements established for the SCC with intentional inclusion of air, light aggregates, heavy aggregates and fibers. In view of the above, it can be concluded that the parameters cannot be considered in isolation, because all properties in the fresh state are interdependent.

2.4 Tests in the hardness state

The density values were determined according to the requirements of ABNT NBR 9778: 2009 [21], for concrete with 28 days of age, using specimens with 100 mm diameter and 200 mm height. Three samples were cast for each concrete mix developed. This test was performed at the Civil Construction Materials Laboratory of UNICAMP’s Faculty of Technology, following the steps below:

- a) immersion of the samples in water at 20°C and measurements on a hydrostatic balance (m.);

b) the samples were then dried in an oven at 105 °C and, after removal of the greenhouse, the samples were cooled to room temperature for subsequent determination of the dry mass in the oven (m_s).

After obtaining the masses mentioned above, it was possible to calculate the density of the samples by means of the following equation:

$$\text{Density} = m_s / m_s - m_i \quad (1)$$

The compressive and tensile strengths of the concretes were determined according to the requirements of ABNT NBR 5739:

2007 [22] and ABNT NBR 7222: 2011 [23], respectively. Cylindrical specimens with 100 mm diameter and 200 mm height were used at the ages of 7 and 28 days. For each dosage, ten samples were molded to be compression, and six samples were tested for tensile. The tests were performed in the Civil Construction Materials Laboratory of UNICAMP's Faculty of Technology.

3. Results and discussions

3.1 Tests in the fresh state

The tests of fluidity, viscosity and passing ability were performed

Table 4

Classes of spreading, apparent plastic viscosity and passing ability of the SCC depending on its application

Properties	Classes	Application	Example
Spreading (slump-flow) (mm)	SF 1: 550 to 650	Unarmed or low armature structures and embedded structures, whose concreting is realized from the highest point with free displacement; Self-compacting concrete pumped; Structures requiring a short horizontal spread of self-compacting concrete.	Slab, lining of tunnels, stakes and certain deep foundations.
Spreading (slump-flow) (mm)	SF 2: 660 to 750	Suitable for most current applications.	Walls, beams, pillars and others.
Spreading (slump-flow) (mm)	SF 3: 760 to 850	Structures with high density of reinforcement and/or of complex architectural form, with the use of concrete with small aggregate of small dimensions (less than 12.5 mm).	Wall-pillars, diaphragm walls and pillars.

Properties	Classes	Application	Example
Apparent plastic viscosity ("V" Funnel) (s)	VF 1: < or = 8	Suitable for structural elements with high density of armature and embedded, but requires control of exudation and segregation; Concretes made from the highest point with free displacement.	Slabs, diaphragm walls, wall-pillars, precast industry and apparent concrete.
Apparent plastic viscosity ("V" Funnel) (s)	VF 2: 9 to 25	Suitable for most current applications; It presents a thixotropic effect that causes less pressure on the forms and better resistance to segregation; Negative effects can be obtained in relation to the finishing surface (trapped air), in the filling of corners and susceptibility to interruptions or delay between successive layers.	Beams, pillars and others.

Properties	Classes	Application	Example
Passing ability ("L" Box) (H2/H1)	PJ 1: > or = 0,80, with 3 steel bars	Suitable for structural elements with reinforcement spacing from 80 to 100 mm; Suitable for most current applications.	Slabs, panels, foundations, beams, pillars, tie rods, precast industry.

Table 5
Results of the tests in the fresh state

Mixtures	Slump flow test (mm)	Minimum required by the Brazilian standard	"L" box (H2/H1)	Minimum required by the Brazilian standard	"V" funnel (s)	Minimum required by the Brazilian standard
CR	570	> 550	1.00	> 0.80	4	< 8
C5	550		0.85		5	
C10	550		0.80		7	

for the concretes produced in this research, and the results were compared with the values specified by the current Brazilian standard [20]. Table 5 shows the results of the fresh state tests of SCC produced with expanded clay and waste rubber from waste tires. It was observed for all mixtures that the slump flow test reached the level of self-adherence specified for class SF1 and could be used in slabs, lining of tunnels, piles and foundations. The CR showed higher fluidity, guaranteed by the use of expanded clay, than C5 and C10, that is, the rubber residue increases the flow stress in the concrete. This occurs due to the rough and non-stick surface of the rubber, which corroborates to a decrease in the spreading of the mixtures [2, 3, 6]. However, due to the adequate proportion of materials and particle size distributions, the cohesion of all the mixtures was maintained, which did not present the segregation phenomenon of its aggregates.

The measures found in the "L" box, which simulates the ability of fresh concrete to flow through confined and narrow spaces, qualify the concrete as being class PJ1, in equipment consisting of 3 steel bars. This class of SCC is suitable for use in structural elements with spacing between reinforcements from 80 to 100 mm. Their applications can occur in panels, beams, pillars, tie rods, among other precast elements.

The results obtained in the test using the funnel "V", all concretes were classified as VF1, because they had a flow time of less than 8 seconds; that is, it is suitable for use in structural elements with high density of reinforcement, however, it is required a control of the

exudation and segregation of its aggregates. It was observed that the reference trace had lower viscosity, that is, the flow time at funnel "V" was lower. In contrast, the mixtures C5 and C10 exhibited higher viscosity due to the increase of the rubber in the mixtures.

From the results obtained in the tests in the fresh state, it was observed that the use of the expanded clay as a large aggregate causes a greater rolling effect in the concrete, guaranteeing the desired fluidity. This occurs due to the rounded shape and glassy surface of the expanded clay, compared to conventional large aggregates, a fact also observed by other authors [1, 8-11]. In addition, the use of silica fume in the mixtures has been found to provide adequate cohesion. This is due to the micrometric size and the high pozzolanic activity of the mineral addition used, which corroborate the stability of the aggregates in the SCC, ensuring that the segregation phenomenon does not occur [8, 11, 24].

3.2 Tests in the hardness state

The values of the compressive strength are shown in Fig. 2. All the mixtures presented, at 7 and 28 days, compressive strength values greater than 20 MPa, the minimum value required by ABNT NBR 6118: 2014 [25] for structural concretes, which is attributed mainly to the use of silica fume that presents high pozzolanic activity, contributing to the maintenance of mechanical resistance in cementitious matrixes [9, 10].

From the results observed in Fig. 2, it was noted that there was a decrease in compressive strength of the CR to the C5 of approximately 23%. Contrary to what was observed in the CR and C5 mixtures, there was an increase in the compressive strength of C5 to C10 around 15%. This phenomenon demonstrates that there was a better packaging of the rubber residue when the substitution was 10%, that is, in the substitution of 5%, the rubber does not distribute with uniformity in the concrete, causing the resistance drop due to the low value of modulus of elasticity of the polymer aggregate and voids caused by the entrainment of air, which are not filled [26, 27]. When the rubber is evenly distributed, there is also a uniform absorption of mechanical energy in the concrete, thus increasing the compressive strength; however, when there is an excessive addition of rubber, its particles become the least resistant point of the concrete, because it has a weak bond with the cement matrix due to its coarse and non-stick granulometry [3, 26, 27].

The tensile compression strength values, at 7 and 28 days of age, are shown in Fig. 3. As observed in the compressive strength test, the values obtained for the tensile compression showed a decrease of the CR for The C5 around 33% and an increase of

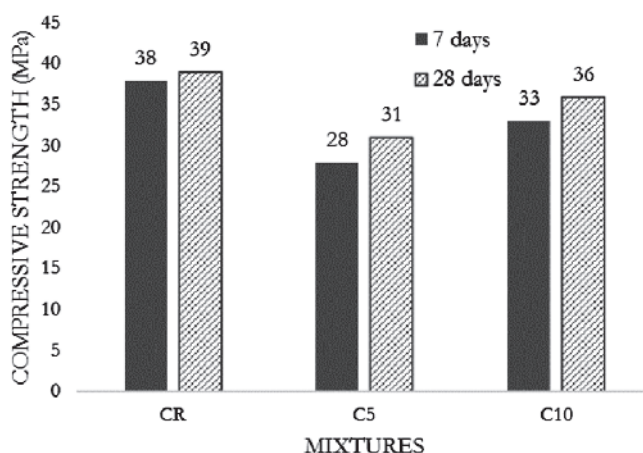


Figure 2
Compressive strength, with respect to the cure time

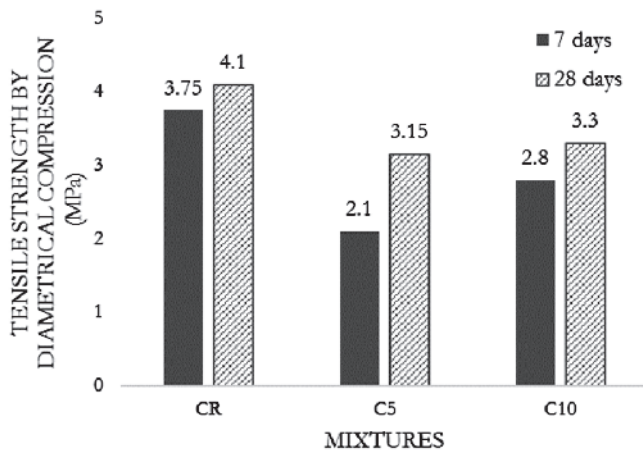


Figure 3
Tensile strength by diametrical compression, with respect to the cure time

19% from C5 to C10. Some researchers [3, 13] also observed that for smaller rubber granulometries mechanical strength tends to increase compared to larger granulometries due to better distribution of aggregates and filling of concrete pores, significantly improving the quality of the transition zone.

In order to classify the concretes produced as lightweight, the density test was performed, the values of which are shown in Fig. 4. From the presented values it can be observed that there is a decrease in the concrete mass of the concretes as the quantity increases of rubber in the mixtures, this occurs due to the low density and the formation of a film of air around the rubber [3, 28, 29]. However, none of the mixtures can be classified as lightweight concrete, since, according to ABNT NBR 8953: 2015 [30], this value must be equal to or less than $2,000 \text{ kg/m}^3$. In spite of presenting smaller specific masses than conventional aggregates, the amount of expanded clay and rubber used in this research did not contribute to the production of light parts according to the normative prescriptions.

4. Conclusions

- The methodology used for the dosing of the concretes was efficient,

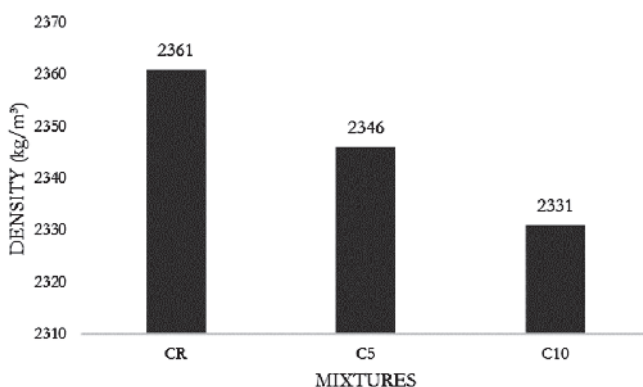


Figure 4
Density at 28 days

not presenting the phenomena of segregation and exudation;

- All mixtures have adequate cohesion and consistency for handling and molding, as well as maintaining workability;
- According to the results obtained in the fresh state tests, all concretes produced in this research can be characterized as self-compacting;
- There was a decrease of mechanical resistance of the CR to the C5, however, there was an increase of the C5 to the C10;
- For the mixtures developed in this research, the best packaging of the rubber grains occurred in the trait C10, because they presented better values of mechanical resistance;
- As for the density values, all the traces had values above $2,000 \text{ kg/m}^3$, that is, the concretes produced cannot be characterized as light.

5. Acknowledgment

The authors are grateful to CAPES for the scholarship granted and the companies Cinexpan, Tecnosil and Basf for the materials donated to realization this research.

6. References

- [1] BOGAS, J. A.; GOMES, A.; PEREIRA, M. F. C. Self-compacting lightweight concrete produced with expanded clay aggregate. *Construction and Building Materials*, v. 35, p. 1013–1022, 2012.
- [2] KARAHAN, O. et al. Fresh, Mechanical, Transport and Durability Properties of Self-Consolidating Rubberized Concrete. *ACI Materials Journal*, v. 109, 2013.
- [3] YUNG, W. H.; YUNG, L. C.; HUA, L. H. A study of the durability properties of waste tire rubber applied to self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, v. 41, p. 665–672, 2013.
- [4] KWASNY, J. et al. Influence of the Type of Coarse Lightweight Aggregate on Properties of Semi-Lightweight Self-Consolidating Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, December, p. 455, 2012.
- [5] RAHMAN, M. M.; USMAN, M.; AL-GHALIB, A. A. Fundamental properties of rubber modified self-compacting concrete (RMSCC). *Construction and Building Materials*, v. 36, p. 630–637, 2012.
- [6] GESOLU, M.; GUNEYISI, E. Permeability properties of self-compacting rubberized concretes. *Construction and Building Materials*, v. 25, n. 8, p. 3319–3326, 2011.
- [7] RAJ, B.; GANESAN, N.; SHASHIKALA, A. P. Engineering properties of self-compacting rubberized concrete. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, v. 30, n. 23, p. 1923–1930, 2011.
- [8] LOTFY, A.; HOSSAIN, K. M. A.; LACHEMI, M. Lightweight Self-consolidating Concrete with Expanded Shale Aggregates: Modelling and Optimization. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, v. 9, n. 2, p. 185–206, 2015.
- [9] JURADIN, S.; BALOEVI, G.; HARAPIN, A. Experimental testing of the effects of fine particles on the properties of the self-compacting lightweight concrete. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2012.

- [10] GOPI, R. et al. Light expanded clay aggregate and fly ash aggregate as self-curing agents in self-compacting concrete. *Asian Journal of Civil Engineering*, v. 16, n. 7, p. 1025–1035, 2015.
- [11] GESOGLU, M. et al. Shear thickening intensity of self-compacting concretes containing rounded lightweight aggregates. *Construction and Building Materials*, v. 79, p. 40–47, 2015.
- [12] RESOLUÇÃO CONAMA 416 de 30 de Setembro de 2009. Disponível em: <http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=616>, acesso em 20 de agosto de 2016.
- [13] LAGARINHOS, C. A. F.; TENÓRIO, J. A. S.; Tecnologias Utilizadas para a Reutilização, Reciclagem e Valorização Energética de Pneus no Brasil, *Ciência e Tecnologia*, v. 18, n° 2, p. 106-118, 2008.
- [14] RESCHNER, K. Scrap Tire Recycling - A Summary of Prevalent Disposal and Recycling Methods, Berlim - Alemanha, 2008. Disponível em: <http://www.entire-engineering.de/>, acesso em 20 de agosto de 2016.
- [15] KHALIL, E.; ABD-ELMOHSEN, M.; ANWAR, A. M. Impact Resistance of Rubberized Self-Compacting Concrete. *Water Science*, v. 29, n. 1, p. 45–53, 2015.
- [16] NAJIM, K. B.; HALL, M. R. Mechanical and dynamic properties of self-compacting crumb rubber modified concrete. *Construction and Building Materials*, v. 27, n. 1, p. 521–530, 2012.
- [17] GANESAN, N.; BHARATI RAJ, J.; SHASHIKALA, A. P. Flexural fatigue behavior of self-compacting rubberized concrete. *Construction and Building Materials*, v. 44, p. 7–14, 2013.
- [18] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. Standard practice for selecting proportions for structural lightweight concrete- ACI 211.2-98, 2004.
- [19] TUTIKIAN, B. F. Método para dosagem de concretos autoadensáveis. Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2004.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15823: Requisitos para classificação, controle e aceitação do CAA no estado fresco. Rio de Janeiro, 2010.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9778: Concreto – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2009.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.
- [24] GUNEYISI, E.; GESOGLU, M.; BOOYA, E. Fresh properties of self-compacting cold bonded fly ash lightweight aggregate concrete with different mineral admixtures. *Materials and Structures*, v. 74, p. 17–24, 2015.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [26] SILVA, F. M.; GACHET BARBOSA, L. A.; LINTZ, R. C. C.; JACINTHO, A. E. P.G. A. Investigation on the properties of concrete tactile paving blocks made with recycled tire rubber. *Construction & Building Materials*, v. 91, p. 71-79, 2015.
- [27] ANGELIN, A. F.; ANDRADE, M. F. F.; BONATTI, R.; CECHE LINTZ, R. C.; GACHET-BARBOSA, L. A.; OSÓRIO, W. R. Effects of spheroid and fiber-like waste-tire rubbers on interrelation of strength-to-porosity in rubberized cement and mortars. *Construction & Building Materials*, v. 95, p. 525-536, 2015.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

Fresh and hardened properties of self-compacting concrete modified with lightweight and recycled aggregates

Propriedades no estado fresco e endurecido do concreto autoadensável modificado com agregados leves e reciclados



A. F. ANGELIN^a
andressa.angelin@pos.ft.unicamp.br

R. C. CECHE LINTZ^b
rosacclintz@ft.unicamp.br

L. A. G. BARBOSA^a
gachet@ft.unicamp.br

Abstract

A produção de concretos auto compactáveis de baixa massa específica tornou-se um grande desafio para a engenharia civil, principalmente quanto à dosagem e manutenção das resistências mecânicas. Nesse contexto, o objetivo deste trabalho foi analisar concretos autoadensáveis (CAA) produzidos com agregados leves e reciclados. Fixou-se as dosagens de sílica ativa, pó de pedra, pedrisco, argila expandida e superplastificante, variando-se a porcentagem do resíduo de borracha em 5% e 10%, em substituição ao agregado miúdo. As amostras foram submetidas aos ensaios de espalhamento, viscosidade, habilidade passante, resistências à compressão e à tração por compressão diametral e, massa específica. Verificou-se que os CAA produzidos apresentaram coesão e trabalhabilidade adequados, bem como atendem as condições normativas para uso em peças pré-moldadas e estruturais.

Keywords: self-compacting concrete, lightweight aggregate, recycled aggregate, fresh properties, mechanical strengths.

Resumo

The production of self-compacting concrete (SCC) with low density has become a major challenge for civil engineering, especially regarding the dosage and maintenance of mechanical strength. In this context, the objective of this work was to analyze self-compacting concrete (SCC) using lightweight and recycled aggregates. Fixed the additions of silica fume, stone dust, gravel, expanded clay and superplasticizer, varying the percentage of rubber waste by 5% and 10%, replacing the fine aggregate. The samples were subjected to spreading assays, viscosity, passing ability, compressive strength and tensile strength by diametrical compression and density. It was found that SCC produced had adequate cohesion and workability as well as meet the regulatory conditions for use in pre-cast and structural parts.

Palavras-chave: concreto autoadensável, agregado leve, agregado reciclado, propriedades no estado fresco, resistências mecânicas.

^a Technology Faculty, State University of Campinas, Limeira, SP, Brazil.

1. Introdução

A mecanização dos processos construtivos, como forma de acelerar os processos de produção e, como consequência, a produtividade de elementos pré-fabricados, tem incentivado estudos mais aprofundados do concreto leve autoadensável (CLA), sendo este, um material alternativo ao concreto convencional.

O concreto leve congrega baixa massa específica e manutenção das resistências mecânicas, podendo ser aplicado para fins estruturais, influenciando diretamente na economia com infraestrutura [1]. Destaca-se ainda que, o uso deste tipo de concreto ocasiona numa maior produtividade que o convencional, facilitando o transporte das peças durante a etapa de execução da obra.

Assim como o concreto leve, o concreto autoadensável (CAA) surgiu como uma alternativa ao convencional. De acordo com levantamentos já realizados [2, 3], a principal atratividade do seu uso é a facilidade de manuseio e aplicação, cuja habilidade de preencher os espaços existentes nas fôrmas e envolver as armaduras, se dá exclusivamente por meio da ação da gravidade, sem nenhuma interferência mecânica ou manual.

Ao se trabalhar com concretos mais fluidos, tem-se como consequência redução no tempo de manuseio e adensamento quando aplicados em elementos pré-fabricados, ocasionando na maior produtividade e menor custo final na operação de concretagem.

Os princípios mais importantes para manter as características do concreto autoadensável são o uso de superplastificantes, adições minerais, alto teor de materiais finos e argamassa, resultando em uma maior coesão e fluidez da pasta, porém, em contrapartida tem-se um concreto que absorve menos energia, ou seja, torna-se extremamente sensível à presença de trincas e micro trincas, comprometendo a integridade do material [4, 5].

Buscando minimizar este efeito, os concretos emborrachados, apresentam melhor capacidade ao amortecimento, devido ao aumento significativo da tenacidade e ductilidade [6]. Além de melhorar tal propriedade, o uso de borracha em concreto surge como uma solução alternativa para o descarte de pneus inservíveis, sendo uma opção inovadora com inúmeros benefícios.

Na composição dos CAA com agregados leves, adições minerais, geralmente oriundas de subprodutos industriais, apresentam grande atividade pozolânica, fato que garante maior coesão entre os componentes deste concreto [3]. Porém, dada à alta área superficial destas adições, faz-se necessário o uso de aditivos superplastificantes, a fim de maximizar a fluidez dos CAA sem comprometer a relação água/cimento [7].

Desta forma, fica evidente o mérito que se tem em desenvolver concretos autoadensáveis com agregados leves e reciclados, sendo uma linha de estudo moderna e, ainda, pouco explorada no campo técnico. Porém, este tipo de concreto, necessita atender requisitos específicos para sua aplicação, como alta fluidez, coesão, resistência à segregação no estado fresco, baixa massa específica e resistências mecânicas.

1.1 Concreto leve autoadensável (CLA)

O concreto leve autoadensável (CLA) é caracterizado pela alta trabalhabilidade sem apresentar o fenômeno de segregação e pela

alta durabilidade [8]. O sucesso para a produção deste concreto é a utilização de agregados leves, como a argila expandida, obtida por meio da expansão da argila e sua vitrificação em fornos rotativos.

O uso de argila expandida como agregado em CLA, aliado com adições minerais, principalmente sílica ativa, podem resultar em um concreto altamente viável e durável [1, 8, 9, 10]. A utilização destes agregados tem contribuído para o desenvolvimento sustentável através da conservação de energia, maximizando a eficiência estrutural e vida útil de elementos pré-moldados, reduzindo custos com transporte, devido à sua baixa massa específica [4].

Porém, como já observado em outras pesquisas [1, 4], há uma perda de capacidade de trabalho associada com a alta absorção de água pelos agregados leves, influenciando diretamente nas propriedades do CLA, principalmente no estado fresco. Portanto, deve-se ocorrer a pré-saturação desses agregados, a fim de resolver este problema, sendo, o mais usual, o método de imersão em água, realizado por um período de 24 horas antes da produção dos concretos.

O uso da argila expandida, principalmente de maior dimensão, no CAA, ocasiona maior rolamento entre as partículas durante a realização dos ensaios no estado fresco, devido à sua forma mais arredondada e superfície vítrea, em comparação com agregados convencionais [1, 8, 9, 10, 11]. Além disso, os concretos autoadensáveis que incorporaram agregados com formato arredondado, necessitam de menos cimento e água para alcançar adequada trabalhabilidade e coesão das suas misturas [11].

Outra característica importante na formulação dos CLA é a distribuição granulométrica de seus agregados. Alguns autores salientam em seus trabalhos o uso de granulometrias graúdas e miúdas de argila expandida, de maneira que a fluidez e o espalhamento sejam melhorados, por meio do melhor empacotamento dos grãos, preenchendo os vazios existentes [1, 8].

Recentes estudos [8, 11] tem adicionado sílica ativa nas misturas de concreto autoadensável e, observou-se que, devido ao seu tamanho micrométrico, fornecem um elevadíssimo aumento da coesão e fluidez neste tipo de concreto, principalmente quando utilizados agregados especiais, como a argila expandida.

Tais benefícios ressaltam a importância de desenvolver projetos com o uso de CLA, pois, além de apresentarem as principais características do concreto autoadensável, como fluidez e trabalhabilidade, possuem excelente resistência à segregação, baixa massa específica, manutenção das propriedades mecânicas e durabilidade no estado endurecido.

1.2 Concreto autoadensável com borracha

Uma solução alternativa para o descarte de pneus inservíveis é sua incorporação em misturas de concreto, pois é uma opção inovadora com benefícios ambientais, econômicos e de desempenho, desde que realizadas na granulometria e porcentagens adequadas [7].

Os pneus usados que possuem a carcaça em boas condições podem ser reformados e reutilizados. Segundo a resolução CONAMA 416/2009 [12], os processos de reformas podem ser caracterizados por recapagem, processo pelo qual o pneu usado é reformado pela substituição de sua banda de rodagem; recauchutagem, processo

pelo qual um pneu usado é reformado pela substituição de sua banda de rodagem e dos ombros e; remoldagem, processo pelo qual um pneu usado é reformado pela substituição de sua banda de rodagem, ombros e toda a superfície de seus flancos. Na recapagem e recauchutagem, por meio da raspagem da camada a ser reformada, são gerados resíduos em forma de fibras e pó de borracha, granulometrias bastante usadas em matrizes cimentícias como agregado [13]. No processo de reciclagem, o pneu inservível é triturado e reduzido em partículas menores. A trituração pode ser feita a temperatura ambiente ou por meio do processo criogênico. Em temperatura ambiente os pneus primeiramente são transformados em lascas de 50 mm, posteriormente essas lascas vão para o triturador e são reduzidas a 10 mm, neste processo é removida parte do aço e, depois do triturador, o restante do aço é removido magneticamente [14]. Embora haja uma demanda para a borracha triturada de 10 mm, a

maioria das aplicações na construção civil pedem granulometrias mais finas, no intervalo de 2 a 0,84 mm. Por esta razão as empresas de moagem realizam consecutivas triturações [14].

A presença da borracha como agregado reduz algumas propriedades mecânicas do concreto, por isso porcentagens acima 30% de substituições, não são recomendadas [15]. Esta queda de resistência ocorre devido à fraca ligação entre a partícula de borracha e a matriz de cimento e, também, pela granulometria grosseira da borracha, deixando o concreto mais frágil [2, 3].

Além dos limites de substituições dos agregados convencionais pelo resíduo de borracha, outro aspecto importante na formulação do concreto autoadensável emborrachado é a distribuição granulométrica de seus agregados [3, 16]. Assim como observado nos CLA com argila expandida, a partir do uso de granulometrias graúdas e miúdas, há um melhor empacotamento dos grãos,

Tabela 1

Caracterização dos materiais

Componente	Cimento	Areia	Borracha	Pó de pedra	Pedrisco	Argila expandida
Elemento químico (%)						
C	-	-	91,50	-	-	-
Zn	-	-	3,50	-	-	-
O	-	-	3,30	-	-	-
S	-	-	1,20	-	-	-
Na	-	-	0,20	-	-	-
Ca	-	-	0,10	-	-	-
Composição química (%)						
CaO	63,33	-	-	-	-	-
SiO ₂	19,19	-	-	-	-	-
Al ₂ O ₃	5,15	-	-	-	-	-
Fe ₂ O ₃	2,80	-	-	-	-	-
MgO	0,92	-	-	-	-	-
L.O.I.	3,97	-	-	-	-	-
I.R.	0,48	-	-	-	-	-
Propriedades físicas						
Massa específica (g x cm ⁻³)	3,11	2,63	1,14	2,76	2,96	1,15
Massa unitária (g x cm ⁻³)	-	1,57	0,35	1,56	1,50	0,62
Dimensão máxima (mm)	-	2,40	4,80	4,80	9,50	9,50
Módulo de finura	-	1,60	3,49	3,07	5,36	5,50
Nota: L.O.I. = Lost on ignition; I.R. = Insoluble residue.						

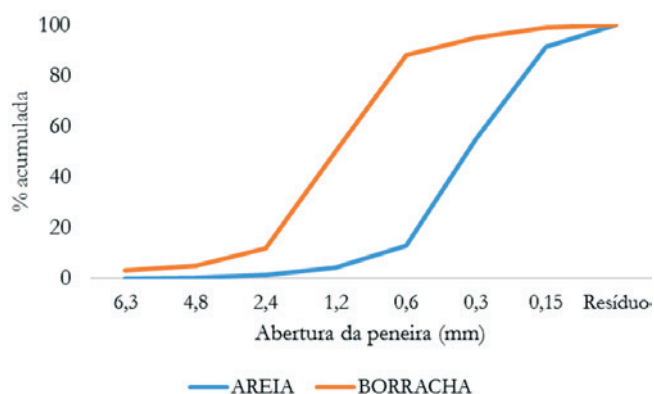


Figura 1
Curva granulométrica da areia e borracha

preenchendo os vazios existentes, aumentando a durabilidade do concreto.

Após a adição de partículas de borracha, estudos realizados indicaram uma diminuição notável nas propriedades de rigidez e de resistência dos concretos. Apesar da redução dessas propriedades, os compósitos atenderam aos requisitos normativos, além de apresentarem aumento significativo da tenacidade e ductilidade, bem como uma melhor capacidade de amortecimento. Em contrapartida, a utilização deste agregado agrava significativamente a penetração de íons cloreto através de concreto, porém, a partir de adições minerais, esse efeito pode ser diminuído, pois os vazios existentes são preenchidos [6].

Concretos autoadensáveis com borracha exigem uma maior quantidade de superplastificante em suas misturas quando comparado ao concreto autoadensável convencional, pois as partículas de borracha apresentam superfície rugosa, o que acarreta no aumento da coesão, mas diminui drasticamente a trabalhabilidade [2]. Valores de coeficiente de amortecimento de vibrações e frequência, dados pelo módulo dinâmico, são de grande importância em aplicações estruturais. Aperfeiçoá-lo significa melhorar a confiabilidade em termos de riscos naturais, carga acidental ou hidrostática e fragmentações. Concretos produzidos com resíduos de pneus inservíveis apresentam retardamento quanto ao surgimento de microfissu-

Tabela 2
Absorção de água da argila expandida

Tempo	Absorção de água (%)
	CINEXPAN 1506
1 min	0,67
5	1,50
10	2,00
30	3,10
1 hora	3,83
2	4,33
6	5,50
1 dia	7,50

ras na matriz, reduzindo taxas de encolhimento, sendo capazes de absorver mais energia que os CAA convencionais [5, 13, 14].

Estudos recentes, a fim de compensar os baixos valores em algumas propriedades mecânicas do CAA, realizaram um pré-tratamento das partículas de borracha por meio de soluções de polímeros sintéticos hidrossolúveis, o qual se mostrou eficiente, pois os resultados mecânicos foram aprimorados [2, 3].

De acordo com os resultados encontrados na literatura [12], foi determinado que a adição do agregado de borracha em CAA aumenta a resistência ao impacto, sendo esse aumento proporcional à quantidade adicionada de borracha. Concreto autoadensável com borracha, como reportado por diversos autores, absorve mais energia, isolando melhor as ondas sonoras [5, 16, 17]. Portanto, o concreto autoadensável com borracha pode ser aplicado em elementos pré-moldados que requerem alta ductilidade, aliando alta fluidez e manutenção dos esforços mecânicos, características que não são mantidas em concretos autoadensáveis convencionais.

Devido a tais aspectos, o objetivo deste trabalho foi estudar o desempenho de concretos autoadensáveis produzidos com argila expandida e resíduo de borracha de pneus inservíveis, proveniente do processo de recauchutagem. Elaboraram-se traços com dosagens fixas de sílica ativa, pó de pedra, pedrisco, argila expandida e superplastificante, variando-se a porcentagem do resíduo de borracha em 5% e 10%, em substituição a areia. As amostras produzidas foram submetidas, no estado fresco, aos ensaios de espalhamento, viscosidade e habilidade passante. No estado endurecido realizaram-se os ensaios de resistências à compressão e à tração por compressão diametral, bem como a massa específica.

2. Materiais e programa experimental

Para alcançar os objetivos deste trabalho, foram selecionados os materiais para preparo dos concretos, os quais foram caracterizados antes do cálculo dos traços e produção das misturas. Após sua produção, os concretos foram submetidos aos ensaios no estado fresco e, após o processo de cura, aos ensaios mecânicos e de massa específica. Tais procedimentos as seguiram recomendações normativas e foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção da Faculdade de Tecnologia da Universidade Estadual de Campinas.

2.1 Materiais

Foi utilizado cimento Portland de alta resistência inicial, o qual garante elevadas resistências com maior velocidade e, sílica ativa que garante maior coesão às misturas. Como agregado miúdo natural utilizou-se areia quartzosa fina e, como seu substituto parcial, empregou-se o resíduo de borracha de pneus inservíveis, proveniente do processo de recauchutagem. Como material fino adotou-se o pó de pedra, que tem como finalidade o aumento da fluidez das misturas. Pedrisco e argila expandida foram utilizados como agregado graúdo. Um plastificante a base de éter policarboxílico foi usado para garantir trabalhabilidade nas misturas de concreto. A caracterização do cimento, areia, borracha, pó de pedra, pedrisco e argila são apresentadas na Tabela 1. A Figura 1 mostra a curva granulométrica da areia e da borracha.

O superplastificante utilizado exibiu densidade de 1,19 g x cm⁻³, pH = 6, teor de sólidos de 30% e viscosidade inferior a 150 cps,

enquanto a sílica ativa apresentou massa específica de 2,21 g x cm⁻³. A fim de entender o processo de absorção da argila expandida, executou-se o ensaio de absorção de água e, os resultados estão apresentados na Tabela 2.

2.2 Dosagem e produção dos concretos

Amostras de concreto foram preparadas incorporando 0%, 5% e 10% de resíduo de borracha, em substituição ao agregado miúdo, seguindo as recomendações propostas pelo ACI 211.2-98 [18] e por Tutikian [19]. As dosagens foram realizadas com a finalidade de garantir valores de trabalhabilidade em torno de 560 mm (+/- 10 mm), massa específica em torno de 2000 kg/m³ e resistência à compressão acima de 20 MPa aos 28 dias de idade. A relação água/cimento utilizada para todas as misturas foi de 0,68. As identificações das amostras foram CR para a mistura de referência e, C5 e C10 para as misturas contendo 5% e 10% de resíduo de borracha. A proporção das misturas encontra-se na Tabela 3.

Por apresentar uma alta absorção, a argila expandida permaneceu imersa em água durante 24 horas, antes da produção dos concretos. Conforme observado na Tabela 2 e relatado por outros autores [1, 4], por se tratar de um material poroso, a argila expandida pode comprometer a quantidade de água disponível para a hidratação do cimento, sendo assim, para compensar este efeito, recomenda-se o procedimento de umedecimento prévio deste material.

Foi misturado em uma betoneira de eixo inclinado, previamente umedecida, o agregado graúdo convencional e a argila expandida (1 minuto), em seguida, a água e o cimento Portland de alta resistência inicial (3 minutos), seguido do pó de pedra, areia e sílica ativa (3 minutos). Logo após introduziu-se o aditivo superplastificante, ocorrendo uma nova mistura por 3 minutos. O processo de produção dos concretos C5 e C10 ocorreu de forma análoga ao utilizado para a confecção do concreto de referência, sendo, a borracha, introduzida após a areia.

As amostras foram colocadas em moldes e recobertas por uma película polimérica a fim de evitar perda de água para o meio. Após 24 h as amostras foram desformadas e submetidas à cura úmida (Temperatura = 25°C e Umidade relativa do ar = 80%) por um período de 7 e 28 dias, para posterior realização dos ensaios no estado endurecido.

2.3 Ensaios no estado fresco

Os ensaios realizados para caracterizar o concreto autoadensável diferenciam-se do convencional apenas quanto ao estado fresco,

que determinam de forma direta e indireta os parâmetros reológicos fundamentais do concreto, tais como tensão de escoamento e viscosidade. Segundo a ABNT NBR 15823:2010 [20], três parâmetros principais devem ser caracterizados nos CAA, que são:

- fluidez e escoamento (SF) – Ensaio de espalhamento: o valor de espalhamento, medido por meio do ensaio *slump flow* é especificado para todos os CAA como um ensaio primário, esboçando indicações da fluidez e habilidade de preenchimento das fôrmas em fluxo livre. A fluidez é definida como sendo a capacidade do concreto de fluir livremente sem segregar. O equipamento utilizado é o mesmo adotado no ensaio de determinação da consistência para o concreto convencional, o molde tronco-cone. O adensamento do concreto dentro do molde, devidamente posicionado sobre o centro de uma base plana, se dá exclusivamente pela força da gravidade. Após o preenchimento, o molde é levantado e o concreto flui livremente. O resultado do ensaio é a média de dois diâmetros perpendiculares do círculo formado pela massa de concreto.
- viscosidade plástica aparente (VF ou VS) – Ensaio do Funil “V”: a viscosidade é uma propriedade relacionada à sua consistência no estado fresco e influencia a resistência deste ao escoamento. Quanto maior a viscosidade do concreto, maior a sua resistência ao escoamento, fazendo com que seu deslocamento dentro da fôrma ocorra de forma mais lenta. A ABNT NBR 15823:2010 especifica uma avaliação qualitativa da viscosidade do concreto por meio do tempo de escoamento do CAA em ensaios que medem sua habilidade em fluir e, por isso, é chamada de viscosidade plástica aparente. Assim como o *slump flow test*, o ensaio do Funil “V” também serve como parâmetro de medida da fluidez do concreto, que envolve uma avaliação qualitativa da viscosidade aparente do concreto, em fluxo confinado, a partir do registro do tempo que o concreto leva para escoar neste equipamento. Esta medida consiste em cronometrar o tempo que o concreto leva para escoar totalmente através de um equipamento em forma de V.
- habilidade passante (PL ou PJ) – Ensaio da Caixa “L”: esta propriedade informa sobre a capacidade do concreto fresco fluir, sem perder a uniformidade ou causar bloqueio através de espaços confinados e aberturas estreitas, como áreas de alta densidade de armadura e embutidos. O ensaio utilizando a Caixa “L”, previsto na parte 4 da ABNT NBR 15823:2010, mede a habilidade passante, sob fluxo confinado, por meio da razão entre as alturas H2 e H1 da superfície do concreto nas extremidades posterior e anterior da câmara horizontal, respectivamente, após aberta a grade de separação entre os compartimentos. A ABNT NBR 15823:2010

Tabela 3

Quantidade dos materiais, em proporção

Traço	Cimento	Sílica	Areia	Pó de borracha	Pó de pedra	Pedrisco	C1506	SPA	Relação a/c	Teor de argamassa (%)
CR	1	0,1	1,81	0	1,56	1,95	0,02	0,008	0,68	0,69
C5			1,77	0,04				0,008		
C10			1,73	0,08				0,008		

classifica o CAA no estado fresco em função dos parâmetros apresentados e, recomenda a correlação dessa classificação com a aplicação do concreto em campo, como exemplifica a Tabela 4.

Segundo as prescrições normativas, os procedimentos de ensaios para a aceitação do CAA no estado fresco devem ser baseados, no mínimo, na comprovação das propriedades de fluidez e viscosidade,

Tabela 4

Classes de espalhamento, viscosidade plástica aparente e habilidade passante do CAA em função da sua aplicação

Propriedades - Ensaios	Classes	Aplicação	Exemplo
Espalhamento (Slump-flow) (mm)	SF 1: 550 to 650	Estruturas não armadas ou com baixa taxa de armadura e embutidos, cuja concretagem é realizada a partir do ponto mais alto com deslocamento livre; Concreto auto adensável bombeado; Estruturas que exigem um curto espalhamento horizontal do concreto auto adensável.	Lajes, revestimento de túneis, estacas e certas fundações profundas.
Espalhamento (Slump-flow) (mm)	SF 2: 660 to 750	Adequada para a maioria das aplicações correntes.	Paredes, vigas, pilares e outras.
Espalhamento (Slump-flow) (mm)	SF 3: 760 to 850	Estruturas com alta densidade de armadura e/ou de forma arquitetônica complexa, com o uso de concreto com agregado graúdo de pequenas dimensões (menor que 12,5 mm).	Pilares-parede, paredes diafragma e pilares.
Propriedades - Ensaios	Classes	Aplicação	Exemplo
Viscosidade plástica aparente (Funil "V") (s)	VF 1: < or = 8	Adequado para elementos estruturais com alta densidade de armadura e embutidos, mas exige controle da exsudação e da segregação; Concretagens realizadas a partir do ponto mais alto com deslocamento livre.	Lajes, paredes diafragma, pilares-parede, indústria de pré-moldados e concretos aparentes.
Viscosidade plástica aparente (Funil "V") (s)	VF 2: 9 to 25	Adequado para a maioria das aplicações correntes; Apresenta efeito tixotrópico que acarreta menor pressão sobre as fôrmas e melhor resistência à segregação; Efeitos negativos podem ser obtidos com relação à superfície de acabamento (ar aprisionado), no preenchimento de cantos e suscetibilidade a interrupções ou demora entre sucessivas camadas.	Vigas, pilares e outras.
Propriedades - Ensaios	Classes	Aplicação	Exemplo
Habilidade passante (Caixa "L") (H2/H1)	PJ 1: > ou = 0,80, com 3 barras de aço	Adequada para elementos estruturais com espaçamentos de armadura de 80 a 100 mm; Adequada para a maioria das aplicações correntes.	Lajes, painéis, elementos de fundação, vigas, pilares, tirantes, indústria de pré-moldados.

Tabela 5

Resultados dos ensaios no estado fresco

Traço	Slump flow test (mm)	Mínimo exigido pela norma brasileira	Caixa "L" (H2/H1)	Mínimo exigido pela norma brasileira	Funil "V" (s)	Mínimo exigido pela norma brasileira
CR	570	> 550	1,00	> 0,80	4	< 8
C5	550		0,85		5	
C10	550		0,80		7	

avaliadas pelo ensaio de espalhamento para cada betonada. A referida norma ressalta, ainda, que seus procedimentos se aplicam ao concreto com massa específica normal (de 2000 a 2800 kg/m³), devendo ser avaliada, de forma individualizada, a aplicabilidade dos requisitos estabelecidos para o CAA com inclusão intencional de ar, agregados leves, agregados pesados e fibras. Diante do exposto, pode-se concluir que os parâmetros não podem ser considerados de forma isolada, pois todas as propriedades no estado fresco são interdependentes.

2.4 Ensaios no estado endurecido

Os valores de massa específica foram determinados segundo as prescrições da ABNT NBR 9778:2009 [21], para concretos com 28 dias de idade, utilizando-se corpos-de-prova com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Foram moldados 3 corpos-de-prova para cada mistura de concreto desenvolvida. Este ensaio foi realizado no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Faculdade de Tecnologia da UNICAMP, seguindo as etapas abaixo:

- imersão das amostras em água a 20°C e, realização das medições em uma balança hidrostática (m_i);
- em seguida, secaram-se as amostras em uma estufa a 105°C e, após a remoção da estufa, as amostras foram resfriadas a temperatura ambiente para posterior determinação da massa seca em estufa (m_s).

Após obter as massas mencionadas acima, foi possível calcular a massa específica das amostras por meio da seguinte equação:

$$\text{Density} = m_s / m_s - m_i \quad (1)$$

onde: ME é a massa específica, m_s é a massa seca da amostra e m_i é a massa imersa da amostra.

As resistências à compressão e à tração dos concretos foram determinadas segundo as prescrições da ABNT NBR 5739:2007 [22] e ABNT NBR 7222:2011 [23], respectivamente. Foram utilizados corpos-de-prova cilíndricos, com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, nas idades de 7 e 28 dias. Para cada dosagem foram moldados 10 corpos-de-prova a fim de serem ensaiados à compressão e, 6 corpos-de-prova para serem ensaiados à tração; sendo ensaiados no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Faculdade de Tecnologia da UNICAMP.

3. Resultados e discussões

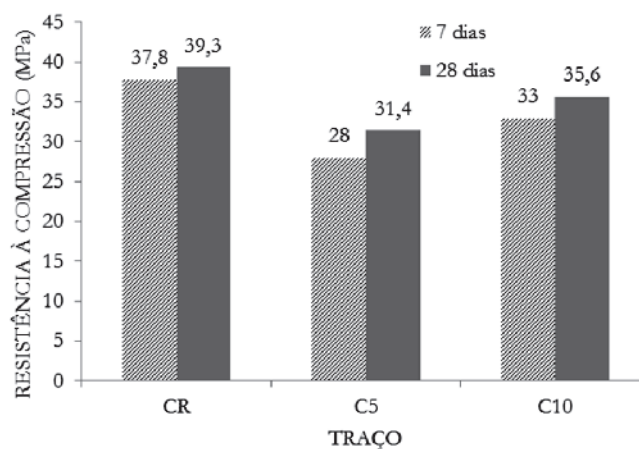
3.1 Ensaios no estado fresco

Os ensaios de fluidez, viscosidade e habilidade passante foram

realizados para os concretos produzidos nesta pesquisa e, os resultados foram comparados com os valores especificados pela norma brasileira vigente [20]. A Tabela 5 mostra os resultados dos ensaios no estado fresco dos CAA produzidos com argila expandida e resíduo de borracha de pneus inservíveis.

Observou-se, para todos os traços, que os valores de fluidez (*slump flow test*) atingiram o nível de auto adensibilidade especificado para a classe SF1, podendo ser utilizados em lajes, revestimento de túneis, estacas e fundações. O CR apresentou maior fluidez, garantida pelo uso da argila expandida, que C5 e C10, ou seja, o resíduo de borracha aumenta a tensão de escoamento no concreto. Isto ocorre devido à superfície rugosa e antiaderente da borracha, que corrobora para uma diminuição do espalhamento das misturas [2, 3, 6]. Entretanto, devido ao proporcionamento dos materiais e distribuição granulométrica adequados houve uma manutenção da coesão de todas as misturas, as quais não apresentaram o fenômeno de segregação dos seus agregados.

As medidas encontradas na caixa "L", que simula a capacidade do concreto fresco fluir através de espaços confinados e estreitos, qualificam os concretos como sendo classe PJ1, em equipamento composto por 3 barras de aço. Esta classe de CAA é adequada para uso em elementos estruturais com espaçamentos entre as armaduras de 80 a 100 mm. Suas aplicações podem ocorrer em painéis, vigas, pilares, tirantes, entre outros elementos pré-moldados.

**Figura 2**

Resistência à compressão, com relação ao tempo de cura

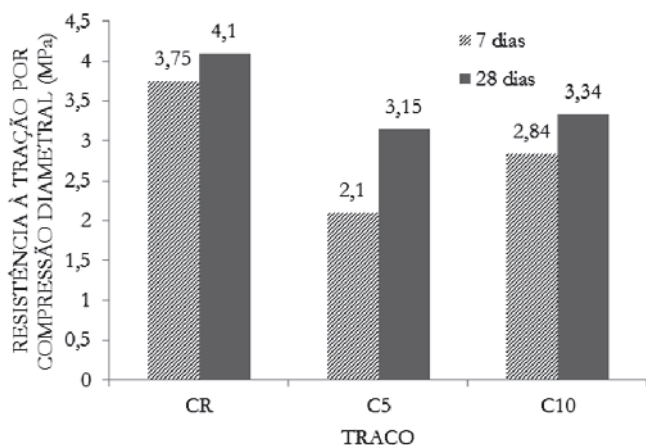


Figura 3
Resistência à tração por compressão diametral, com relação ao tempo de cura

Quanto aos resultados obtidos no ensaio utilizando o funil “V”, todos os concretos foram classificados como VF1, por apresentarem tempo de escoamento inferior a 8 segundos; ou seja, é adequado para uso em elementos estruturais com alta densidade de armadura, porém, exige-se um controle da exsudação e segregação dos seus agregados. Observou-se que o traço de referência apresentou menor viscosidade, ou seja, o tempo de escoamento no funil “V” foi menor. Em contrapartida, os traços C5 e C10 exibiram maior viscosidade devido ao incremento da borracha nas misturas. A partir dos resultados obtidos nos ensaios no estado fresco, observou-se que o uso da argila expandida como agregado graúdo provoca um maior efeito de rolamento no concreto, garantindo a fluidez desejada. Isto ocorre devido ao formato arredondado e superfície vítrea da argila expandida, em comparação com os agregados graúdos convencionais, fato também observado por outros autores [1, 8-11]. Além disso, observou-se que o uso da sílica ativa nas misturas proporcionou coesão adequada. Isto se dá ao tamanho micrométrico e a alta atividade pozzolânica da adição mineral utilizada, fatos que corroboram para a estabilidade dos agregados no CAA, garantindo que não ocorresse o fenômeno de segregação [8, 11, 24].

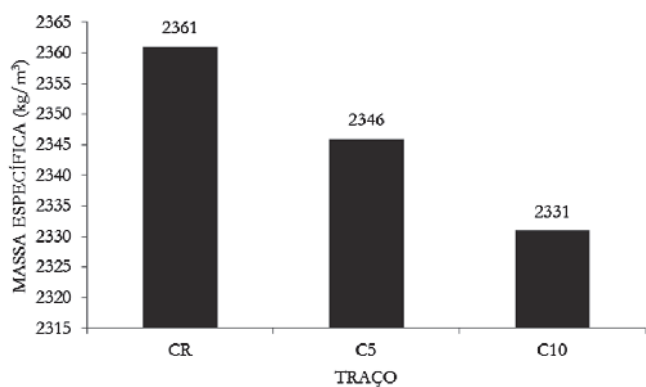


Figura 4
Massa específica aos 28 dias

3.2 Ensaios no estado endurecido

Os valores da resistência à compressão encontram-se na Figura 2. Todas as misturas apresentaram, tanto aos 7 como aos 28 dias, valores de resistência à compressão maiores que 20 MPa, valor mínimo exigido pela ABNT NBR 6118:2014 [25] para concretos estruturais, fato atribuído, principalmente, ao uso da sílica ativa que apresenta alta atividade pozzolânica, contribuindo para a manutenção das resistências mecânicas em matrizes cimentícias [9, 10]. A partir dos resultados observados na Figura 2, notou-se que houve uma queda de resistência à compressão do CR para o C5 de aproximadamente 23%. Ao contrário do que foi observado nos traços CR e C5, houve um acréscimo da resistência à compressão do C5 para o C10 em torno de 15%. Este fenômeno demonstra que houve um melhor empacotamento do resíduo de borracha quando a substituição foi de 10%, ou seja, na substituição de 5% a borracha não se distribui com uniformidade no concreto, causando a queda da resistência, devido ao baixo valor de módulo de elasticidade do agregado polimérico e dos vazios causados oriundos do arraste de ar, que não são preenchidos [26, 27]. Quando a borracha é distribuída uniformemente, há, também, uma absorção uniforme de energia mecânica no concreto, aumentando, assim, a resistência à compressão; entretanto, quando há uma adição excessiva de borracha, suas partículas passam a ser o ponto menos resistente do concreto, pois apresenta uma fraca ligação com a matriz de cimento devido a sua granulometria grosseira e antiaderente [3, 26, 27].

Os valores da resistência à tração por compressão diametral, aos 7 e 28 dias de idades, são mostrados na Figura 3. Assim como observado no ensaio de resistência à compressão, os valores obtidos quanto à tração por compressão diametral, apresentou uma queda do CR para o C5 em torno de 33% e, um acréscimo de 19% do C5 para o C10. Alguns pesquisadores [3, 13], também observaram que para granulometrias menores de borracha, as resistências mecânicas tendem a aumentar em comparação às granulometrias maiores, devido à melhor distribuição dos agregados e preenchimento dos poros do concreto, melhorando significativamente a qualidade da zona de transição.

Com a finalidade de classificar os concretos produzidos como leves realizou-se o ensaio de massa específica, cujos valores encontram-se na Figura 4. A partir dos valores apresentados pode-se observar que há uma diminuição da massa específica dos concretos conforme aumento da quantidade de borracha nas misturas, isto ocorre devido à baixa densidade e à formação de uma película de ar ao redor da borracha [3, 28, 29]. Entretanto, nenhuma das misturas pode ser classificada como concreto leve, pois, segundo a ABNT NBR 8953:2015 [30], esse valor deve ser igual ou inferior a 2000 kg/m³. Apesar de apresentarem massas específicas menores que os agregados convencionais, a quantidade de argila expandida e de borracha utilizadas nesta pesquisa não contribuiu para a produção de peças leves, de acordo com as prescrições normativas.

4. Conclusões

- A metodologia utilizada para a dosagem dos concretos se mostrou eficiente, não apresentando os fenômenos de segregação e exsudação;

- Todas as misturas apresentaram coesão e consistência adequadas para o manuseio e moldagem, além da manutenção da trabalhabilidade;
- De acordo com os resultados obtidos nos ensaios no estado fresco, todos os concretos produzidos nesta pesquisa podem ser caracterizados como autoadensáveis;
- Houve uma queda de resistência mecânica do CR para o C5, porém, houve um acréscimo do C5 para o C10;
- Para as dosagens desenvolvidas nesta pesquisa, o melhor empacotamento dos grãos de borracha ocorreu no traço C10, pois apresentaram melhores valores de resistência mecânica;
- Quanto aos valores de massa específica, todos os traços apresentaram valores acima de 2000 kg/m³, ou seja, os concretos produzidos não podem ser caracterizados como leves.

5. Agradecimentos

As autoras agradecem a CAPES, pela bolsa de doutorado concedida e, as empresas Cinexpan, Tecnosil e Basf, pelos materiais doados para a realização desta pesquisa.

6. Referências bibliográficas

- [1] BOGAS, J. A.; GOMES, A.; PEREIRA, M. F. C. Self-compacting lightweight concrete produced with expanded clay aggregate. *Construction and Building Materials*, v. 35, p. 1013–1022, 2012.
- [2] KARAHAN, O. et al. Fresh, Mechanical, Transport and Durability Properties of Self-Consolidating Rubberized Concrete. *ACI Materials Journal*, v. 109, 2013.
- [3] YUNG, W. H.; YUNG, L. C.; HUA, L. H. A study of the durability properties of waste tire rubber applied to self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, v. 41, p. 665–672, 2013.
- [4] KWASNY, J. et al. Influence of the Type of Coarse Lightweight Aggregate on Properties of Semi-Lightweight Self-Consolidating Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, December, p. 455, 2012.
- [5] RAHMAN, M. M.; USMAN, M.; AL-GHALIB, A. A. Fundamental properties of rubber modified self-compacting concrete (RMSCC). *Construction and Building Materials*, v. 36, p. 630–637, 2012.
- [6] GESOLU, M.; GUNEYISI, E. Permeability properties of self-compacting rubberized concretes. *Construction and Building Materials*, v. 25, n. 8, p. 3319–3326, 2011.
- [7] RAJ, B.; GANESAN, N.; SHASHIKALA, A. P. Engineering properties of self-compacting rubberized concrete. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, v. 30, n. 23, p. 1923–1930, 2011.
- [8] LOTFY, A.; HOSSAIN, K. M. A.; LACHEMI, M. Lightweight Self-consolidating Concrete with Expanded Shale Aggregates: Modelling and Optimization. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, v. 9, n. 2, p. 185–206, 2015.
- [9] JURADIN, S.; BALOEVI, G.; HARAPIN, A. Experimental testing of the effects of fine particles on the properties of the self-compacting lightweight concrete. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2012.
- [10] GOPI, R. et al. Light expanded clay aggregate and fly ash aggregate as self-curing agents in self-compacting concrete. *Asian Journal of Civil Engineering*, v. 16, n. 7, p. 1025–1035, 2015.
- [11] GESOGLU, M. et al. Shear thickening intensity of self-compacting concretes containing rounded lightweight aggregates. *Construction and Building Materials*, v. 79, p. 40–47, 2015.
- [12] RESOLUÇÃO CONAMA 416 de 30 de Setembro de 2009. Disponível em: <http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=616>, acesso em 20 de agosto de 2016.
- [13] LAGARINHOS, C. A. F.; TENÓRIO, J. A. S.; Tecnologias Utilizadas para a Reutilização, Reciclagem e Valorização Energética de Pneus no Brasil, *Ciência e Tecnologia*, v. 18, n° 2, p. 106-118, 2008.
- [14] RESCHNER, K. Scrap Tire Recycling - A Summary of Prevalent Disposal and Recycling Methods, Berlim - Alemanha, 2008. Disponível em: <http://www.entire-engineering.de/>, acesso em 20 de agosto de 2016.
- [15] KHALIL, E.; ABD-ELMOHSEN, M.; ANWAR, A. M. Impact Resistance of Rubberized Self-Compacting Concrete. *Water Science*, v. 29, n. 1, p. 45–53, 2015.
- [16] NAJIM, K. B.; HALL, M. R. Mechanical and dynamic properties of self-compacting crumb rubber modified concrete. *Construction and Building Materials*, v. 27, n. 1, p. 521–530, 2012.
- [17] GANESAN, N.; BHARATI RAJ, J.; SHASHIKALA, A. P. Flexural fatigue behavior of self-compacting rubberized concrete. *Construction and Building Materials*, v. 44, p. 7–14, 2013.
- [18] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. Standard practice for selecting proportions for structural lightweight concrete- ACI 211.2-98, 2004.
- [19] TUTIKIAN, B. F. Método para dosagem de concretos autoadensáveis. Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2004.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15823: Requisitos para classificação, controle e aceitação do CAA no estado fresco. Rio de Janeiro, 2010.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9778: Concreto – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2009.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.
- [24] GUNEYISI, E.; GESOGLU, M.; BOOYA, E. Fresh properties of self-compacting cold bonded fly ash lightweight aggregate concrete with different mineral admixtures. *Materials and Structures*, v. 74, p. 17–24, 2015.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [26] SILVA, F. M.; GACHET BARBOSA, L. A.; LINTZ, R. C. C.; JACINTHO, A. E. P.G. A. Investigation on the properties of

- concrete tactile paving blocks made with recycled tire rubber. *Construction & Building Materials*, v. 91, p. 71-79, 2015.
- [27] ANGELIN, A. F.; ANDRADE, M. F. F.; BONATTI, R.; CECHE LINTZ, R. C.; GACHET-BARBOSA, L. A.; OSÓRIO, W. R. Effects of spheroid and fiber-like waste-tire rubbers on interrelation of strength-to-porosity in rubberized cement and mortars. *Construction & Building Materials*, v. 95, p. 525-536, 2015.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.

Attenuation of sound radiation in concrete structure through the reduction of mechanical vibration

Atenuação de radiação sonora em estrutura de concreto através da redução de vibração mecânica

R. V. DE HOLANDA ^a
ricardo.holanda@ifg.edu.br

M. A. V. DUARTE ^b
mvduarte@mecanica.ufu.br

M. A. B. C. BADAN ^a
mabcbadan@gmail.com

J. L. DE O. PENA ^a
pena.jlo@gmail.com

R. C. ROSA ^a
engcanedorosa@gmail.com

Abstract

The efficiency of sound irradiance in structure has direct relation with its vibratory movement. Dynamic vibration absorbers (DVAs) are a low cost viable option for reducing vibrations in passive structures. Secondary systems attached to the primary system (structure) in order to reduce vibration. In this work it was used an experimental modal analysis procedure (EMA) for vibratory responses through impulsive excitations to determine the natural frequencies and the location of points suitable for attachment of DVAs in a concrete beam. Later it was designed and built DVAs to reduce vibration in a frequency band where the response of the human auditory system is more sensitive. The best project configuration for DVAs was evaluated for sensitivity thereof with respect to the change of the loss factor of the viscoelastic material used. Obtained reduction of more than 36% over the considered frequency band and over 70% in the region of the resonance frequency in which the DVAs were tuned.

Keywords: dynamic vibration absorber, experimental modal analysis.

Resumo

A eficiência da irradiação sonora em estrutura possui relação direta com seu movimento vibratório. Absorvedores dinâmicos de vibrações (ADVs) são uma opção viável de baixo custo para redução de vibrações em estruturas de forma passiva. São sistemas secundários fixados ao sistema primário (estrutura) com propósito de reduzir as vibrações do sistema primário. Neste trabalho foi utilizado um procedimento de Análise Modal Experimental (AME) para obter experimentalmente as frequências naturais e a localização dos pontos adequados para fixação dos ADVs em uma viga de concreto. Posteriormente, foram projetados e construídos ADVs para redução de vibração em uma banda de frequência onde a resposta do sistema auditivo humano é mais sensível. A melhor configuração de projeto para os ADVs foi avaliada quanto à sensibilidade dos mesmos com relação à alteração do fator de perda do material viscoelástico utilizado. Obteve-se redução superior a 36% ao longo da banda de frequência considerada, e superior a 70 % na região da frequência de ressonância na qual os ADVs estavam sintonizados.

Palavras-chave: absorvedor dinâmico de vibração, análise modal experimental.

^a Instituto Federal de Goiás, Campus Goiânia, Departamento de Engenharia Mecânica, Goiânia, GO, Brasil;
^b Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Mecânica, Uberlândia, MG, Brasil.

1. Introduction

The construction industry has reduced its costs through the adoption of some principles of management and standardization of components and processes, allied to the use of calculation procedures, where structural parameters that reproduce more accurately the loads, the characteristics of the materials and processes employed, resulting in lighter and leaner structures were used.

Concrete structures made according to these principles are an important factor in the technological evolution, as it entails reducing costs, due to the shorter execution time, lower volume of materials used and improvement of environmental indicators due to less generation of debris. However, the lower volume of material, leads to lower rates of vibration absorption which has caused acoustic discomfort to the residents of the buildings. Batista; Varela [1] observed the existence of high levels of vibration in slabs of residential buildings, causing acoustic discomfort to the residents, in spite of the rules and design criteria being obeyed.

All types of buildings, regardless of their intended use, whether public, such as hospitals, schools, hotels, etc., or private such as multifamily residential buildings expose their occupants to the harmful effects caused by noise. These sounds have diverse origins such as: footsteps, voices, hydro sanitary facilities, impact of objects on the slab, televisions, sound equipment, among others. Researches carried out in 110 apartments in the Goiânia region obtained the following results in relation to the acoustic comfort of the dwellings: 73.40% fall into the classification as very bad, bad or regular and 26.60% were considered as good (MARTINS; SAHB; NETO, [11]). Impacts on floor slabs of buildings are transmitted via structure in function of the inherent vibratory processes. Studies showed that in traditional construction systems, the indirect transmission of sidewall noise through vibration is responsible for approximately 50% of the sound transmission between any two environments (RINDEL, [15], NUNES; DUARTE, [13]). The effects of dynamic floor excitations are not limited to the receiver environments located immediately below the source. For example, in gymnasiums, with an aerobic character, the induced vibrations can be perceived laterally to a distance of 30m in the same slab, or to 10 pavements below the source (LONG, [9]). This occurs because the slab becomes a sound energy irradiator over a wide range of frequencies, due to the vibratory movement induced by the localized excitation of the impact type (BISTAFA, [2]).

For source-ground contact noise, any solution that reduces structural vibration levels will result in attenuation of the noise transmitted to other environments.

To reduce impact noise, there are many different techniques, all varying in price and material. The most traditional solution is the use of viscoelastic materials between the floor and the subfloor and taking care of the noise transmission by the flanks (NUNES; DUARTE, [14]). An interesting option for new constructions and buildings in use could be the use of ADVs.

ADV is a secondary system added to a primary structural system and can act on any frequency whose vibration or radiated noise is to be controlled. ADV control has high robustness (its action is a consequence of the natural mechanical interaction of physical components), low cost and in its construction materials which al-

low the design of models with different geometries that can be incorporated into residential buildings environments ([5]) are used. In his PhD thesis, Holanda [6] presents a pioneering methodology of ADV projects aiming at the reduction of impact noise in slabs. Simulations with a room modeled via finite elements resulted in attenuations of the order of 16 dB in impact noise.

For the experimental validation of the developed methodology, several absorbers were designed and applied in a bi-supported concrete beam. All tuned to frequencies where the level of audibility is most significant for the human auditory system, even when the sound pressure level is not high.

First, two absorbers with different loss factors were designed and constructed to experimentally evaluate the influence of the loss factor on the performance of the absorbers in impact noise reduction. After the loss factor sensitivity assessment, three dynamic vibration absorbers were constructed, having as their design parameters the loss factor and three natural frequencies associated to the vibration modes of the reinforced concrete beam, estimated through experimental modal analysis (EMA). Then tests were carried out to validate the methodology proposed by Holanda [6].

2. Theoretical aspects

2.1 Vibration control

There are three ways to reduce vibration levels:

- I. Acting on the excitation force by eliminating it, reducing its amplitude and / or altering its frequency;
- II. Changing the structure by varying its dynamic characteristics (mass, rigidity and damping);
- III. Adding an auxiliary system to the structure in order to eliminate or reduce vibration and its effects.

For example, from a suspension bridge of a few miles in length (Millau, France) to cooling ducts where high speed gases pass, there is a need to identify and interfere with the dynamic properties of either components or of assembled products, so as to ensure the structural integrity, durability and proper functioning of the equipment. The comfort of individuals who are directly involved in the operation and use of equipment in terms of exposure to acceptable noise levels, according to the legislation, can not be ignored. It is hardly possible to act on the force of excitation, especially when one imagines that it can be the wind, or due to the impact of any object with random force and place of fall. Acting on the structure also becomes a complex problem in situations where it is a building, bridge or other large construction ready to use, or when it is symbolic and the appearance can not be changed for aesthetic reasons. Consequently, only the third hypothesis is feasible in a large number of applications where vibration reduction and even elimination, is desired.

The auxiliary system or secondary system coupled to the main system can be of two types according to the desired objective:

- I. Type MK - spring mass: Den Hartog [4] has shown that the vibration amplitude of the primary system for a given natural frequency of interest tends to zero when the frequency of secondary system, known as Dynamic Vibration Neutralizer NDV (Dayou [3]), coincide with the frequency of vibrational excita-

tion source. The secondary system is attached at a determined point in the main structure where it is desired to eliminate the vibratory amplitude. Reaction forces are generated redistributing the vibratory energy, changing the structure response such that the original natural frequency of the primary system is eliminated. However it gives rise to two new natural frequencies around the extinct frequency.

- II. Type MCK - with spring-damping mass: in addition to generating reaction forces at a certain point of the structure the viscous or hysteretic damping element promotes the dissipation of the vibratory energy, attenuating the amplitude of the new resonant frequencies. For this reason it is called Dynamic Vibration Absorber (ADV). The use of the damping element has the ability to extend the energy dissipating effect of the ADV over a frequency band around the tuning frequency.

MK-type NDVs have only elements that store kinetic energy and elastic potential, there being no type of vibratory energy dissipation, the control occurs through the equilibrium between the excitation and the reaction forces of the absorber. Due to this configuration two problems can occur: the vibration amplitude of the NDV becomes high, which can cause its fatigue rupture; And variations in the excitation frequency may cause the frequency de-tuning of the NDV to occur, which may increase the amplitude of vibration of the composite system due to a coincidence with the resonant frequency, leading to collapse of the structure. The solution for this type of occurrence is to introduce damping in the NDV, transforming it into an ADV.

2.2 Dynamic Vibration Absorber (ADV)

The theoretical spatial model of the simplest structural system has only one degree of freedom, consisting of a mass (m_2) fixed/attached to a stiffening spring (k_2) and a damper (c_2), which may be viscous (figure [1a]) or hysteretic (figure [1b]). The model of two degrees of freedom (coordinates x_1 and x_2) moves as a function of the force F variants in time.

The physical damping models usually used in the dynamic modeling of ADVs are:

- I. Viscous - which occurs between a solid part and a viscous fluid

(lubricating oil, for example) interposed between moving parts of the mechanical system.

- II. Hysteretic - which occurs by the internal friction between molecules when the solid is deformed, causing the energy to be dissipated by materials with viscoelastic characteristics.

Viscoelasticity is a type of mechanical behavior of certain materials possessing the property on being deformed, exhibit elastic behavior (tension proportional to the deformation), storing mechanical energy, and also viscous behavior (tension proportional to the velocity of deformation), dissipating energy in the form of heat. These materials have temperature-dependent mechanical properties (generally considered constant for simplification purposes) and vibration frequency and can be characterized by two transient properties: creep and relaxation. They are produced in the most diverse forms such as rubbers, resins, foams, enamels, acrylics and films. They have complex stiffness represented by Equation (1) NASHIF et al., 1985 [12]:

$$K_c(\Omega) = LG_c(\Omega) = LG(\Omega)[1 + i\eta(\Omega)] \tag{1}$$

Where:

- Is the complex stiffness;
- Is a form factor;
- Is the complex shear modulus of viscoelastic material;
- Is called the loss factor (PF).

The dimensionless parameter that characterizes the energy absorption in viscoelastic materials is denominated loss factor, being defined as the ratio between the viscous and elastic response of the materials. Materials with high loss factor (high mismatch between excitation and response) have a high viscous effect, dissipating more energy than materials having lower values for loss factors.

The reasons why viscoelastic material has been widely used in the construction of ADVs is that it has good resilience, great dissipation of energy and ease to be modelled. The energy-dissipating effect reduces the level of vibration in the ADV, as well as producing the effect of "spreading" the vibration absorption in frequencies close to the tuning frequency, making it more effective in a larger frequency band.

The efficiency of the vibration control on a structure depends on an adequate design of the ADV, with the specification of the param-

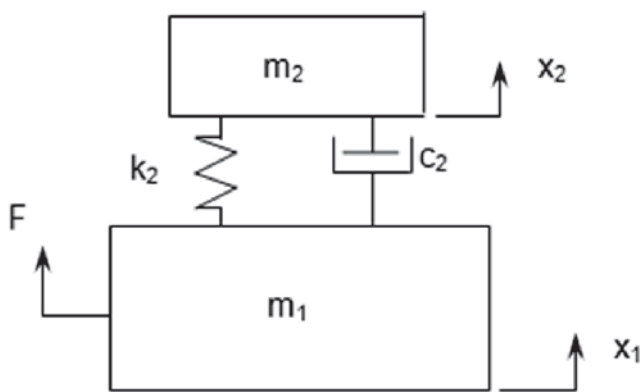


Figure 1a
Structural System (m_1) fixed to an ADV with viscous damping

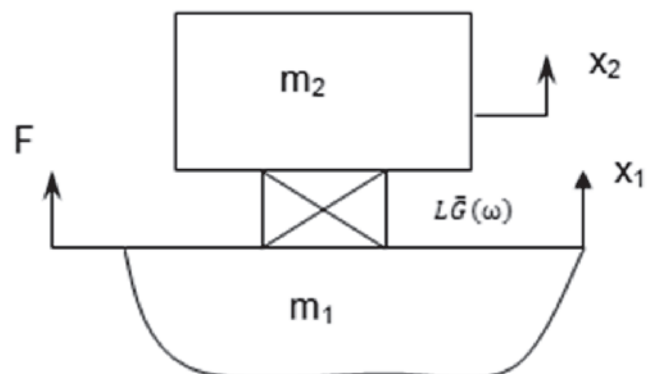


Figure 1b
Structural System (m_1) fixed to an ADV with hysteretic or viscoelastic damping

eters of mass, damping and stiffness, as well as the determination of the location of its fixation/attachment in the main structure. Generally the optimum attachment point should be at the maximum modal amplitude and the opposite situation would be anti-node where if fixed would have no effective effect whatsoever.

The first mathematical model developed to design ADVs was presented by Ormondroyd and Den Hartog (1928). According to Silva et al. [17], these devices with viscous dampers are difficult to construct and are generally only used as a comparison of mathematical models in the study of vibration control.

Equation (2) describes the movement of the spatial model to a system with two or more degrees of freedom, as represented by Fig. [1a]:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{f(t)\} \tag{2}$$

Where [M], [C] and [K], are the mass, damping and rigidity matrices respectively; {F (t)} is the vector of the forces of excitation and x (t) is the vector of the displacements of the coordinates of interest. The modal matrix of an undamped system consists of all its eigenvectors. Using the mass matrix for normalization, we obtain the modal matrix [Φ].

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} \tag{3}$$

where if fixed would have no effective effect whatsoever.

In which represents the element associated with the “n” mode and the “p” position.

For a harmonic excitation $f(t) = F_0 \cdot e^{i(\omega \cdot t)}$ where ω is the frequency and F_0 is the amplitude, the system response can be represented by $x(t) = X \cdot e^{i(\omega \cdot t + \theta)}$, where X is the amplitude of the displacement and θ is the phase between the excitation and the response.

Assuming proportional damping and employing the orthogonality properties of eigenvectors result:

$$\Phi^T \cdot [M] \cdot \Phi = [I] \tag{4.1}$$

$$\Phi^T \cdot [C] \cdot \Phi = [c] \tag{4.2}$$

$$\Phi^T \cdot [K] \cdot \Phi = [\omega_n^2] \tag{4.3}$$

Where: [I] is a unitary matrix and [c] and $[\omega_n]$ are the diagonal matrices of damping and eigenvalue respectively, with .

With this information, we can derive the matrix of receptance $[\alpha(\omega)]$, whose elements are defined by Eq. (5):

$$[\alpha(\omega)]_{pq} = \alpha(\omega)_{pq} = \sum_{n=1}^N \frac{\{\Phi_n\}_p \cdot \{\Phi_n\}_q}{\omega_n^2 - \omega^2 + 2\xi_n \omega_n \omega i} \tag{5}$$

Where , is an element located in its line “p” and column “q”, representing the response (displacement) of the position “p”, x (t, x = p) due to the application of a force in position “q”, F (t, x = q).

Knowing that the relation between output and input of a linear system is given by transfer function H(w). We have $[\alpha(\omega)]_{pq} = [H(\omega)]_{pq}$.

In 1968 Snowdon [18] constructed mathematical models which used a viscoelastic material of better constructional characteristics, represented by figure [1b], instead of spring and viscous element.

Soeiro [19] proposed a simplified viscoelastic model, which consists of a viscous damping model with the frequency-dependent damping constant (the term “constant” here refers only to time). It is assumed that this viscous damping constant is of the form:

$$c(\omega) = d(\omega)/\omega \tag{6}$$

Equation (6) is equivalent to the hysteretic damping model, solid or structural, where the parameter “d” is called the hysteretic damping coefficient.

The frequency response function for a system of one degree of freedom, with harmonically excited hysteretic damping, can be expressed by:

$$H(\omega) = \frac{X(\omega)}{F(\omega)} = \frac{1}{(-\omega^2 m + i\omega c + k)} = \frac{1/m}{(\omega_n^2 - \omega^2 + i\eta\omega_n^2)} \tag{7}$$

Where is known as loss factor (PF).

The dynamic behavior of a structure with any number of degrees of freedom can be characterized by its frequency response functions (FRF). The matrix , formed by the FRFs, makes it possible to obtain all the dynamic characteristics of the system, and can be represented by Eq. (8):

$$\{H(\omega)\} = \frac{\{X(\omega)\}}{\{F(\omega)\}} = \frac{1}{([K] - \omega^2 [M]) + i\omega [D]} \tag{8}$$

Where: [M], [D] and [K] are mass matrices, hysteretic damping and rigidity respectively of the primary system.

2.3 Experimental modal analysis (EMA)

According to Soeiro [19], modal analysis is a process by which a structure is described in terms of its natural characteristics, which are natural frequencies, damping factors and modes of vibration, that is, its dynamic properties.

The classical technique for identification of modal parameters EMA (Experimental Modal Analysis) uses the measurement, with the aid of accelerometers, of excitation signals (artificially performed) and response of the structure . Later, the estimation of the parameters is made with the use of specific algorithms, which allows the use of techniques in the frequency or time domain (HOLANDA, [6]). To facilitate the analysis of the response of the system, the input and output signals are converted from the time domain to the frequency domain using the Fast Fourier Transform (TRF), due to the ease of manipulation of the equations in this domain.

Some of the fundamental assumptions of EMA are:

- The structure is invariant in time (modal parameters are constant) and linear, that is, the structure response to any combination of simultaneous forces is the sum of the individual responses of each of the forces acting alone;
- The structure in test can be adequately described by a discrete model (INMAN, 1994 [8]);
- Special attention with linear behavior which limits applied forces (INMAN, 1994 [8]).

The EMA procedure used in this work is the one proposed by Holanda [7] which uses impulsive forces to excite the analyzed structure.

Table 1

Constructive parameters of the concrete beam

Dimensions	Proportion	Supporting condition	Longitudinal armature	Transverse reinforcement
10 x 20 x 200 (cm)	1 : 2 : 4	Bi-supported	Steel bars 8 mm diameter	Steel bars 5 mm diameter

3. Description of the experiment

3.1 Methodology

The methodology used in this work consisted of:

An Experimental Modal Analysis EMA with impulsive excitation of a bi-supported concrete beam with the objective of estimating the natural frequencies and modal forms of the structure. The natural frequencies are used for the tuning of the ADVs. The modal forms are used for optimizing positions of the ADVs. In this work, three control modes were selected.

Considering the natural frequencies associated with the vibration modes to reduce the vibration movement, two dynamic vibration absorbers with different loss factors were tuned to one of the natural frequencies, to evaluate experimentally which design configuration has more effectiveness in reducing vibration movement.

Once the design configuration was selected, two other tuned devices were built in the other two natural frequencies of interest. With the devices installed a new EMA was performed for performance evaluation (reduction of acceleration if fixed would have no effective effect whatsoever at resonance levels).

3.2 Experimental tests

Initially, a reinforced concrete beam was constructed with the characteristics shown in Table [1].

The data acquisition system was assembled using the equipments and sensors described below:

- IEPE piezoelectric miniature accelerometer, integral cable con-

**Figure 2**

Bi-supported concrete beam, with installed data acquisition system

- Data Acquisition Module, 4 simultaneous inputs, 24 bit
- AD resolution, 512 K/S /S sampling;
- Instrumented Impact Hammer 22.7 mV/N;
- Notebook, cables and wax for fixing.

A photo of the beam, with the experimental apparatus, is shown in Figure [2].

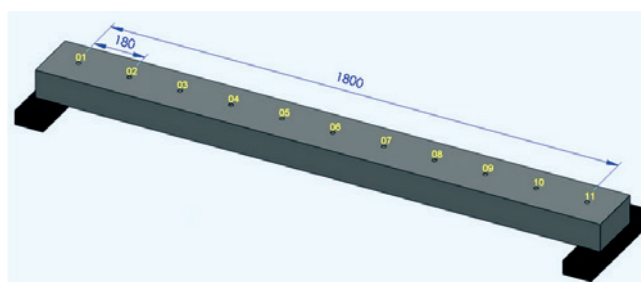
During the measurement procedures the concrete beam, supported on two supports, was maintained with a free span of 1.80 meters.

The span was subdivided into ten parts spaced 18 cm apart, with position "1" and position "11" occupying the ends of the free span, according to figure [3]. In order to perform the SMA, acceleration data from fifteen acquired impact signals at each point, with a sampling frequency of 6400 Hz were used. During all the tests the accelerometer was in position 2. All data were acquired in the time domain through the use of a routine developed with the aid of Labview® software.

4. Results and discussions

Using a routine developed with the Scilab software the signals obtained in the time domain tests were transformed to the frequency domain using the Fast Fourier Transform (FFT). From the fifteen acquisitions performed, ten were selected, for each of the eleven positions analyzed. The mean of the acceleration response signal was obtained for each position, as well as the respective input signal represented by the force.

Using the input and output signals, the frequency response function (FRF) was calculated as described in equation (8). Analyzing the FRFs, the vibration modes associated with the natural frequencies of 453 Hz, 727.5 Hz and 1031 Hz were selected to be controlled using ADVs. For example, figure [4] shows the FRF amplitude at position 2, where the accelerometer was fixed, with the natural

**Figure 3**

Concrete beam with indication of measuring positions

frequencies from 0 to 2000 Hz marked. The fundamental frequency of 28.75 Hz associated to the first flexural mode is identified, as well as six other resonance frequencies, two of which are related to torsion modes: 72.5 Hz and 99.38 Hz and the others to flexural. Considering the beam position, the flexural modes move the largest section of the structure with the highest displacement amplitude, consequently displacing a larger volume of air, by which the sound is irradiated. Therefore, minimizing the movement of the bending modes, the sound pressure level will be reduced. Figure 5 shows the bending modes of the bi-supported beam, associated with their respective resonant frequencies. In this figure it is possible to identify the positions where ADVs were fixed near the anti-nodes. In order to determine the best design configuration of the ADVs, through the most efficient parameter of the loss factor of the vis-

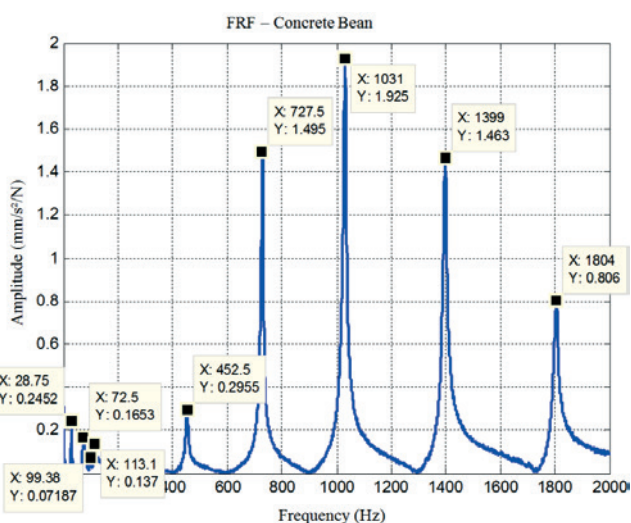


Figure 4
Frequency response function of the reinforced concrete beam

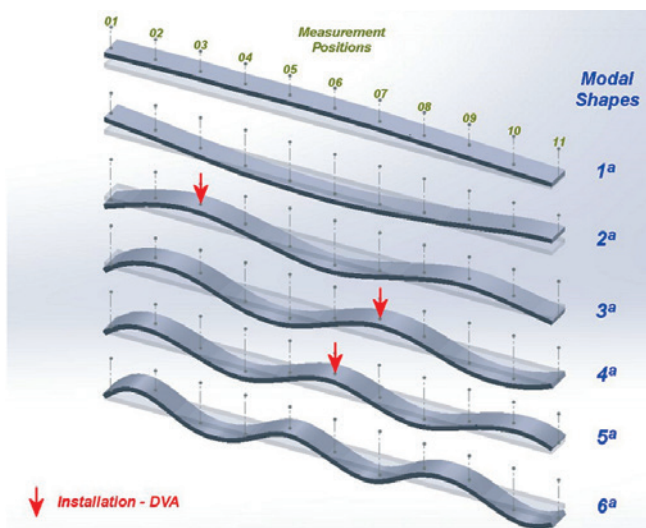


Figure 5
Flexion modes of the reinforced concrete beam

coelastic material, the vibration mode associated with the natural frequency of 727.5 Hz was selected for the tuning of the dynamic vibration absorber. For its construction aluminum for the base, steel to obtain the mass parameter and two types of materials with different viscoelastic properties were used.

The devices were fixed on an inertial table and tested with impact loading. Figure [6] shows the photo of the experimental apparatus, consisting of impact hammer, accelerometer and data acquisition system. The accelerometer was positioned on the metallic mass and the impact was on the central axis of fixation of the metallic mass. The signals were acquired in the time domain at an acquisition frequency of 2048 Hz and the EMA was used for the estimation of the FRFs.

Figure [7] shows the FRF of the two devices tested. In the figure, the slender curve with the sharp peak corresponds to the lowest loss factor ADV. The flatter curve represents the ADV with the highest loss factor.

The value of the loss factor of the devices was obtained by the band of half power or energy method. According to Magalhães [10] it is a method of one degree of freedom to make local estimates of modal frequency and damping. The method is based on observation that the system response reaches a point of maximum amplitude (peak) near the natural frequency. The frequency value where the extreme value is observed is called the resonance frequency ω_n and is a good approximation of the natural frequency. The method has the following characteristics: good estimate for the damping factor for materials with low and high damping



Figure 6
Inertial table with experimental apparatus for AME realization

provided there are adequate number of points in the half power band; easy computational implementation; and better results are obtained when the modes are well spaced.

The damping can be estimated by finding the points ω_1 and ω_2 , on both sides of the FRF peak, which correspond to half of the amplitude of (3dB below) the resonance frequency. The points ω_1 and ω_2 are called half-power points determine a frequency band known as a half-power band. It can be obtained graphically (figure [8]), or by the loss factor determined by Eq. 9:

$$\eta = \frac{\omega_2^2 - \omega_1^2}{2\omega_n^2} \tag{9}$$

This method is particularly sensitive to spectral resolution and significant errors can be introduced in low resolution FRFs where there is a high probability of the peak value of the modes being between two spectral lines. For a good estimation of the loss factor the bandwidth of the half power band ($\Delta\omega = \omega_2 - \omega_1$) of the analyzed resonance must have at least five points in frequency.

Table 2 shows the constructive characteristics of the ADVs represented by FRFs (figure [7]), referred to as “A_1” the higher loss factor device and “B_1” the lower loss factor device, in addition to the natural frequency of the Mode selected by the FRF of the concrete beam (figure [4]). Among the constructive parameters are: the mass of each ADV, the percentage ratio of mass ADV / VIGA and the resonance frequency of the ADVs.

Two new tests were made on the concrete beam with the installed devices, to evaluate which loss factor showed the highest attenuation in the vibratory movement for the selected mode (727.5 Hz). Figure [9] shows the FRFs of the beam with the devices and without the devices installed.

For the device with a higher loss factor, a reduction in the vibration

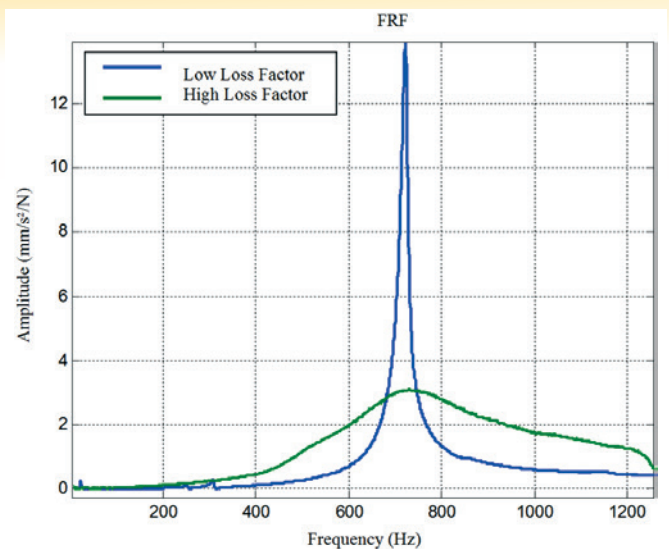


Figure 7
Frequency response function of the ADVs constructed

mode amplitude related to the natural frequency of 727.5 Hz was 75.32% (from 1.495 to 0.369 mm / s² / N). However, it is clear from the graph showed in figure [11] the influence on mode associated to 453.1 Hz natural frequency. Considering a frequency band of 400 to 900 Hz, the vibration reduction was 50.81% for a device that added only 1.06% in weight to the original structure.

For the device with the lower loss factor, the vibration mode vibration related to the natural frequency of 727.5 Hz disappeared, dem-

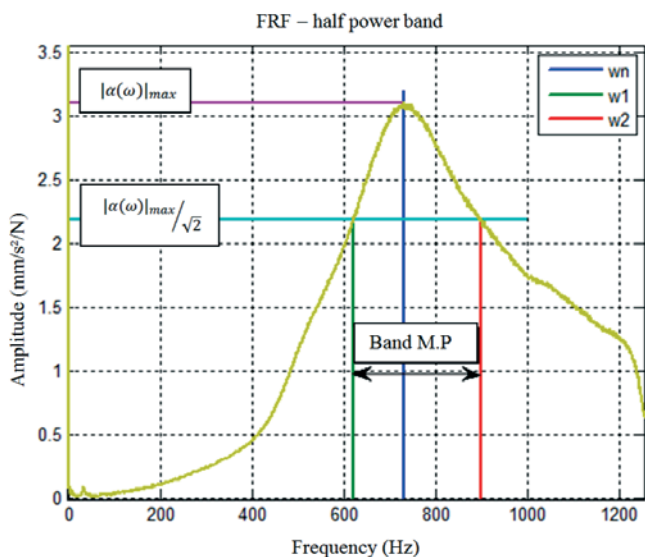


Figure 8
Determination of the loss factor through the half power band method (M.P.)

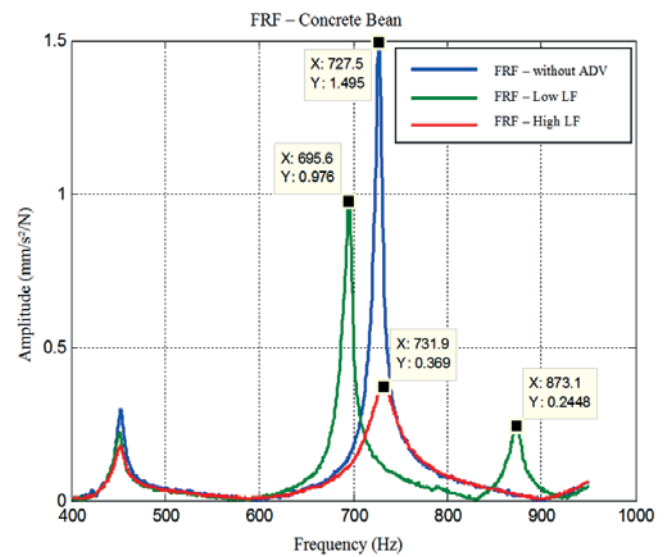


Figure 9
Concrete Beam FRFs with and without installed devices - influence band from 400 to 900 Hz

Table 2
Constructive parameters of ADVs

ADV	MASS (gr)	% ADV/BEAM	FREQ. SINT. (Hz)	FREQ. ADV (Hz)	LOSS FACTOR
A_1	1060,3	1,06	727,5	729,4	0.3926
B_1	1256	1,26		721,9	0.0185

Table 3
Constructive parameters of ADVs

ADV	MASS (gr)	% ADV/BEAM	FREQ. SINT. (Hz)	FREQ. ADV (Hz)	LOSS FACTOR
A_1	2319,9	2,32	453,1	463,1	0.6955
A_2	1060,3	1,06	727,5	729,4	0.3926
A_3	816,3	0,82	1031	975,6	0.2947

onstrating that the reduced loss factor of the viscoelastic material makes the operation of the dynamic vibration absorber similar to the operation of a dynamic vibration neutralizer built with non-damping steel spring. The similarity can also be observed with the appearance of two new resonant frequencies (695.6 Hz and 873.1 Hz) in the structure located on the sides of the eliminated mode . The graph of figure [9] shows the influence on mode associated with a natural frequency of 453.1 Hz. Considering a frequency band of 400 to 900 Hz the reduction of the vibratory movement was 27.06% for a device that added only 1.26% in weight to the original structure. Considering that the main objective of this work is to reduce the vibratory movement in the structure and not only in a vibration mode, three high loss factor ADVs, with frequencies of resonance close to the natural frequencies already selected were constructed. The constructive parameters of the ADVs: mass, the mass ratio ADV / VIGA, resonance frequency and the loss factor are shown in table [3]. The loss factors of the materials used in the construction of the ADVs are very distinct in order to obtain low secondary/primary structural mass ratio. Even so, it is found that device A_1 - which has the lowest loss factor among the three ADVs constructed – has a loss factor sixteen times greater than the ADV without viscoelastic material which has a loss factor of 0.0185. If the intention was to control only one mode of vibration the device should be tuned to the natural frequency associated with the mode. However as the control was for three modes, the alteration of the

Table 4
Peak values of the FRFs in the eleven points of the beam

Position	Frequency (Hz)		
	453.1	727.5	1031
1	0.3184	0.7146	0.4283
2	0.2140	1.331	1.898
3	0.4532	1.077	0.1459
4	0.2038	0.8675	2.048
5	0.2605	1.584	0.0825
6	0.5127	0.07203	2.131
7	0.266	1.650	0.057
8	0.1942	0.9427	2.102
9	0.4265	0.9955	0
10	0.2124	1.312	1.724
11	0.2905	0.6042	0.3243

matrices of mass, stiffness and damping with the addition of new degrees of freedom represented by the ADVs altered the natural frequencies of the vibration modes of the beam without the ADVs. Therefore, in order to obtain the reduction in the vibration amplitude, it is sufficient that the ADVs have a natural frequency close to the natural frequencies of the selected modes of the structure. Table [4] shows the natural frequencies associated to the selected modes and the peak values of the FRFs in acceleration of the eleven positions in which the beam was subdivided without the ADVs installed.

The highest acceleration amplitudes associated to each of the three natural frequencies associated with the vibration modes selected for control purpose are highlighted in Table [4]. The locations of these points are showed in figure [10].

An EMA was performed on the concrete beam with the devices installed, to evaluate the reduction of the vibration movement obtained in the selected modes and in a frequency band of influence from 400 Hz to 1550 Hz. Figure [11] shows the punctual FRFs with and without the devices.

Analyzing figure [11], the selected modes of 453.1 Hz, 727.5 Hz and 1031 Hz show a reduction in the vibration mode amplitude related to the resonance frequency of 79.75% , 69.9% and 79.5%, respectively. Considering the 400-1500 Hz bandwidth the reduction of the vibratory motion was 36,03% with the three devices, that added only 4.2% in weight to the original structure. Den Hartog [4] suggests a relationship between the masses of ADVs and the primary structure of 10% (literature indicates up to 25%). This significant reduction in the mass ratio validates all the methodology proposed in this work.

5. Conclusions

Dynamic vibration absorbers constructed with viscoelastic material whose loss factor is high provided greater reduction in the vibratory

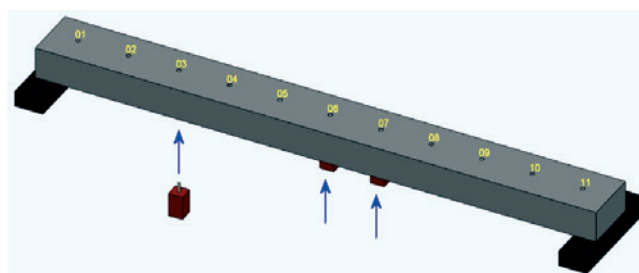


Figure 10
Concrete beam design with indication of fixation positions of the devices

movement of the structure to which they were fixed. In the present study a reduction in the vibration mode amplitude related to the natural frequency of 727.5 Hz of 75.32% (from 1.495 to 0.369 mm / s² / N) was obtained when only one ADV was fixed.

When using a single ADV with the purpose of attenuating the vibratory movement of a structure in a specific vibration mode there is influence in neighboring vibration modes. When an ADV was adjusted to control the vibration mode associated with the 727.5 Hz frequency, there was a reduction in the vibration mode associated with the natural frequency of 453.1 Hz. When considering a frequency band of 400 to 900 Hz, the reduction of the vibratory movement was 50.81%, for a device that added only 1.06% in weight to the original structure.

Devices with a lower loss factor have performance on the structure similar to that of a dynamic vibration neutralizer. The vibratory movement related to the tuned natural frequency disappears and two new resonance frequencies emerges in the structure around the vibration mode eliminated. The vibration mode of the beam associated with the natural frequency of 727.5 Hz disappeared, and two new resonance frequencies in the structure at 695.6 Hz and 873.1 Hz emerged. As in the high loss factor device, influence in the vibration mode associated with the natural frequency of 453.1 Hz also occurred. When considering a frequency band of 400 to 900 Hz, the vibration reduction was 27.06%. The device added only 1.26% in weight to the original structure.

Therefore, if the objective is to eliminate a certain mode of vibration, for example, due to the coincidence of the natural frequency of this mode with the frequency of excitation of an equipment installed on the structure, the use of devices with low loss factor is feasible. Dynamic vibration neutralizers tend to be damaged through fatigue caused by lack of damping. In spite of low loss factor, ADVs constructed with viscoelastic material with this characteristic have damping able to dissipate in the form of heat the vibratory movement, increasing the life of the device.

But if the aim is to reduce the vibration of the structure in a wide frequency band, for example, with the aim of reducing noise transmitted by the structural route, the use of devices with high loss factor produce better results.

The three dynamic vibration absorbers promoted an average reduction up to 76.4% in the maximum peak acceleration tuned resonances. In 400-1550 Hz frequency bandwidth, with an extra not tuning mode of 1399 Hz natural frequency, the reduction was 36.03%. Although an optimization procedure for selecting the resonance frequency of the ADVs added to the structure was not used, a high reduction in the vibration of the beam subjected to impact loading was obtained.

The devices produced have resonant frequencies different from the natural frequencies of the selected modes, the difference varies from 0.27% for the 727.5 Hz mode and 5.37% for the 1031 Hz mode. By adding mass to the structure through the devices, the structural configuration of the beam changes as well as the values of the natural frequencies. Hence the ideal tuning frequency will hardly be one of the original natural frequencies of the structure without the devices. For this reason the frequency tuning does not have to be the same, only that they are close, so that the devices are effective in reducing the vibratory movement.

The three constructed devices have a total weight of 4,196 kg, corresponding to an increase of 4.2% to the weight of the structure, which is less than that suggested in literature, which can be up to 25% of the weight of the primary structure.

6. Acknowledgments

The authors would like to thank the Federal Institute of Education, Science and Technology of the State of Goiás - IFG and the Foundation for Research Support of the State of Goiás – FAPEG.

7. References

- [1] BATTISTA, R. C.; VARELA, W. D, Medidas Corretivas para Vibrações de Painéis Contínuos de Lajes de Edifício. In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 2002, TRB0282, Brasília, DF.
- [2] BISTAFA, S. R. Acústica Aplicada ao Controle de Ruído. São Paulo: Edgard Blucher, 2006.
- [3] DAYOU, J. Fixed-Points Theory for Global Vibration Control Using Vibration Neutralizer. Journal Sound and Vibration, v. 292, p. 765-776, 2006.
- [4] DEN HARTOG, J. P. Mechanical Vibrations, 4th edition. Mcraw-Hill, New York, 1956. ESPÍNDOLA, J. J. Passive Control of Structure with Viscoelastic Device, 1999, Congresso Brasileiro de Engenharia Mecânica, vol. 01, PP. CD-R.
- [5] ESPÍNDOLA, J. J.; BAVASTRI, C. A.; LOPES, E. M. O. On the Passive Control of Vibrations with Viscoelastic Dynamic Absorbers of Ordinary and Pendulum Types. Journal of The Franklin Institute, v. 347, p. 102-115, 2010.
- [6] HOLANDA, R. V. Uma Metodologia de Atenuação de Ruído Transmitido por Lajes Utilizando Absorvedores Dinâmicos de Vibração. 2012. 125 f. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.
- [7] HOLANDA, R. V.; DUARTE, M. A. V.; PENA, J. L. O.;

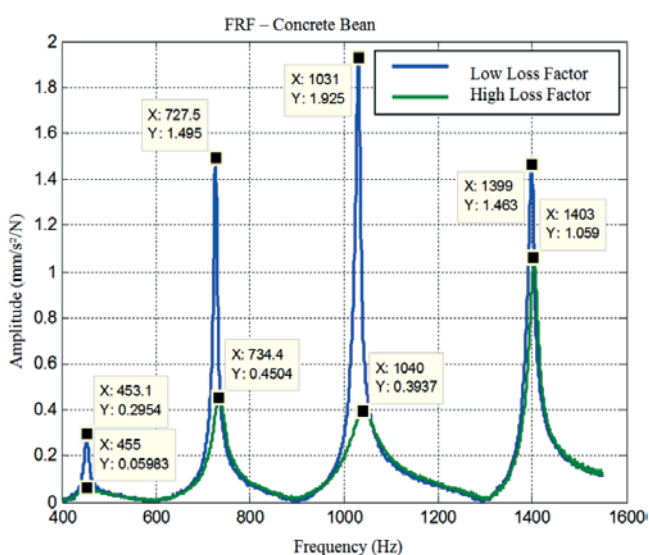


Figure 11
Concrete beam FRFs with and without the three installed devices - influence band 400 to 1550 Hz

- OLIVEIRA, E. L. Um Estudo Sobre a Utilização de Análise Modal Operacional com Excitação Transiente. 2010, VI Congresso Nacional de Engenharia Mecânica, CONEM 2010. Campina Grande - PB.
- [8] INMAN, D. J. Engineering Vibration. Englewood Cliffs Prentice Hall, 1994.
- [9] LONG, M. Architectural Acoustics. Burlington: Elsevier Academic Press, 2006.
- [10] MAGALHÃES, M. C.. Fundamentos de Acústica Estrutural. São Paulo: All Print Editora, 2013.
- [11] MARTINS, L. A. C.; SAHB, C. A. S.; NETO, M. F. F., Conforto Acústico de Apartamentos Residenciais Quanto ao Ruído de Impacto. Conferência Latino Americana de construção Sustentável, 1, Encontro Nacional do Ambiente Construído, 10, Anais, São Paulo, 2004.
- [12] NASHIF, A. D.; JONES, D. I. G.; HENDERSON, J. P. Vibration Damping. Wiley, New York, Chap. 1, 1985.
- [13] NUNES, M. A. A.; DUARTE, M.A. V. Transient Analysis of Great Concrete Structure Using the Finite Element Technique, 2005, Internoise Environmental Noise Control, Rio de Janeiro.
- [14] NUNES, M. A. A.; DUARTE, M.A. V. Estudo Sobre a Transmissão de Ruídos em Lajes de Apartamentos Residenciais. 2002, Congresso Nacional de Engenharia Mecânica, CONEM 2002. João Pessoa - PB.
- [15] RINDEL, J. H. Sound Insulation of Building. The International Congress and Exposition on Noise Control Engineering, 36, Istanbul, 2007.
- [16] SANT'ANNA, R. Análise de Acidente com Rotor. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2007.
- [17] SILVA B. E. P., PEREIRA J. A., FREITAS T. C. Influência dos Componentes Harmônicos na Análise Modal Operacional de um sistema massa-amortecedor-mola de 5 GL(s), 7° Brazilian Conference on Dynamics, Control and Application, UNESP, 2008.
- [18] SNOWDON, J. C. Vibration and Shock in Damped Mechanical Systems. New York: John Wiley and sons Inc., 1968.
- [19] SOEIRO, N. S. Análise Modal Experimental, Apostila, UFPA, 2001, 61 f..

Attenuation of sound radiation in concrete structure through the reduction of mechanical vibration

Atenuação de radiação sonora em estrutura de concreto através da redução de vibração mecânica

R. V. DE HOLANDA ^a
ricardo.holanda@ifg.edu.br

M. A. V. DUARTE ^b
mvduarte@mecanica.ufu.br

M. A. B. C. BADAN ^a
mabcbadan@gmail.com

J. L. DE O. PENA ^a
pena.jlo@gmail.com

R. C. ROSA ^a
engcanedorosa@gmail.com

Abstract

The efficiency of sound irradiance in structure has direct relation with its vibratory movement. Dynamic vibration absorbers (DVAs) are a low cost viable option for reducing vibrations in passive structures. Secondary systems attached to the primary system (structure) in order to reduce vibration. In this work it was used an experimental modal analysis procedure (EMA) for vibratory responses through impulsive excitations to determine the natural frequencies and the location of points suitable for attachment of DVAs in a concrete beam. Later it was designed and built DVAs to reduce vibration in a frequency band where the response of the human auditory system is more sensitive. The best project configuration for DVAs was evaluated for sensitivity thereof with respect to the change of the loss factor of the viscoelastic material used. Obtained reduction of more than 36% over the considered frequency band and over 70% in the region of the resonance frequency in which the DVAs were tuned.

Keywords: dynamic vibration absorber, experimental modal analysis.

Resumo

A eficiência da irradiação sonora em estrutura possui relação direta com seu movimento vibratório. Absorvedores dinâmicos de vibrações (ADVs) são uma opção viável de baixo custo para redução de vibrações em estruturas de forma passiva. São sistemas secundários fixados ao sistema primário (estrutura) com propósito de reduzir as vibrações do sistema primário. Neste trabalho foi utilizado um procedimento de Análise Modal Experimental (AME) para obter experimentalmente as frequências naturais e a localização dos pontos adequados para fixação dos ADVs em uma viga de concreto. Posteriormente, foram projetados e construídos ADVs para redução de vibração em uma banda de frequência onde a resposta do sistema auditivo humano é mais sensível. A melhor configuração de projeto para os ADVs foi avaliada quanto à sensibilidade dos mesmos com relação à alteração do fator de perda do material viscoelástico utilizado. Obteve-se redução superior a 36% ao longo da banda de frequência considerada, e superior a 70 % na região da frequência de ressonância na qual os ADVs estavam sintonizados.

Palavras-chave: absorvedor dinâmico de vibração, análise modal experimental.

^a Instituto Federal de Goiás, Campus Goiânia, Departamento de Engenharia Mecânica, Goiânia, GO, Brasil;
^b Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Mecânica, Uberlândia, MG, Brasil.

1. Introdução

A indústria da construção civil tem reduzidos seus custos através da adoção de alguns princípios de gestão e padronização de componentes e processos, aliados a utilização de procedimentos de cálculo, onde são usados parâmetros estruturais que reproduzem mais fielmente as cargas, as características dos materiais e processos empregados, o que resulta em estruturas mais leves e esbeltas.

Estruturas de concreto confeccionadas segundo estes princípios são um fator importante na evolução tecnológica por implicar em redução de custos, devido ao menor tempo na execução, menor volume dos materiais empregados e melhoria dos indicadores ambientais causados pela menor geração de entulho. No entanto, o menor volume de material, leva a menores taxas de absorção de vibração que tem causado desconforto acústico para os moradores dos edifícios. Batista; Varela, [1] observaram a existência de altos níveis de vibração em lajes de edifícios residenciais, causando desconforto acústico aos moradores, apesar das regras e os critérios de projeto terem sido obedecidos.

Todos os tipos de edificações, independentemente do uso a que se destinam, sejam públicos, tais como hospitais, escolas, hotéis, etc, ou privados como edifícios residenciais de uso multifamiliar, expõem seus ocupantes aos efeitos nocivos causados por ruídos. Estes sons possuem origens diversas como: passos, vozes, instalações hidro sanitárias, impacto de objetos sobre laje, televisores, aparelhos de som, dentre outros.

Pesquisas realizadas em 110 apartamentos na região de Goiânia obtiveram os seguintes resultados em relação ao conforto acústico das habitações: 73,40% enquadram-se na classificação como péssimo, ruim ou regular e 26,60% foram considerados bons (MARTINS; SAHB; NETO, [11]).

Impactos em lajes de piso de edifícios são transmitidos via estrutura em função dos processos vibratórios inerentes. Estudos mostram que nos sistemas construtivos tradicionais a transmissão indireta do ruído pelos flancos, através da vibração, é responsável por aproximadamente 50% da transmissão sonora entre dois ambientes quaisquer (RINDEL, [15]; NUNES; DUARTE, [13]). Os efeitos de excitações dinâmicas de piso não são limitados aos ambientes receptores localizados imediatamente abaixo da fonte. Por exemplo, em centros de ginástica, com caráter aeróbico, as vibrações induzidas podem ser percebidas lateralmente a 30m de distância numa mesma laje, ou a 10 pavimentos abaixo da fonte (LONG, [9]). Isto ocorre porque a laje se torna um irradiador de energia sonora em uma ampla faixa de frequências, devido ao movimento vibratório induzido pela excitação localizada do tipo impacto (BISTAFA, [2]).

Para o ruído do tipo contato fonte-piso, qualquer solução que reduza os níveis de vibração estrutural implicará na atenuação do ruído transmitido para outros ambientes.

Para reduzir o ruído de impacto, existem muitas técnicas diferentes, todas variando em preço e material. A melhor maneira seria o tratamento da fonte, ou seja: caminhada suave sobre tapetes e carpetes de forma a diminuir a energia do impacto. A solução mais tradicional consiste na utilização de materiais viscoelásticos entre o piso e o contrapiso, tomando cuidado com a transmissão de ruído pelos flancos (NUNES; DUARTE, [14]), é tratada na fon-

te (sendo este o andar de cima), e instalação de um material de amortecimento com caminhada tranquila sob o piso de chegada. Uma opção interessante para novas construções e edificações em uso seria a utilização de ADVs.

O ADV é um sistema secundário adicionado a um sistema estrutural primário, podendo atuar em qualquer frequência, cuja vibração ou ruído irradiado se deseja controlar. O controle através de ADV possui elevada robustez (sua ação é consequência da interação mecânica natural de componentes físicos), custo reduzido e na sua construção são utilizados materiais que permitem o projeto de modelos com geometrias diversas que podem ser incorporados aos ambientes de edifícios residenciais (ESPINDOLA; BAVASTRI; LOPES, [5]).

Em sua tese de Doutorado, Holanda [6] apresenta uma metodologia pioneira de projetos de ADVs objetivando a redução de ruído de impacto em lajes. Simulações com uma sala modelada via elementos finitos resultaram em atenuações da ordem de 16 dB no ruído de impacto.

Para a validação experimental da metodologia desenvolvida, neste trabalho foram projetados e aplicados vários absorvedores numa viga de concreto bi-apoia. Todos sintonizados em frequências onde o nível de audibilidade é mais significativo para o sistema auditivo humano, mesmo quando o nível de pressão sonora não é elevado.

Primeiramente, foram projetados, e construídos, dois absorvedores com fatores de perda distintos para avaliar experimentalmente a influência do fator de perda na performance dos absorvedores na redução de ruído de impacto.

Após a avaliação de sensibilidade quanto ao fator de perda, foram construídos três absorvedores dinâmicos de vibração tendo como parâmetros de projeto o fator de perda e três frequências naturais associadas aos modos de vibrar da viga de concreto armado, estimados via análise modal experimental (AME), e ensaios foram realizados visando a validação da metodologia proposta por Holanda [6].

2. Aspectos teóricos

2.1 Controle de vibração

Hoje em dia, devido à variedade de produtos desde uma ponte pênsil de alguns quilômetros de extensão (Millau, França) a dutos para resfriamentos por onde passam gases com grande velocidade, há necessidade de se identificar e interferir nas propriedades dinâmicas quer seja de componentes ou dos produtos montados, de modo que se possa garantir a integridade estrutural, a durabilidade e o bom funcionamento dos equipamentos. Não se pode deixar de lado o conforto dos indivíduos que estão diretamente ligados ao funcionamento e ao uso dos equipamentos quanto à exposição a níveis de ruídos aceitáveis, de acordo com a legislação. Existem três formas de reduzir os níveis de vibração:

- I. Atuar sobre a força de excitação eliminando-a, reduzindo sua amplitude e/ou alterando a sua frequência;
- II. Alterar a estrutura, variando suas características dinâmicas (massa, rigidez e amortecimento);
- III. Adicionar um sistema auxiliar a estrutura com o objetivo de eliminar ou reduzir a vibração e seus efeitos.

Difícilmente consegue-se atuar sobre a força de excitação, prin-

principalmente quando se imagina que pode ser o vento, ou devido ao impacto de um objeto qualquer com força e local de queda aleatórios. Atuar sobre a estrutura também se torna um problema complexo em situações onde se tem uma edificação, ponte ou outra construção de grande porte pronta em uso, ou quando se trata de algo simbólico cujo aspecto não pode ser alterado por questões estéticas. Portanto, a terceira hipótese torna-se viável em um grande número de aplicações onde se deseja a redução, e até mesmo a eliminação, da vibração.

O sistema auxiliar ou sistema secundário acoplado ao sistema principal pode ser de dois tipos de acordo com o objetivo desejado:

- I. Tipo MK – massa-mola: Den Hartog [4] demonstrou que a amplitude de vibração do sistema primário para uma determinada frequência natural de interesse tende a zero quando a frequência do sistema primário e secundário, conhecido como *Neutralizador Dinâmico de Vibração* NDV (Dayou [3]), coincidem, ou seja, quando ocorre a sintonia da frequência do sistema secundário. Ao fixar o sistema secundário em um determinado ponto da estrutura principal onde se deseja eliminar a amplitude vibratória, gera-se forças de reação, redistribuindo a energia vibratória, alterando a resposta da estrutura de forma tal que a frequência natural original do sistema primário é eliminada, mas faz surgir duas novas frequências naturais em torno da frequência extinta.
- II. Tipo MCK – com massa-amortecimento-mola: além de gerar forças de reação sobre determinado ponto da estrutura o elemento amortecedor viscoso ou histerético promove a dissipação da energia vibratória, atenuando a amplitude das novas frequências de ressonância. Por este motivo é denominado *Absorvedor Dinâmico de Vibração* (ADV). A utilização do elemento amortecedor possui a capacidade de ampliar o efeito dissipador de energia do ADV sobre uma banda de frequência em torno da frequência de sintonia.

Os NDVs tipo MK possuem apenas elementos que armazenam energia cinética e potencial elástico, não existindo qualquer tipo de dissipação de energia vibratória, o controle ocorre através do equilíbrio entre a força de excitação e de reação do absorvedor. Devido a esta configuração dois problemas podem ocorrer: a amplitude de vibração do NDV tornar-se elevada, o que pode causar

a sua ruptura por fadiga; e variações na frequência de excitação, podem fazer com que ocorra a dessintonização da frequência do NDV, o que pode aumentar a amplitude de vibração do sistema composto, devida a uma coincidência com a frequência de ressonância, levando ao colapso da estrutura. A solução para este tipo de ocorrência é o de se introduzir amortecimento no NDV, transformando-o em um ADV.

2.2 Absorvedor dinâmico de vibração (ADV)

O modelo espacial teórico do sistema estrutural mais simples possui apenas um grau de liberdade, composto por uma massa (m_2) fixada a uma mola de rigidez (k_2) e a um amortecedor (c_2), o qual pode ser viscoso (figura [1a]) ou histerético (figura [1b]). O modelo de dois graus de liberdade (coordenadas x_1 e x_2) movimenta-se em função da força F variantes no o tempo.

Os modelos físicos de amortecimento usualmente usados na modelagem dinâmica dos ADVs são:

- I. Viscoso – é o que ocorre entre uma peça sólida e um fluido viscoso (óleo lubrificante, por exemplo) interposto entre peças móveis do sistema mecânico.
- II. Histerético – é o que ocorre pelo atrito interno entre moléculas quando o sólido é deformado, fazendo com que a energia seja dissipada por materiais com características viscoelásticas.

Viscoelasticidade é um tipo de comportamento mecânico de certos materiais que possuem a propriedade de ao serem deformados, exibirem comportamento elástico (tensão proporcional à deformação), armazenando energia mecânica, e também comportamento viscoso (tensão proporcional à velocidade de deformação), dissipando energia na forma de calor. Estes materiais possuem propriedades mecânicas dependentes da temperatura (em geral considerada constante com objetivo de simplificação) e da frequência de vibração e podem ser caracterizados por duas propriedades transitientes: fluência e relaxação. São produzidos nas mais diversas formas tais como borrachas, resinas, espumas, esmaltes, acrílicos e filmes. Possuem rigidez complexa representada pela Equação (1) NASHIF et al., 1985[12]:

$$K_c(\Omega) = LG_c(\Omega) = LG(\Omega)[1 + i\eta(\Omega)] \quad (1)$$

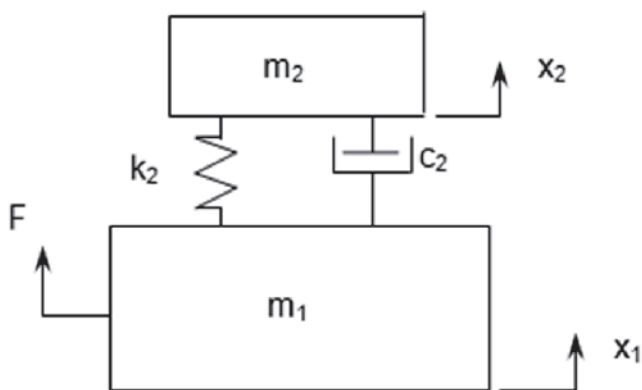


Figure 1a
Sistema Estrutural (m_1) fixado a um ADV com amortecimento viscoso

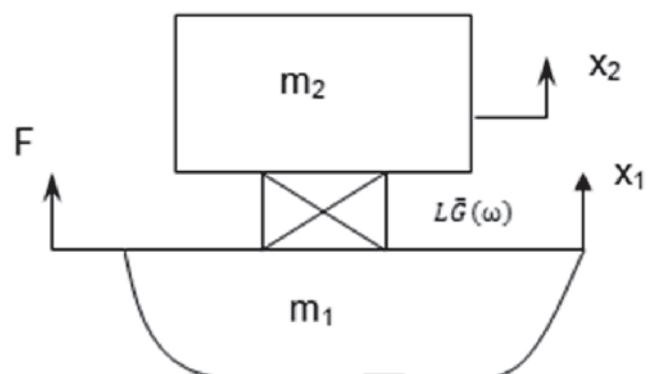


Figure 1b
Structural System (m_1) fixed to an ADV with hysteretic or viscoelastic damping

onde:

- é a rigidez complexa;
- é um fator de forma;
- é o módulo de cisalhamento complexo do material viscoelástico;
- é denominado fator de perda (FP).

O parâmetro adimensional que caracteriza a absorção de energia nos materiais viscoelásticos é denominado fator de perda (*loss factor*), sendo definido como a razão entre a resposta viscosa e elástica dos materiais. Materiais com elevado fator de perda (alta defasagem entre a excitação e a resposta) possuem um efeito viscoso elevado, dissipando mais energia do que materiais que possuam valores menores para fatores de perda.

Os motivos pelo qual o material viscoelástico tem sido amplamente utilizado na construção dos ADVs, é o fato de possuir boa resiliência, grande dissipação de energia e fácil modelagem. O efeito dissipador de energia reduz o nível de vibração no ADV, além de produzir o efeito de “espalhar” a absorção de vibração em frequências próximas à frequência de sintonia, tornando-o mais efetivo em uma banda de frequência maior.

A eficiência do controle de vibração sobre uma estrutura depende de um projeto adequado do ADV, com a especificação dos parâmetros de massa, amortecimento e rigidez, bem como a determinação da localização de sua fixação na estrutura principal. Geralmente o local ótimo deve ser sobre o ventre dos modos de interesse e a situação oposta seria sobre o nó onde caso fixado não teria efeito eficaz algum.

O primeiro modelo matemático desenvolvido para se projetar ADVs foi apresentado por Ormondroyd e Den Hartog (1928). Segundo Silva et al. [17], esses dispositivos com amortecedores viscosos são difíceis de construir e, em geral, utilizados apenas como comparação dos modelos matemáticos no estudo de controle de vibrações.

A equação (2) descreve o movimento do modelo espacial para um sistema com dois ou mais graus de liberdade, como representado pela Fig. [1a]:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{f(t)\} \tag{2}$$

Onde [M], [C] e [K], são respectivamente as matrizes de massa, amortecimento e rigidez; {f(t)} é o vetor das forças de excitação e x(t) é o vetor dos deslocamentos das coordenada de interesse.

A matriz modal de um sistema não amortecido é constituída por todos os seus autovetores. Lançando mão da matriz de massa para normalização, obtemos a matriz modal

$$[\Phi] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} \\ \phi_{21} & \phi_{22} \end{bmatrix} \tag{3}$$

Na qual representa o elemento associado ao modo “n” e à posição “p”, onde “p” e “n”.

Para uma excitação harmônica cuja frequência é e amplitude , a resposta do sistema pode ser representada por, em que é a amplitude do deslocamento e a fase entre a excitação e a resposta. Supondo a ocorrência de amortecimento proporcional as matrizes de massa e de rigidez e empregando as propriedades de ortogonalidade mostradas nas Equações (4):

$$\Phi^T \cdot [M] \cdot \Phi = [I] \tag{4.1}$$

$$\Phi^T \cdot [C] \cdot \Phi = [c] \tag{4.2}$$

$$\Phi^T \cdot [K] \cdot \Phi = [\omega_n^2] \tag{4.3}$$

Onde: [I] é uma matriz unitária e [c] e $[\omega_n]$ são respectivamente matrizes diagonais de amortecimento e de autovalor, com $c = 2\xi_n \omega_n$. Com estas informações, podemos derivar a matriz de receptância $[\alpha(\omega)]$, cujos elementos são definidos pela Eq. (5),

$$[\alpha(\omega)]_{pq} = \alpha(\omega)_{pq} = \sum_{n=1}^N \frac{\{\phi_n\}_p \cdot \{\phi_n\}_q}{\omega_n^2 - \omega^2 + 2\xi_n \omega_n \omega i} \tag{5}$$

Onde $[\alpha(\omega)]_{pq}$, é um elemento localizado em sua linha “p” e coluna “q”, representando a resposta (deslocamento) da posição “p”, $x(t,x=p)$, motivada pela aplicação de uma força na posição “q”, $F(t,x=q)$.

Visto que a função de transferência traduz a relação entre a saída e a entrada de um sistema, podemos dizer que $[\alpha(\omega)]_{pq} = [H(\omega)]_{pq}$. Em 1968 Snowdon [18], construiu modelos matemáticos que utilizavam, ao invés de mola e do elemento viscoso, um material viscoelástico, que possui melhores características construtivas, representado pela figura [1b].

Soeiro [19] propôs um modelo viscoelástico simplificado, o qual consiste de um modelo de amortecimento viscoso com a constante de amortecimento dependente da frequência (o termo “constante” aqui se refere apenas ao tempo). Supõe-se que esta constante de amortecimento viscoso seja da forma:

$$c(\omega) = d(\omega)/\omega \tag{6}$$

A equação (6) equivale ao modelo de amortecimento histerético, sólido ou estrutural, onde o parâmetro “d”, é denominado de coeficiente de amortecimento histerético.

A função resposta em frequência para um sistema de um grau de liberdade, com amortecimento histerético excitado harmonicamente, pode ser expressa por:

$$H(\omega) = \frac{X(\omega)}{F(\omega)} = \frac{1}{(-\omega^2 m + i\omega c + k)} = \frac{1/m}{(\omega_n^2 - \omega^2 + i\eta\omega_n^2)} \tag{7}$$

onde $\eta = \frac{d}{k}$ é conhecido como fator de perda (FP).

Já o comportamento dinâmico de uma estrutura com um número qualquer de graus de liberdade pode ser caracterizado por meio de suas funções resposta em frequência (FRF). A matriz , formada pelas FRF's, possibilita a obtenção de todas as características dinâmicas do sistema, podendo ser representada pela Eq. (8):

$$\{H(\omega)\} = \frac{\{X(\omega)\}}{\{F(\omega)\}} = \frac{1}{([K] - \omega^2 [M]) + i\omega [D]} \tag{8}$$

Onde: [M], [D] e [K] são as matrizes de massa, amortecimento histerético e de rigidez para o sistema primário.

2.3 Análise modal experimental (AME)

Segundo Soeiro [19] a análise modal é um processo por meio do qual descreve-se uma estrutura em termos de suas características naturais, que são frequências naturais, fatores de amortecimento

Tabela 1

Parâmetros construtivos da viga de concreto

Dimensões	Traço	Condição de apoio	Armadura longitudinal	Armadura transversal
10 x 20 x 200 (cm)	1 : 2 : 4	Bi-apoiada	Barras de aço diâmetro 8 mm	Barras de aço diâmetro 5 mm

e modos de vibrar, ou seja, suas propriedades dinâmicas.

A técnica clássica para identificação dos parâmetros modais AME (Análise Modal Experimental) utiliza a medição, com o auxílio de acelerômetros, dos sinais de excitação (realizada artificialmente) e resposta da estrutura em estudo. Posteriormente, a estimação dos parâmetros é feita com o uso de algoritmos específicos, os quais permitem que se utilizem técnicas no domínio da frequência ou do tempo (HOLANDA, [6]). Para facilitar a análise da resposta do sistema os sinais de entrada e saída são convertidos do domínio do tempo para o domínio da frequência a partir da Transformada Rápida de Fourier (TRF), devido à facilidade de manipulação das equações neste domínio.

Algumas das hipóteses fundamentais da AME que devem ser consideradas são:

- A estrutura é invariante no tempo (os parâmetros modais são constantes) e linear, ou seja, a resposta da estrutura a qualquer combinação de forças simultâneas é a soma das respostas individuais de cada uma das forças atuando isoladamente;
- A estrutura em teste pode ser descrita adequadamente por um modelo discreto (INMAN, 1994 [8]);
- As estruturas além de apresentar comportamento linear, também devem ser ensaiadas sem que a força seja superior àquela que limita o comportamento linear (INMAN, 1994 [8]).

O procedimento AME utilizado neste trabalho é o proposto por Holanda [7] que utiliza forças impulsivas para excitar a estrutura analisada.

3. Descrição do experimento

3.1 Metodologia

A metodologia utilizada neste trabalho consistiu:

Uma Análise Modal Experimental AME, excitação impulsiva, de uma viga de concreto bi-apoiada com o objetivo de estimar as frequências naturais e formas modais da estrutura. As frequências naturais são utilizadas para a sintonização dos ADVs. Já as formas modais são utilizadas para o posicionamento otimizado dos mesmos. Neste trabalho foram selecionados três modos para controle.

Estimadas as frequências naturais, associadas aos modos de vibrar os quais deseja-se reduzir o movimento vibratório, foram construídos dois absorvedores dinâmicos de vibração com fatores de perda distintos, sintonizados em uma das frequências naturais, para se avaliar experimentalmente qual configuração de projeto apresenta maior efetividade na redução do movimento vibratório. Selecionada a configuração de projeto foram construídos mais dois dispositivos sintonizados nas outras duas frequências

naturais de interesse. Com os dispositivos instalados uma nova AME foi realizada para avaliação da performance (redução dos níveis de aceleração).

3.2 Ensaios experimentais

Inicialmente, construiu-se uma viga de concreto armado com as características apresentadas na tabela [1].

O sistema de aquisição de dados foi montado utilizando-se os equipamentos e sensores descritos abaixo:

- Acelerômetro miniatura piezoelétrico IEPE, conector com cabo integral, base isolada com as seguintes características: banda de frequência: 1 a 20.000 Hz; massa: 1,5 gramas; Sensibilidade: 10 mV/g;
- Módulo de Aquisição de dados, 4 entradas simultâneas, 24 bit resolução AD, 512 K/S/S de amostragem;
- Martelo de Impacto Instrumentado 22,7 mV/N;
- Notebook, cabos e cera para fixação.

Uma foto da viga, com o aparato experimental, é mostrada na Figura [2].

Durante os procedimentos de medição a viga de concreto, apoiada em dois suportes, foi mantida com vão livre de 1,80 metros.

O vão foi subdividido em dez partes espaçadas de 18 cm, sendo que a posição "1" e a posição "11" ocupam os extremos do vão livre, conforme figura [3]. Para a realização da AME foram utilizados dados de aceleração oriundos de quinze aquisições de sinais de impactos em cada ponto, com frequência de amostragem de 6400 Hz. Durante todos os ensaios o acelerômetro foi mantido fixo na posição 2. Todos os dados foram adquiridos no domínio do

**Figura 2**

Viga de concreto bi-apoiada, com sistema de aquisição de dados instalado

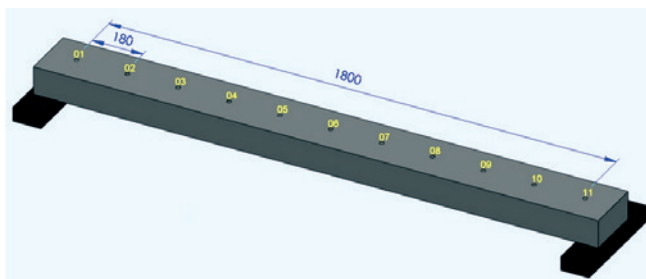


Figura 3
Viga de concreto com indicação das posições de medição

tempo através do uso de uma rotina desenvolvida com auxílio do software Labview®;

4. Resultados e discussões

Utilizando-se uma rotina desenvolvida com o software Scilab os sinais obtidos nos ensaios no domínio do tempo foram transformados para o domínio da frequência através do uso da transformada rápida de Fourier (FFT). Das quinze aquisições realizadas para cada uma das onze posições analisadas, foram selecionadas dez, das quais se obteve a média do sinal resposta em aceleração da estrutura para cada posição, assim como o respectivo sinal entrada representado pela força.

Utilizando-se os dois sinais de entrada e saída foi realizado o cálculo da função resposta em frequência (FRF) como descrito na equação (8). Analisando as FRFs foram selecionados os modos de vibrar associados as frequências naturais de: 453 Hz, 727,5 Hz e 1031 Hz, a serem controlados com o uso de ADVs. A título de exemplo, a figura [4] mostra a amplitude da FRF da posição 2, onde foi afixado o acelerômetro, com as frequências naturais na banda de 0 a 2000 Hz marcadas. É identificada a frequência

fundamental de 28,75 Hz associada ao primeiro modo de flexão, bem como outras seis frequências de ressonância sendo duas relacionadas a modos de torção: 72,5 Hz e 99,38 Hz e as demais a modos de flexão.

Considerando a posição em que se encontra viga, os modos de flexão movimentam a maior seção da estrutura com amplitude de deslocamento mais elevada, conseqüentemente deslocando um volume maior de ar, meio no qual o som é irradiado. Portanto, ao se minimizar o movimento dos modos de flexão ocorrerá a redução do nível de pressão sonora. A figura 5 apresenta os modos de flexão da viga bi-apoiada construída, associados com suas respectivas frequências de ressonância. Nesta figura é possível identificar as posições onde foram fixados os ADV's próximos aos ventres.

Com o objetivo de determinar a melhor configuração de projeto dos ADVs, através do parâmetro mais eficiente do fator de perda do material viscoelástico, foi selecionado o modo de vibrar associado à frequência natural de 727,5 Hz para a sintonização do absorvedor dinâmico de vibração. Para sua construção foram utilizados alumínio para a base, aço para obter o parâmetro de massa e dois tipos de materiais com propriedades viscoelásticas distintas.

Os dispositivos foram fixados em uma mesa inercial e ensaiados com carregamento de impacto. A figura [6] mostra a foto do aparato experimental, composta por martelo de impacto, acelerômetro e sistema de aquisição de dados. O acelerômetro foi posicionado sobre a massa metálica e o impacto realizado sobre o eixo central de fixação da massa metálica. Os sinais foram adquiridos no domínio do tempo com uma frequência de aquisição de 2048 Hz e utilizou-se a AME para a estimativa das FRFs.

Na figura [7] são apresentadas as FRF dos dois dispositivos ensaiados. Na figura, a curva mais esbelta e o pico pontiagudo corresponde ao ADV de menor fator de perda. Já a curva com a configuração espalhada representa o ADV de maior fator de perda. O valor do fator de perda dos dispositivos foi obtido através do método da banda de meia potência ou energia. De acordo com

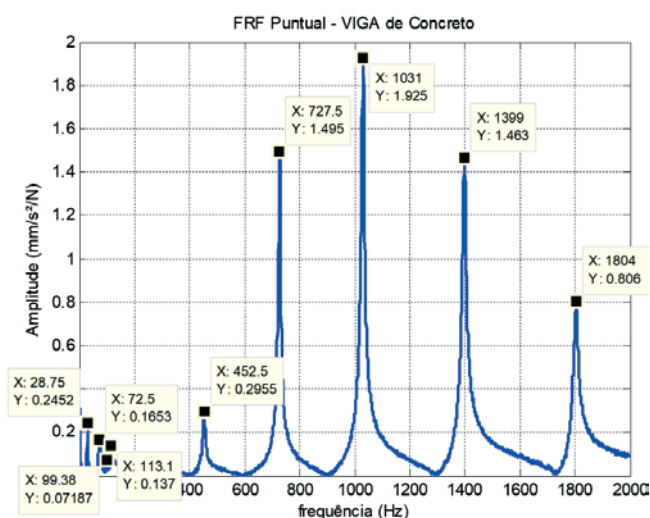


Figura 4
Função resposta em frequência da viga de concreto armado

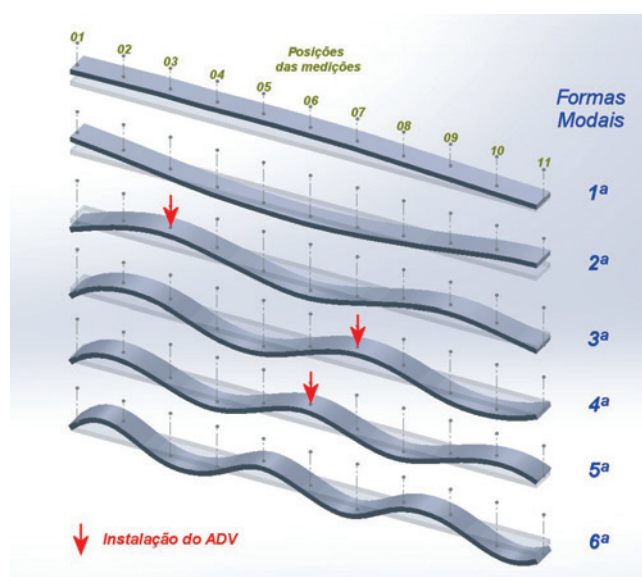


Figura 5
Modos de flexão da viga de concreto armado

Magalhães [10] é um método de um grau de liberdade para fazer estimativas locais de frequência modal e do amortecimento. O método é baseado na observação que a resposta do sistema atinge



Figura 6
Mesa inercial com aparato experimental para realização da AME

em um ponto de máxima amplitude (pico) próximo a frequência natural. O valor de frequência onde o valor extremo é observado é chamado de frequência de ressonância ω_n e é uma boa aproximação da frequência natural.

O método apresenta as seguintes características: boa estimativa para o fator de amortecimento para materiais com baixo e alto amortecimento desde que haja número adequado de pontos na banda de meia potência; fácil implementação computacional; e melhores resultados são obtidos quando os modos são bem espaçados.

O amortecimento pode ser estimado encontrando-se os pontos ω_1 e ω_2 , em ambos os lados do pico da FRF, que correspondem à metade da amplitude de (3dB abaixo) da frequência de ressonância. Os pontos ω_1 e ω_2 são denominados de pontos de meia potência determinam uma faixa de frequência conhecida como banda de meia potência, podem ser obtidos graficamente (figura [8]), ou pode-se determinar o fator de perda pela Eq. 9:

$$\eta = \frac{\omega_2^2 - \omega_1^2}{2\omega_n^2} \tag{9}$$

Este método é particularmente sensível à resolução espectral e erros significativos podem ser introduzidos em FRFs com baixa resolução onde há grandes probabilidades do valor de pico dos modos ficarem entre duas linhas espectrais. Para uma boa estimativa do fator de perda a largura da banda de meia potência ($\Delta\omega = \omega_2 - \omega_1$) da ressonância analisada deve possuir pelo menos cinco pontos em frequência.

A tabela 2 apresenta as características construtivas dos ADVs representados pelas FRFs (figura [7]), denominados de "A_1" o dispositivo com fator de perda mais elevado e de "B_1" o dispositivo de fator de perda menor, além da frequência natural do modo selecionado através da FRF da viga de concreto (figura [4]). Entre

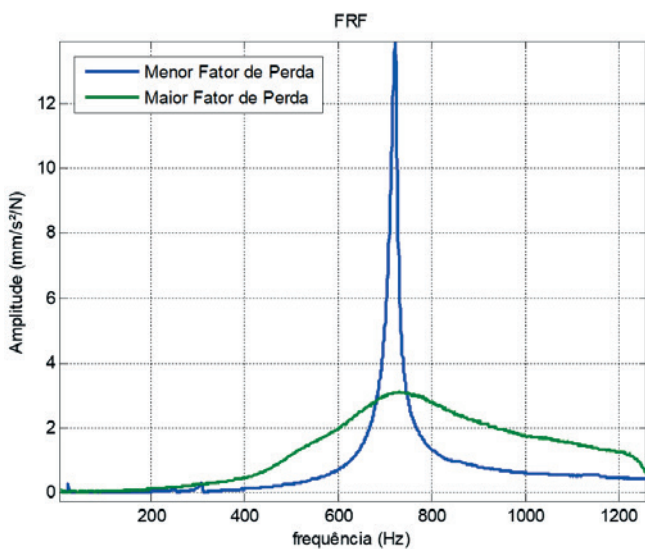


Figura 7
Função resposta em frequência dos ADVs construídos

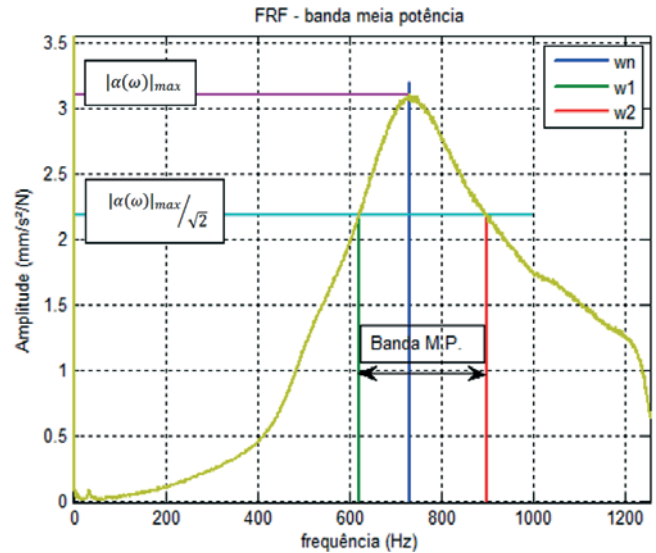


Figura 8
Determinação do fator de perda através do método de banda de meia potência (M.P.)

Tabela 2
Parâmetros construtivos dos ADVs

ADV	MASSA (gr)	% ADV/VIGA	FREQ.SINT. (Hz)	FREQ. ADV (Hz)	FAT. PERDA
A_1	1060,3	1,06	727,5	729,4	0.3926
B_1	1256	1,26		721,9	0.0185

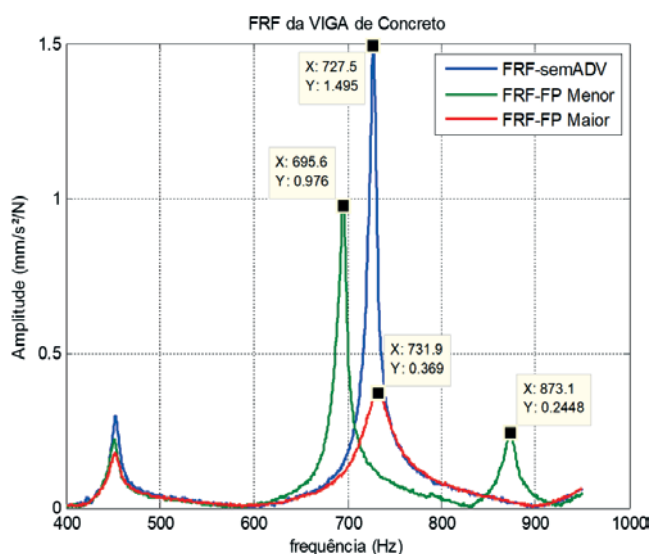


Figura 9
FRFs da Viga de Concreto com e sem os dispositivos instalados – banda de influência de 400 a 900 Hz

os parâmetros construtivos encontram-se: a massa de cada ADV, a relação percentual de massa ADV/VIGA e a frequência de ressonância dos ADVs.

Dois novos ensaios foram realizadas na viga de concreto com os dispositivos instalados, para se avaliar qual fator de perda demonstrou maior atenuação no movimento vibratório para o modo selecionado (727,5 Hz). A figura [9] representa as FRFs pontuais da viga com os dispositivos e sem os dispositivos instalados.

Pode-se observar que para o dispositivo com fator de perda maior, foi obtida uma redução no pico da amplitude do modo de vibrar relacionado à frequência natural de 727,5 Hz de 75,32 % (de 1,495 para 0,369 mm/s²/N). Mas ao observar o gráfico da figura [11] fica claro que ocorreu influência no modo de vibrar associado à frequência natural de 453,1 Hz. Considerando uma banda de frequência de 400 a 900 Hz a redução do movimento vibratório alcançou 50,81%, para um dispositivo que acrescentou apenas 1,06% de peso a estrutura original.

Já para o dispositivo com fator de perda menor, o movimento vibratório do modo de vibrar relacionado à frequência natural de 727,5 Hz desapareceu, demonstrando que o fator de perda reduzido do material viscoelástico assemelha o funcionamento do absorvedor dinâmico de vibração ao funcionamento de um neutralizador dinâmico de vibração construído com mola de aço sem

amortecimento. A semelhança também pode ser observada com o surgimento de duas novas frequências de ressonância na estrutura situadas nas laterais do modo eliminado (frequências de 695,6 Hz e 873,1 Hz). Através do gráfico da figura [9] verifica-se que também ocorreu influência no modo de vibrar associado a frequência natural de 453,1 Hz. Considerando uma banda de frequência de 400 a 900 Hz a redução do movimento vibratório alcançou 27,06%, para um dispositivo que acrescentou apenas 1,26% de peso a estrutura original.

Tendo em vista que o objetivo principal deste trabalho foi o de reduzir o movimento vibratório na estrutura e não apenas em um modo de vibrar, optou-se por construir três absorvedores dinâmicos de vibração com fator de perda elevado, com frequências de ressonância próximas às frequências naturais já selecionadas. Os parâmetros construtivos dos ADVs: massa, a relação percentual de massa ADV/VIGA, frequência de ressonância e o fator de perda são mostrados na tabela [3].

Os fatores de perda dos materiais utilizados na construção dos ADVs são distintos, pois foram utilizados materiais viscoelásticos associados, com intuito de obter a frequência de sintonia do dispositivo com a estrutura utilizando-se uma relação de massa baixa. Mesmo assim verifica-se que o dispositivo A_1 o qual possui fator de perda 0,2947 menor valor entre os três ADVs construídos é dezesseis vezes maior do que o NDV denominado B_1 dispositivo de baixo fator de perda apenas 0,0185.

Se a intenção fosse o controle de apenas um modo de vibrar o dispositivo deveria estar sintonizado na frequência natural associada a este modo. Mas como o controle foi realizado para três modos, a alteração das matrizes de massa, rigidez e amortecimento com o acréscimo de novos graus de liberdade representados pelos ADVs, altera as frequências naturais dos modos de vibrar da viga sem os ADVs. Portanto, para se obter a redução na amplitude de vibração basta que os ADVs tenham frequência natural próxima as frequências naturais dos modos selecionados da estrutura.

Na tabela [4] encontram-se as frequências naturais em Hertz (Hz) associadas aos modos selecionados e os valores de pico das FRFs em aceleração das onze posições em que a viga foi subdividida sem os ADVs instalados.

Em destaque na tabela [4] encontram-se as maiores amplitudes em aceleração associadas a cada uma das três frequências naturais associadas aos modos de vibrar selecionados para controle do movimento vibratório. Estes valores são observados, pois os ADVs devem ser fixados nas coordenadas geométricas ocupadas por estes pontos, para que se obtenham a máxima redução da vibração da estrutura, conforme indicado na figura [10].

Uma AME foi realizada na viga de concreto com os dispositivos instalados, para se avaliar a redução do movimento vibratório

Tabela 3
Parâmetros construtivos dos ADVs

ADV	MASSA (gr)	% ADV/VIGA	FREQ.SINT. (Hz)	FREQ. ADV (Hz)	FAT. PERDA
A_1	2319,9	2,32	453,1	463,1	0.6955
A_2	1060,3	1,06	727,5	729,4	0.3926
A_3	816,3	0,82	1031	975,6	0.2947

Tabela 4

Valores de pico das FRFs nos onze pontos da viga

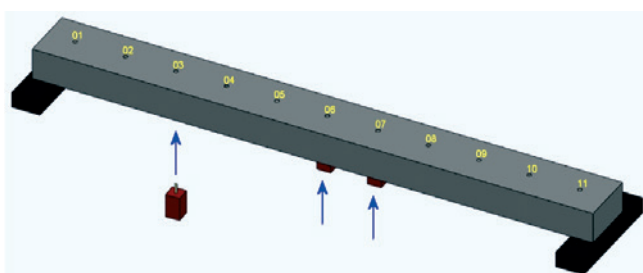
Posição	Frequência (Hz)		
	453.1	727,5	1031
1	0.3184	0.7146	0.4283
2	0.2140	1.331	1.898
3	0.4532	1.077	0.1459
4	0.2038	0.8675	2.048
5	0.2605	1.584	0.0825
6	0.5127	0.07203	2.131
7	0.266	1.650	0.057
8	0.1942	0.9427	2.102
9	0.4265	0.9955	0
10	0.2124	1.312	1.724
11	0.2905	0.6042	0.3243

obtido nos modos selecionados e em uma banda de frequência de influência de 400 Hz a 1550 Hz. A figura [11] apresenta as FRFs pontuais com os dispositivos instalados e sem os dispositivos instalados.

Analisando a figura [11] observa-se que para aos modos selecionados de 453,1 Hz, 727,5 Hz e 1031 Hz obteve-se uma redução no pico da amplitude do modo de vibrar relacionado à frequência de ressonância de 79,75 %, 69,9 % e de 79,5 % respectivamente. Considerando a influência nos modos de vibrar próximos em uma banda de frequência de 400 a 1550 Hz a redução do movimento vibratório alcançou 36,03%, para os três dispositivos que acrescentaram apenas 4,2 % de peso a estrutura original. Den Hartog [4] sugere uma relação entre as massas dos ADVs e da estrutura primária em 10% (a literatura indica até 25%). Esta redução significativa na relação de massa valida toda a metodologia proposta neste trabalho.

5. Conclusões

Absorvedores dinâmicos de vibração construídos com material viscoelástico cujo fator de perda é elevado propiciaram redução maior no movimento vibratório da estrutura a qual foram fixados.

**Figura 10**

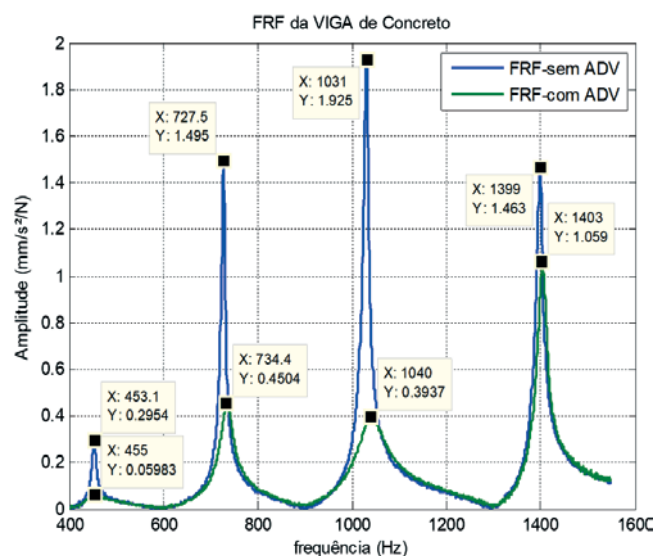
Desenho da viga de concreto com indicação das posições de fixação dos dispositivos

Considerando o presente estudo foi obtida uma redução no pico da amplitude do modo de vibrar relacionado à frequência natural de 727,5 Hz de 75,32 % (de 1,495 para 0,369 mm/s²/N), quando fixado apenas um ADV.

Ao se utilizar um único ADV com objetivo de atenuar o movimento vibratório de uma estrutura em um modo de vibrar específico ocorre influência em modos de vibrar próximo. Ao se fixar um ADV para controle do modo de vibrar associado à frequência de 727,5 Hz ocorreu redução no modo de vibrar associado à frequência natural de 453,1 Hz. Ao se considerar uma banda de frequência de 400 a 900 Hz a redução do movimento vibratório alcançou 50,81%, para um dispositivo que acrescentou apenas 1,06% de peso a estrutura original.

Dispositivos com fator de perda menor possuem atuação na estrutura de forma semelhante a de um neutralizador dinâmico de vibração o movimento vibratório do modo de vibrar relacionado à frequência natural sintonizado ao dispositivo desaparece e surgem duas novas frequências de ressonância na estrutura em torno do modo de vibrar eliminado. O modo de vibrar da viga associado à frequência natural de 727,5 Hz desapareceu, e surgiram duas novas frequência de ressonância na estrutura situadas nas laterais do modo eliminado (frequências de 695,6 Hz e 873,1 Hz). Assim como no dispositivo de fator de perda elevado também ocorreu influência no modo de vibrar associado a frequência natural de 453,1 Hz. Ao se considerar uma banda de frequência de 400 a 900 Hz a redução do movimento vibratório alcançou 27,06%, para um dispositivo que acrescentou apenas 1,26% de peso a estrutura original.

Portanto, se o objetivo for o de eliminar um determinado modo de vibrar, por exemplo, devido à coincidência da frequência natural deste modo com a frequência de excitação de um equipamento instalado sobre a estrutura, torna-se viável o uso de dispositivos com baixo fator de perda. Visto que neutralizadores dinâmicos de vibração tendem a se danificar devido à fadiga causada pela falta de amortecimento. Apesar de baixo fator de perda os ADVs

**Figura 11**

FRFs da Viga de Concreto com e sem os três dispositivos instalados – banda de influência de 400 a 1550 Hz

construídos com material viscoelástico com esta característica possuem amortecimento capaz de dissipar na forma de calor o movimento vibratório, aumentando a vida útil do dispositivo.

Mas se o objetivo for o de reduzir o movimento vibratório da estrutura em uma banda larga de frequência, por exemplo, objetivando a redução de ruído transmitido por via estrutural, o uso de dispositivos com elevado fator de perda produz melhores resultados.

A utilização dos três absorvedores dinâmicos de vibração promoveram uma redução média de até 76,4% no valor máximo de pico da amplitude de aceleração do movimento vibratório dos modos de vibrar selecionados, para a posição 2 (FRF-Puntual). Considerando a banda de frequência que engloba os três modos a redução alcançou 36,03%. Apesar de não ter sido utilizado um procedimento otimizado para seleção da frequência de ressonância dos ADVs adicionados a estrutura obteve-se elevada redução na vibração da viga submetida a carregamento de impacto.

Os dispositivos produzidos possuem frequência de ressonância diferente das frequências naturais dos modos selecionados, diferença varia de 0,27 % para frequência de 727,5 Hz a 5,37 % para o modo de 1031 Hz. Ao adicionar massa na estrutura, através da fixação dos dispositivos, altera-se a configuração estrutural da viga ocorrendo mudança nos valores das frequências naturais, portanto a frequência de sintonia ideal dificilmente será uma das frequências naturais originais da estrutura sem os dispositivos fixados. Por este motivo a sintonia entre as frequências naturais ADV/Viga não necessitam que sejam as mesmas, basta que sejam próximas, para que o uso dos dispositivos se torne efetivo na redução do movimento vibratório.

Os três dispositivos construídos possuem peso total de 4,196 Kg, o que corresponde ao acréscimo de 4,2% ao peso da estrutura valor inferior ao sugerido pela literatura que pode alcançar 25% do peso da estrutura primaria.

6. Agradecimentos

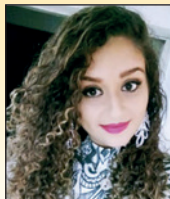
Os autores gostariam de agradecer ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Estado de Goiás – IFG e a Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de Goiás - FAPEG. A Indústria 3M do Brasil pelo fornecimento do material utilizado na construção dos dispositivos.

7. Referências bibliográficas

- [1] BATTISTA, R. C.; VARELA, W. D, Medidas Corretivas para Vibrações de Painéis Contínuos de Lajes de Edifício. In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 2002, TRB0282, Brasília, DF.
- [2] BISTAFA, S. R. Acústica Aplicada ao Controle de Ruído. São Paulo: Edgard Blucher, 2006.
- [3] DAYOU, J. Fixed-Points Theory for Global Vibration Control Using Vibration Neutralizer. *Journal Sound and Vibration*, v. 292, p. 765-776, 2006.
- [4] DEN HARTOG, J. P. *Mechanical Vibrations*, 4th edition. Mcraw-Hill, New York, 1956. ESPÍNDOLA, J. J. Passive Control of Structure with Viscoelastic Device, 1999, Congresso Brasileiro de Engenharia Mecânica, vol. 01, PP. CD-R.
- [5] ESPÍNDOLA, J. J.; BAVASTRI, C. A.; LOPES, E. M. O. On the Passive Control of Vibrations with Viscoelastic Dynamic Absorbers of Ordinary and Pendulum Types. *Journal of The Franklin Institute*, v. 347, p. 102-115, 2010.
- [6] HOLANDA, R. V. Uma Metodologia de Atenuação de Ruído Transmitido por Lajes Utilizando Absorvedores Dinâmicos de Vibração. 2012. 125 f. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.
- [7] HOLANDA, R. V.; DUARTE, M. A. V.; PENA, J. L. O.; OLIVEIRA, E. L. Um Estudo Sobre a Utilização de Análise Modal Operacional com Excitação Transiente. 2010, VI Congresso Nacional de Engenharia Mecânica, CONEM 2010. Campina Grande - PB.
- [8] INMAN, D. J. *Engineering Vibration*. Englewood Cliffs Prentice Hall, 1994.
- [9] LONG, M. *Architectural Acoustics*. Burlington: Elsevier Academic Press, 2006.
- [10] MAGALHÃES, M. C.. *Fundamentos de Acústica Estrutural*. São Paulo: All Print Editora, 2013.
- [11] MARTINS, L. A. C.; SAHB, C. A. S.; NETO, M. F. F., Conforto Acústico de Apartamentos Residenciais Quanto ao Ruído de Impacto. Conferência Latino Americana de construção Sustentável, 1, Encontro Nacional do Ambiente Construído, 10, Anais, São Paulo, 2004.
- [12] NASHIF, A. D.; JONES, D. I. G.; HENDERSON, J. P. *Vibration Damping*. Wiley, New York, Chap. 1, 1985.
- [13] NUNES, M. A. A.; DUARTE, M.A. V. Transient Analysis of Great Concrete Structure Using the Finite Element Technique, 2005, *Internoise Environmental Noise Control*, Rio de Janeiro.
- [14] NUNES, M. A. A.; DUARTE, M.A. V. Estudo Sobre a Transmissão de Ruídos em Lajes de Apartamentos Residenciais. 2002, Congresso Nacional de Engenharia Mecânica, CONEM 2002. João Pessoa - PB.
- [15] RINDEL, J. H. Sound Insulation of Building. *The International Congress and Exposition on Noise Control Engineering*, 36, Istanbul, 2007.
- [16] SANT'ANNA, R. Análise de Acidente com Rotor. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2007.
- [17] SILVA B. E. P., PEREIRA J. A., FREITAS T. C. Influência dos Componentes Harmônicos na Análise Modal Operacional de um sistema massa-amortecedor-mola de 5 GL(s), 7° Brazilian Conference on Dynamics, Control and Application, UNESP, 2008.
- [18] SNOWDON, J. C. *Vibration and Shock in Damped Mechanical Systems*. New York: John Wiley and sons Inc., 1968.
- [19] SOEIRO, N. S. Análise Modal Experimental, Apostila, UFPA, 2001, 61 f..

Optimization of structural brickwork laying joints in concrete blocks

Otimização das juntas de assentamento de alvenaria estrutural em blocos de concreto



M. V. S. CAVALCANTI ^{a, b}
marvinscav@gmail.com

A. M. X. FRANCISCO ^a
andressa.mx@hotmail.com

D. M. RODRIGUES ^a
dalilaengenharia@gmail.com

D. G. SILVA ^a
deboragodoi_g@hotmail.com

Abstract

One of the challenges in the investigation of structural masonry is the correlation between the thickness of the laying joints and the global resistance of the masonry. Many authors developed experimental correlations in the attempt to establish an analytical relation between the joint thickness and the resistance of the masonry. All these projects indicate that there are many parameters and considerations to be analyzed in the understanding this relation and in understanding the collapse of the masonry as a whole. Thus, in an attempt to contribute with this field of study, the present paper investigates the influence of the thickness of the mortar laying joint in the resistance of the masonry structure.

With the objective of experimentally establishing a relation between the joint thickness and the resistance of the masonry, rupture trials were held to the axial compression of three block prisms laid with five series of thicknesses: 8mm, 12.5mm, 10mm, 15mm and 20mm. The physical and mechanic description of all the components that made up the masonry were done separately, complying with the regulations.

Through a simplified statistical analyses, presented at the end of this study, values of resistance of each series of prisms associated to a specific thickness for the laying joint are shown. Through the comparison of the specific results of the analyzed specimen, we arrived at the suggestion of a better performance joint and it was also possible to establish a behavioral tendency, through the comparison of results, helping in the understanding of how the block-joint set behave monolithically from the determination of the individual characteristics of each element. Which is one of the keys that will permit the constructions of a behavioral model capable of assisting structural analysts in their structural masonry dimensioning techniques.

Keywords: structural masonry, concrete blocks, laying joints.

Resumo

Um dos desafios na investigação do comportamento da alvenaria estrutural é a correlação entre a espessura da junta de assentamento e a resistência global da alvenaria. Vários autores desenvolveram correlações experimentais na tentativa de estabelecer uma relação analítica entre a espessura da junta e a resistência da alvenaria. Todos esses trabalhos indicam que existem muitos parâmetros e considerações a serem analisadas no entendimento dessa relação e no entendimento do colapso da alvenaria como um todo. Assim, pretendendo contribuir com esse campo de pesquisa, o presente trabalho investiga a influência da espessura da junta argamassa de assentamento na resistência da alvenaria estrutural. Com o objetivo de estabelecer experimentalmente uma relação entre a espessura da junta e a resistência da alvenaria realizaram-se ensaios de ruptura à compressão axial em prismas de três blocos assentados com cinco séries de espessuras: 08 mm, 12,5 mm, 10 mm, 15 mm e 20 mm. E a caracterização física e mecânica de todos os componentes que constituem a alvenaria foi realizada isoladamente, atendendo as normas.

Através de uma análise estatística simplificada, apresentada ao final do presente trabalho são mostrados os valores de resistência de cada série de prismas associados a uma espessura específica para junta de assentamento. Através da comparação entre os resultados específicos dos corpos de prova analisados, chegou-se a sugestão de uma junta de melhor desempenho e também foi possível estabelecer uma tendência de comportamento, auxiliando a compreender como o conjunto bloco-junta se comporta monoliticamente a partir da determinação das características individuais de cada elemento. O que é uma das chaves que permitirá construir um modelo de comportamento capaz de auxiliar os analistas estruturais em suas técnicas de dimensionamento da alvenaria estrutural.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, blocos de concreto, juntas de assentamento.

^a Centro Universitário de Anápolis (UniEvangélica), Anápolis, GO, Brasil;
^b Universidade Estadual de Goiás, (UEG), Anápolis, GO, Brasil.

1. Introduction

Structural brickwork is a constructive process, in which components are used to seal the construction and to resist forces simultaneously. Although it's a millennial technique, the labor-saving use with dimension and calculus methodology is recent. Nowadays, with the advancement of techniques and material, in addition to the governmental impulse towards habitation construction, brickwork has been applied more often, for it presents benefits such as, easiness of execution, rationality and resource reduction in the project execution [1].

The structural masonry is designed to withstand stress, it has excellent ability to withstand the compression demands; however, for tensile stresses, its strength is much lower, and in some cases, it is necessary to use grate and reinforced. In this sense the material quality and thickness of the laying joint is fundamental, considering that the traction efforts that generally provoke block collapse begin in the superior or/inferior sides of the block, exactly on connecting sides between one block and the other [1].

The main parameter for the dimensioning of the brickwork is in its resistance to compression that plays a role in the quality and resistance of its constituent components: the block and laying mortar, as well as the thickness of the joints. In Brazil, the use of hollow concrete blocks and the laying with a mixture of mortar and chalk gained popularity, the Brazilian standard NBR 15961-1 [2] recommends the use of joints with thickness of 10 mm with variation of + - 3 mm [3].

Many authors such as Medeiros and Sabbatini [4], Freitas [5] studied the prisms' behavior as to the joint thickness function and verified that the increase of the thickness causes a considerable reduction to the brickwork's resistance. However Mohamed [6] highlights that a loss of the mortar's deformation absorption capacity may occur if the joint reduction is excessive, and the increase of tension on the points where the block sides connect.

Duarte [7] rejects the above joints of 15mm, because he considers that they cause an increase in cost and a reduction of the brickwork's resistance; due to the fact that the mortar is the weakest part of the brickwork.

At the end of the present paper, it is shown the resistance value of each series of prisms associated to a specific thickness for the laying joint. Through the comparison of specific results of the trial bodies analyzed, we arrived at a suggestion of a better performance joint and it was also possible to establish a behavioral tendency through the comparison of results.

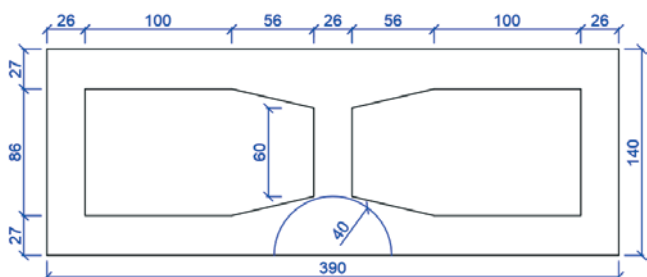


Figure 1
Studied commercial block face dimension (mm)

2. Material and experimental program

The experimental program of the present work is inserted in a line of research that studies the efficiency and integrity of structural masonry. With regard to the optimization of joints, this research line has been studying the variation of traces and thicknesses since the works of Oliveira [8] (2006), Oliveira [9] (2014), Bandeira [10] (2014), Souza and Nunes [11] (2015), Francisco and Soares [12] (2016); allowing the construction of a database that correlates the different joint thicknesses with the mechanical and service performance of the masonry. Thus, this work, in addition to using the results collected will contribute with new data for continuity of the line of research through future work.

2.1 Dimensional description of the blocks

The blocks used in this study were acquired at a regional factory of pre-molded blocks, in order to study the same blocks that are commercially used by local construction companies. A dimensional analysis was done for these blocks and a visual inspection in accordance with orientation of the NBR (Brazilian Association of Technical Standards) 6136 [13], through which was verified that they did not present any defect or pathology that would compromise the trials.



Figure 2
Block with plaster capping

In a random sample of 10 blocks the length, height and width of the transversal and longitudinal walls were verified, as presented in Figure 1. The weight was determined in a digital precision scale, weighing at around 122 N.

None of the blocks of the sample presented a dimension that exceeded the tolerance allowed by the NBR 6136 [13] which is, $\pm 2\text{mm}$ for the width and $\pm 3\text{mm}$ for height and length, therefore the block can be categorized as belonging to the 15x40 family, with corbel. The brute section area of the block is 546cm^2 and the liquid section area (brute section area minus the hollowed out holes) is 292.24cm^2 . The volume was geometrically determined by multiplying the liquid section area by the block height, coming out to 5552.56cm^3 . Ergo the specific mass has the value of $2186,38\text{ kg/m}^3$ and is in accordance to NBR 6118 [14].

2.2 Mechanical description of the blocks

For the trial of axial compression, 12 block were chosen randomly of a lot of 200. Before the trial they undertook a regularization treatment of the superior and inferior sides with plaster, known as capping as shown in Figure 2; in which the paste mixed with 2kg of gypsum powder, glue and 1 Liter of water is applied with a help of a spatula, next the block is positioned on a table greased with vegetable oil where it's leveled. In accordance to NBR 6136 [13] the width of the capping layer did not exceed 3mm.

The capping serves the purpose of helping distribute the tension uniformly over the whole block and to avoid the concentration of isolated points. In addition to capping two 3mm sheets of cork were used during the severance. The plaster-cork set provided a compression force uniformity, minimizing the tangential efforts to the cargo application plain, which reduces the collapse possibility by tangential sheering on the top or bottom of the block [1]. Figure 3 shows the block's rupture scheme.

The rupture was made in accordance to the NBR 12118 [15] procedures, using a universal trial machine of the brand Con-

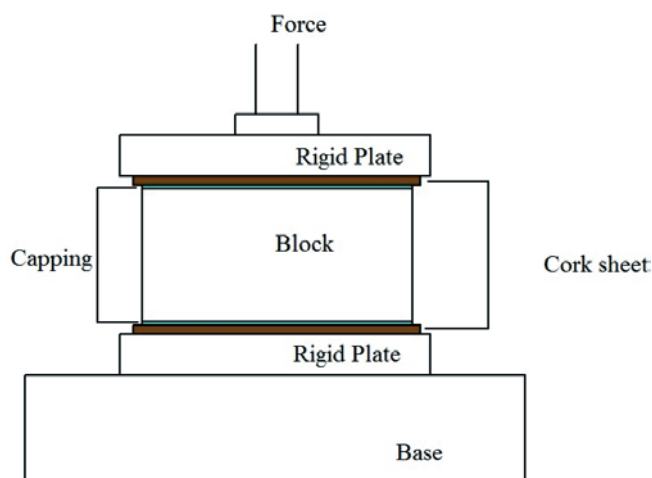


Figure 3
Axial compression trial procedure scheme with trial machine

tenco Pavitest with a maximum capacity of 100 tf. The squeezer was equipped with two rigid plates and the cargo increment was automatically applied at a speed of $0,25\text{ MPa/s}$. Figure 4 shows the block during trial.

Of the 12 trialed blocks, the two highest and two lowest rupture tensions presented were discarded, leaving an 8 block set, with a more uniform rupture tension distribution. Simplified statistical analyses were done on the 8 remaining values that provided an average and characteristic value to the block's rupture tension that were used on further analyses of this project. This analysis is shown on Table 1 and Table 2, where f_{bm} is the average tension to the simple compression of the block, f_{bk} is the characteristic tension to the simple compression of the block, and S_d is the standard deviation. In accordance to the NBR 6136 [13], the blocks may be classified as belonging to Class B with structural function, namely, its average characteristic resistance (f_{bm}) in relation to the brute area sits between 4 MPa and 8 MPa.

2.3 Description of the fine aggregate

According to Roman [16] the fine sands are preferable for making the structural brickwork laying mortar, due to the fact that they provide more adherence to the mortar. The aggregate used in this study is a local river washed sand, presenting a maximum diameter characteristic of 2.63mm and the fineness module is 2.86, it was trialed in accordance to NBR 248 [11]. Figure 5 shows the results of the granulometry of the aggregate utilizing the Utilization Zone Limits established by NBR 7211 [18].

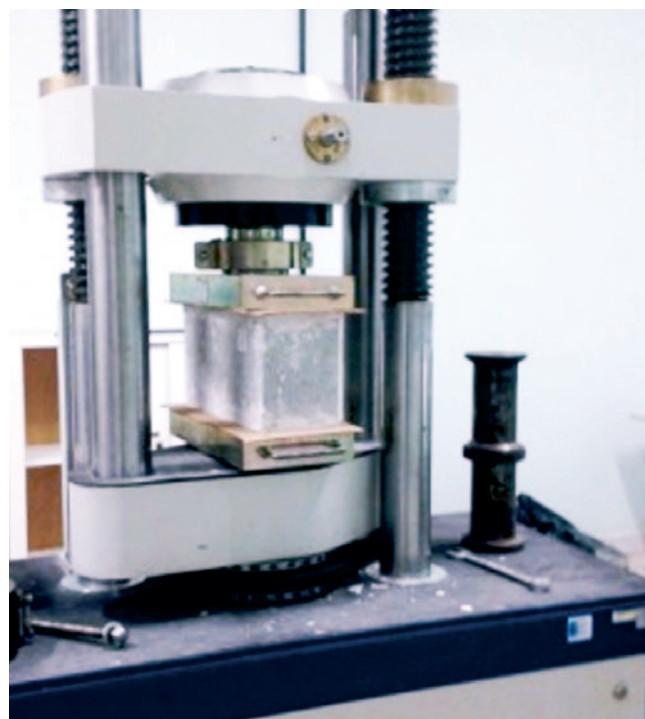


Figure 4
Block axial compression trial

Table 1
Block compression trial results (Brute area = 546 cm²)

Block	Rupture cargo (kgf)	Tension (MPa)	fbm	Sd	fbk
B1	35090	6.43	6.25	0.41	5.84
B4	32560	5.96			
B5	37000	6.78			
B6	37460	6.86			
B9	32090	5.88			
B10	31580	5.78			
B11	34400	6.30			
B12	32830	6.01			
B2	25910	-	Discarded		
B8	27600	-			
B3	41500	-			
B7	41830	-			

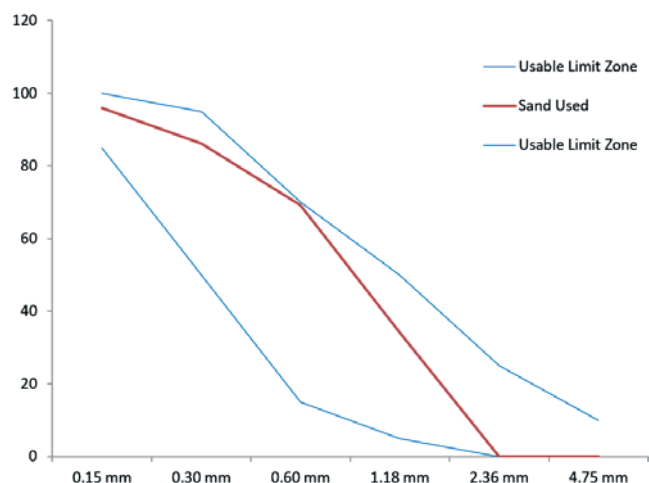


Figure 5
Granulometric composition graphic of the fine aggregate used for the mortar

2.4 Mechanical description of the laying mortar

The mortar used in the prisms' assembly is mixed and built on the spot, with a 1:0.4:5.72 (cement: chalk: sand) trait, with a weight and water to cement ratio of 1.6. The choice of the trait was made by taking in to consideration the frequency of the use of structural brickwork in regional construction. Cement CP II Z-32 was used, CH III hydrated chalk and medium washed sand. The trait was corrected in the mortar preparation due to the humidity of the sand, the mixture was done in a concrete-mixer, then the consistency and workability was visually verified. For the mortar compression resistance verification, six proof bodies were molded in the dimension of 5x10cm, in accordance to NBR 7215 [19]. The rupture trials were held in the same test machine used for the block trials. Table 3 shows the proof bodies rupture cargos submitted to the compression test, the individual and average rupture tension, the standard deviation (Sd), as well as the characteristic resistance description of the mortar (farg).

2.5 Prism compression trials

The prisms' axial compression trials were held in order to evaluate the resistance capacity of the brickwork for each thickness of the laying joints. These trials were held in accordance to NBR 15961-2 [20] and NBR 12118 [15].

Table 2
Block compression trial results (Liquid area = 292.24 cm²)

Block	Rupture cargo (kgf)	Tension (MPa)	fbm	Sd	fbk
B1	35090	12.01	11.68	0.77	10.91
B4	32560	11.14			
B5	37000	12.66			
B6	37460	12.82			
B9	32090	10.98			
B10	31580	10.81			
B11	34400	11.77			
B12	32830	11.23			

Table 3Mortar proof bodies compression trial results (Section area = 19.63 cm²)

Proof body	Rupture cargo (kgf)	Tension (MPa)	f _{ma} (MPa)	S _d	f _{arg} (MPa)
I	500	2.55	2.36	0.36	2.00
II	480	2.45			
III	490	2.50			
IV	500	2.55			
V	320	1.63			
VI	490	2.50			

50 prisms of 3 blocks were assembled, with five different laying joint thickness. Although some authors use two blocks prisms, it's been adopted in this work the use of three blocks prisms, since this procedure was more adequate in obtaining results closer to the reality of the masonry reality by approaching more of the real configuration of masonry. Awareness was given to the possible variables that could interfere in the prisms' resistance, such as, skilled labor, thickness execution templates, plummet and flatness. The blocks were previously dampened in order to avoid the mortar's water absorption.

After assembly, the prisms were identified and undertook a 14-day curation period, after they were submitted to compression trials under the same contour conditions of the block compression trials, as shown in Figure 6.

3. Results and discussions

3.1 On the prism trials

On Tables 4, 5, 6, 7, and 8 the rupture cargo for each prism is

Table 4

20 mm laying joint thickness prisms

Prisms	Rupture cargo (kgf)	Tension (MPa)	f _{pm} (MPa)	S _d	f _{pk} (MPa)
2	11040	3.80	3.47	0.39	3.07
3	8600	2.90			
4	9150	3.10			
7	11510	3.90			
9	10230	3.50			
10	10440	3.60			
1	13710	4.70	Discarded		
5	7340	2.50			
6	13800	4.70			
8	7410	2.50			

Table 5

10 mm laying joint thickness prisms

Prisms	Rupture cargo (kgf)	Tension (MPa)	f _{pm} (MPa)	S _d	f _{pk} (MPa)
11	22090	7.60	7.03	0.84	6.19
12	23830	8.20			
13	18220	6.20			
15	17510	6.00			
17	21380	7.30			
19	20020	6.90			
14	32030	11.00	Discarded		
16	10360	3.50			
18	14330	4.90			
20	26870	9.20			

shown, the individual rupture tension values and the average rupture tension value for the associated prism set (fpm) according each laying joint thickness. In order to calculate the average tension of each thickness group, the same procedure was adopted as the one used in the blocks, characterized by discarding the values of the two largest and the two lowest burst stresses presented, it



Figure 6
Axial compression trial of three block laid prisms

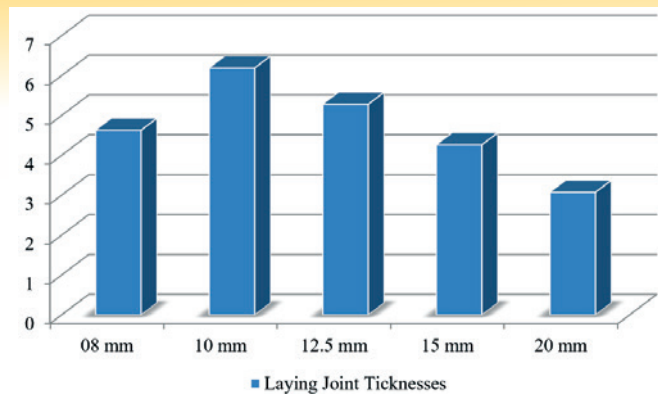


Figure 7
Performance comparative graph of joint related prisms with different thicknesses

provided a more uniform statistical distribution, composed of a set of 6 prisms. The characteristic resistance value of simple compression of each series of prisms (f_{pk}) is also shown.

3.2 Tendency

The results relative to the average resistance to compression of the structural brickwork prisms (f_{pm}) for the different thickness joints, as well as the standard deviation (S_d) and characteristic resistance (f_{pk}) are shown on Table 9.

The results of the relation between the prism ruptures and the joint thickness, follow the tendency shown by Ramalho e Corrêa [3], Medeiros [4] e Mohamad [6], where it is verified that the bigger the thickness the lower is the resistance achieved by the set. In this project, in addition to verifying this behavior, an investigation on what occurs with the unusual thickness of 8mm, that also suffers from a loss of resistance was performed. This tendency can be evidenced on Figure 7.

3.3 Efficiency

The brickwork efficiency is obtained by the reason between the prism resistance (f_{pk}) and the block characteristic resistance (f_{bk}). Table 10 shows the value of the brickwork's efficiency for the prisms tested in this project. The ideal efficiency according to

Table 6
8 mm laying joint thickness prisms

Prisms	Rupture cargo (kgf)	Tension (MPa)	f _{pm} (MPa)	S _d	f _{pk} (MPa)
21	18720	6.40	6.30	1.67	4.63
23	14790	5.10			
26	11440	3.90			
27	18290	6.30			
28	25270	8.60			
29	21930	7.50			
22	7870	2.70	Discarded		
24	27250	9.30			
25	6180	2.10			
30	29250	10.00			

Table 7

12.5 mm laying joint thickness prisms

Prisms	Rupture cargo (kgf)	Tension (MPa)	fpm (MPa)	Sd	fpk (MPa)
32	20250	6.90	6.35	1.07	5.28
35	12770	4.40			
36	18580	6.40			
38	17620	6.00			
39	20660	7.10			
40	21360	7.30			
31	23710	8.10	Discarded		
33	10070	3.40			
34	9990	3.40			
37	22340	7.60			

Table 8

15 mm laying joint thickness prisms

Prisms	Rupture cargo (kgf)	Tension (MPa)	fpm (MPa)	Sd	fpk (MPa)
41	14260	4.9	4.75	0.48	4.27
42	12210	4.2			
45	15830	5.4			
47	12220	4.2			
48	13750	4.7			
50	14900	5.1			
43	9240	3.2	Discarded		
44	9670	3.3			
46	17520	6			
49	17350	5.9			

Camacho [21], should present values between 0.50 to 1.00.

Among the prism series investigated, the one that presented a superior efficiency level to the minimum required by Camacho [21] was laid with a 10mm joint. This verification follows the tendency presented in Figure 7, where the thickness of 10mm was the one that presented the best result for the prism resistance. However, [15] does not offer further detail as to how the block and prism resistance are singly obtained.

According to Mohamad [6] the mortar resistance and the block resistance to compression should be compatible, if not it would result in a brickwork efficacy loss.

Table 9

Joint related results

Thickness	fpm (MPa)	Sd	fpk (MPa)
8 mm	6.30	1.67	4.63
10 mm	7.03	0.84	6.19
12.5 mm	6.35	1.07	5.28
15 mm	4.75	0.48	4.27
20 mm	3.47	0.39	3.07

3.4 8 mm thickness behavior

This is the thickness that provides the biggest saving due to the lower use of mortar quantity. However, the saving generated by the reduction of the joint thickness should not be considered, for along with it comes a 25% loss of resistance in relation to the 10mm thickness.

3.5 10 mm thickness behavior

This presented the best mechanical behavior with a considerable

Table 10

Joint related prism efficiency

Thickness	fpk (MPa)	fbk (MPa)	fpk/fbk
8 mm	4.63	10.91	0.42
10 mm	6.19		0.57
12.5 mm	5.28		0.48
15 mm	4.27		0.39
20 mm	3.07		0.28

elevated resistance when compared to the lowest resistance. It's the most useful thickness from a structural, economical and executional point of view. If compared to the 8mm thickness the rise in mortar consumption is insignificant if the gain in resistance is taken under consideration.

3.6 12.5 mm thickness behavior

This has a high difficulty level of execution in construction sites. When compared to the 10mm thickness there's a decrease in resistance and an increase in mortar consumption.

3.7 15 mm thickness behavior

It is used in structural brickwork construction sites in the Anápolis-GO region due to the low difficulty level of execution .However, in this study the prisms laid with this thickness presented a mortar graining tendency and low resistance; furthermore, the thickness may be considered economically inviable.

3.8 20mm thickness behavior

It was observed that many prisms of the 20mm group presented mortar graining during compression as shown in Figure 8. Such behavior is due to lower tension of confinement in which the mortar is submitted.

3.9 Comparative presentment of the trialed prisms

On the basis of the hypothesis that the 10mm thickness is the best thickness, Table 11 was made to show the comparison of the prism sets resistance, having this thickness as the foundation. It can be evidenced in Figure 9 that the rise and/or saving of laying mortar is not proportional to the resistance variation. All of the tested thicknesses presented a significant decrease in resistance in relation to the 10mm thickness.

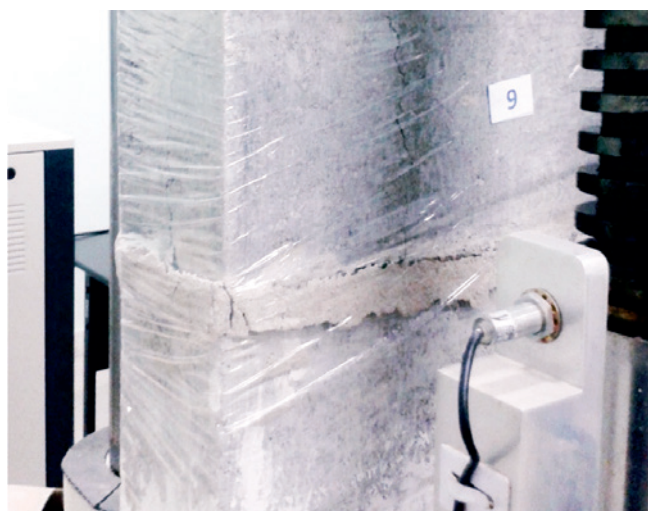


Figure 8
20 mm thick joints of laid prisms, presents mortar graining characteristic to this series

4. Conclusion

Out of all the thicknesses studied the 10mm present a higher resistance and efficiency of the brickwork. The three block prisms presented results that are closer to the brickwork's behavior. The behavioral tendencies of the prisms as to the joint thickness presented in this project are in accordance with the results of Castro [22] and Vicente et.al [23]. It's necessary to further investigate the behavior of the prisms with joint thicknesses lower than 10mm, since this project only investigated a series of 8mm. The presented results were obtained with the block resistance approximately five times greater than the mortar resistance, making it necessary to repeat the trial series with other mortar traits to verify if the same tendency repeats itself with more resistant mortars.

5. Acknowledgements

The development of this research was made possible through research funds granted by CNPQ and FUNDAESP/UniEvangélica and of blocks supplied by VIBRACOM company. In addition to the facilities and equipment from the Civil Engineering Lab of UNUCET/UEG and the Technology Center of UniEvangélica, as well as the collaboration of their respective technicians.

6. Bibliographical references

- [1] CAVALCANTI, Marcus Vinícius Silva. Avaliação do processo de ruptura em blocos de concreto considerando os aspectos dinâmicos. 155p. 2011. Tese (Doutorado Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Distrito Federal, 2011.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. alvenaria estrutural: blocos de concreto: parte 1: projeto. NBR 15961 – 1: Rio de Janeiro, 2011.
- [3] RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. São Paulo: Editora Pini, 2003.
- [4] MEDEIROS, Jonas Silvestre; SABBATINI, Fernando Henrique. Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto. 1993. 20f. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia da Construção Civil, São Paulo, 1993.
- [5] FREITAS, A. A. (2008). Numerical and experimental analysis of the behavior of prisms and mini-walls under compression.

Table 11
10 mm thickness related resistance variation

	Resistance variation (%)	Material consumption (%)
8 mm	-25.23	-20
12.5 mm	-14.69	+25
15 mm	-31.12	+50
20 mm	-50.37	+100

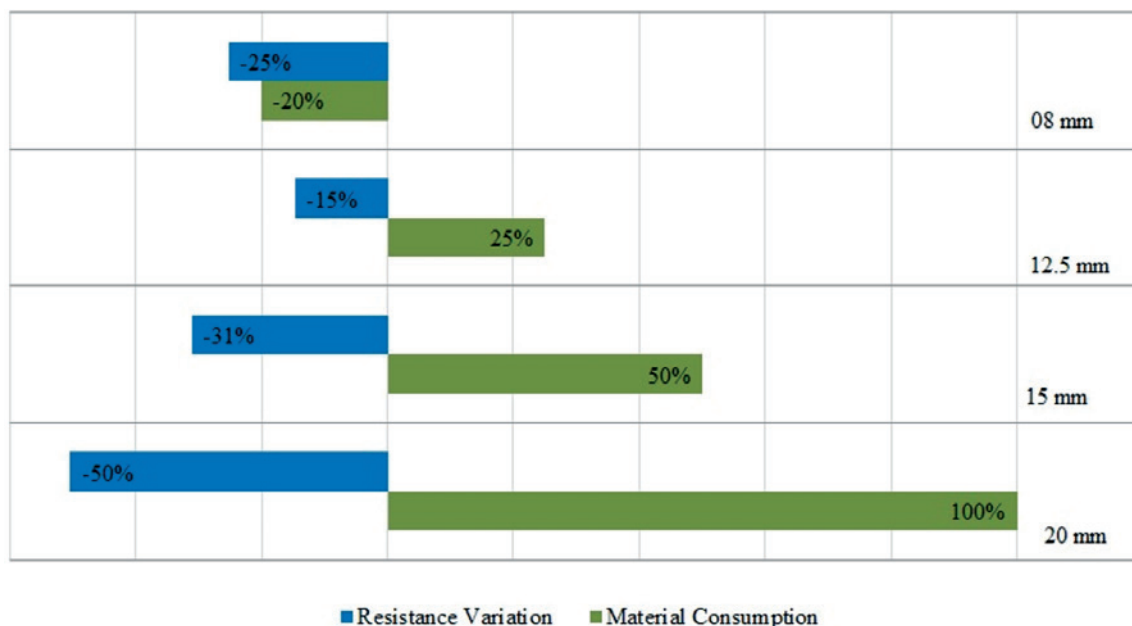


Figure 9

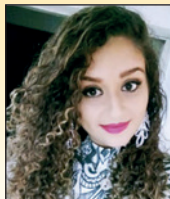
Performance comparative graph of thicknesses in relation to the 10 mm thickness

- 289 p. Ph. D. Thesis. School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2008.
- [6] MOHAMAD, G. Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto. 199f. Dissertação (Mestrado) Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 1998.
- [7] DUARTE, R. B. Recomendações para o Projeto e Execução de Edifícios de Alvenaria Estrutural. ANICER, Porto Alegre, 1999.
- [8] OLIVEIRA, M. H. Análise da resistência de prismas de blocos de concreto com variação da espessura das juntas de argamassa em alvenaria estrutural. 118f. Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, 2006.
- [9] OLIVEIRA, H. R. Análise da Resistência de Prismas de Blocos de Concreto com variação da espessura das Juntas de Argamassa em Alvenaria Estrutural. TCC, Publicação ENC. PF- 034A/14, Curso de Engenharia Civil, Unievangélica, Anápolis, GO, 52p. 2014.
- [10] BANDEIRA, B. N. Análise da resistência de prismas de blocos de concreto com variação da espessura das juntas de argamassa em alvenaria estrutural. 74f. Trabalho de conclusão de curso, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 2014.
- [11] SOUZA, A. G.; NUNES, P. P. Análise da resistência de prismas de blocos de concreto com variação da espessura das juntas de argamassa em alvenaria estrutural. 68 p. 81. Trabalho de conclusão de curso, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 2015.
- [12] FRANCISCO; A.M.X.; SOARES, H. A. B. Estudo da Influência das espessuras das juntas de argamassa em blocos de concreto na alvenaria estrutural. p. 81. Trabalho de conclusão de curso, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 2016.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6136: blocos vazados de concreto simples para alvenaria: requisitos. Rio de Janeiro, 2014.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12118: blocos vazados de concreto simples para alvenaria: métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.
- [16] ROMAN, H.; MUTTI, C.; ARAÚJO, H. Construindo em alvenaria estrutural. Florianópolis: Ed. da UFSC, 1999.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 248: . Rio de Janeiro, 2013.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211: agregados para concreto: especificação. Rio de Janeiro, 2009.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7215: cimento Portland: determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. alvenaria estrutural: blocos de concreto: parte 2: execução e controle de obras. NBR 15961 – 2: Rio de Janeiro, 2011.
- [21] CAMACHO, Jefferson Sidney. Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. Notas de aula, Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural – NEPAE, Universidade Estadual de São Paulo, Ilha Solteira, 2006.
- [22] Castro, Lucas Oliveira. Avaliação experimental da interação de paredes de blocos de concreto de alta resistência sob ações verticais. 163f. Dissertação Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2015.

- [23] VICENTE, Gabriel dos Santos; SANTOS, White José dos; BRANCO, Luiz Antonio Melgaço Nunes; BARBOSA, Ricardo Antônio. Análise experimental da influência da espessura da argamassa de assentamento no desempenho mecânico de prismas de blocos de concreto experimental. Revista Construindo, Belo Horizonte, v. 5, n. 2, Jul/Dez. 2013.

Optimization of structural brickwork laying joints in concrete blocks

Otimização das juntas de assentamento de alvenaria estrutural em blocos de concreto



M. V. S. CAVALCANTI ^{a, b}
marvinscav@gmail.com

A. M. X. FRANCISCO ^a
andressa.mx@hotmail.com

D. M. RODRIGUES ^a
dalilaengenharia@gmail.com

D. G. SILVA ^a
deboragodoi_g@hotmail.com

Abstract

One of the challenges in the investigation of structural masonry is the correlation between the thickness of the laying joints and the global resistance of the masonry. Many authors developed experimental correlations in the attempt to establish an analytical relation between the joint thickness and the resistance of the masonry. All these projects indicate that there are many parameters and considerations to be analyzed in the understanding this relation and in understanding the collapse of the masonry as a whole. Thus, in an attempt to contribute with this field of study, the present paper investigates the influence of the thickness of the mortar laying joint in the resistance of the masonry structure.

With the objective of experimentally establishing a relation between the joint thickness and the resistance of the masonry, rupture trials were held to the axial compression of three block prisms laid with five series of thicknesses: 8mm, 12.5mm, 10mm, 15mm and 20mm. The physical and mechanic description of all the components that made up the masonry were done separately, complying with the regulations.

Through a simplified statistical analyses, presented at the end of this study, values of resistance of each series of prisms associated to a specific thickness for the laying joint are shown. Through the comparison of the specific results of the analyzed specimen, we arrived at the suggestion of a better performance joint and it was also possible to establish a behavioral tendency, through the comparison of results, helping in the understanding of how the block-joint set behave monolithically from the determination of the individual characteristics of each element. Which is one of the keys that will permit the constructions of a behavioral model capable of assisting structural analysts in their structural masonry dimensioning techniques.

Keywords: structural masonry, concrete blocks, laying joints.

Resumo

Um dos desafios na investigação do comportamento da alvenaria estrutural é a correlação entre a espessura da junta de assentamento e a resistência global da alvenaria. Vários autores desenvolveram correlações experimentais na tentativa de estabelecer uma relação analítica entre a espessura da junta e a resistência da alvenaria. Todos esses trabalhos indicam que existem muitos parâmetros e considerações a serem analisadas no entendimento dessa relação e no entendimento do colapso da alvenaria como um todo. Assim, pretendendo contribuir com esse campo de pesquisa, o presente trabalho investiga a influência da espessura da junta de argamassa de assentamento na resistência da alvenaria estrutural. Com o objetivo de estabelecer experimentalmente uma relação entre a espessura da junta e a resistência da alvenaria realizaram-se ensaios de ruptura à compressão axial em prismas de três blocos assentados com cinco séries de espessuras: 08 mm, 12,5 mm, 10 mm, 15 mm e 20 mm. A caracterização física e mecânica de todos os componentes que constituem a alvenaria foi realizada isoladamente, atendendo as normas. Através de uma análise estatística simplificada, apresentada ao final do presente trabalho são mostrados os valores de resistência de cada série de prismas associados a uma espessura específica para junta de assentamento. Através da comparação entre os resultados específicos dos corpos de prova analisados, chegou-se a sugestão de uma junta de melhor desempenho e também foi possível estabelecer uma tendência de comportamento, auxiliando a compreender como o conjunto bloco-junta se comporta monoliticamente a partir da determinação das características individuais de cada elemento. O que é uma das chaves que permitirá construir um modelo de comportamento capaz de auxiliar os analistas estruturais em suas técnicas de dimensionamento da alvenaria estrutural.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, blocos de concreto, juntas de assentamento.

^a Centro Universitário de Anápolis (UniEvangélica), Anápolis, GO, Brasil;
^b Universidade Estadual de Goiás, (UEG), Anápolis, GO, Brasil.

1. Introdução

A alvenaria estrutural é um processo construtivo, onde os componentes são utilizados para vedar a construção e resistir aos esforços simultaneamente. Apesar da técnica ser milenar, o uso racional com metodologias de cálculo e dimensionamento é recente. Atualmente, com os avanços das técnicas e materiais, além do impulso governamental para a construção de habitações, a alvenaria tem sido empregada com maior frequência, pois apresenta vantagens como, por exemplo, a facilidade de execução, a racionalidade e a redução de recursos na execução dos projetos [1].

A alvenaria estrutural é projetada para resistir a esforços, apresenta excelente capacidade de resistir às solicitações de compressão; no entanto, para os esforços de tração a sua resistência é muito inferior, e em alguns casos se faz necessário o emprego de graute e armadura. Neste sentido a qualidade do material e a espessura da junta de assentamento são fundamentais, posto que os esforços de tração que geralmente provocam o colapso dos blocos se iniciam nas faces superior e/ou inferior do bloco, justo na interface de ligação entre um bloco e outro [1].

O principal parâmetro para o dimensionamento da alvenaria é a sua resistência à compressão que está em função da qualidade e resistência dos seus componentes constituintes: o bloco e a argamassa de assentamento, bem como a espessura das juntas. No Brasil popularizou-se a utilização de blocos de concreto vazados e o assentamento com a argamassa mista de cimento-cal, a norma brasileira NBR 15961-1 [2] recomenda a utilização das juntas com espessura de 10 mm com variação de ± 3 mm [3].

Diversos autores como Medeiros e Sabbatini [4], Freitas [5] estudaram o comportamento dos prismas em função das espessuras das juntas e verificaram que o aumento da espessura causa uma considerável diminuição da resistência da alvenaria. Entretanto Mohamad [6] ressalta que se a diminuição da junta for excessiva pode ocorrer perda da capacidade de absorção de deformações da argamassa, e aumento de tensões nos pontos onde ocorra encontro das faces dos blocos.

Duarte [7] rejeita as juntas acima de 15 mm, pois considera que estas proporcionam aumento de custo e redução de resistência da alvenaria; devido à argamassa ser a parte mais fraca do conjunto. Ao final do presente trabalho são mostrados os valores de resistência de cada série de prismas associados a uma espessura específica para junta de assentamento. Através da comparação

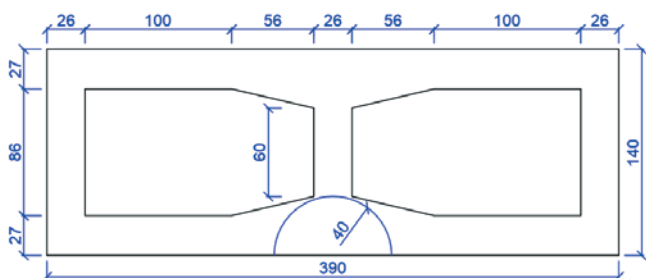


Figura 1
Dimensões da face do bloco comercial estudado (mm)

entre os resultados específicos dos corpos de prova analisados, chegou-se a sugestão de uma junta de melhor desempenho e também foi possível estabelecer uma tendência de comportamento, a partir da comparação dos resultados.

2. Materiais e programa experimental

O programa experimental do presente trabalho está inserido em uma linha de pesquisa que estuda a eficiência e integridade da alvenaria estrutural. No que se refere especificamente à otimização das juntas, a referida linha de pesquisa vem estudando a variação de traços e espessuras desde os trabalhos de Oliveira [8] (2006), Oliveira [9] (2014), Bandeira [10] (2014), Souza e Nunes [11] (2015), Francisco e Soares [12] (2016); permitindo contruir um banco de dados que correlaciona as diferentes espessuras de junta com o desempenho mecânico e de serviço da alvenaria. Desse modo, este trabalho, além de utilizar os resultados coletados irá contribuir com novos dados para continuidade da linha de pesquisa através de trabalhos futuros.

2.1 Caracterização dimensional dos blocos

Os blocos utilizados no estudo foram adquiridos em fábrica regional de pré-moldados, de modo a se estudar os mesmos blocos que são utilizados comercialmente pelas construtoras locais. Para



Figura 2
Bloco com capeamento de gesso

esses blocos foi realizada a análise dimensional e a inspeção visual conforme orientação da NBR 6136 [13], através da qual verificou-se que os mesmos não apresentavam defeitos ou patologias que comprometessem os ensaios.

Em uma amostra aleatória de 10 blocos verificou-se o comprimento, altura e espessura das paredes transversais e longitudinais, características apresentadas na Figura 1. O peso foi determinado em uma balança de precisão digital, estando em torno de 122 N. Nenhum bloco da amostra apresentou dimensões que excedessem a tolerância permitida pela NBR 6136 [13], isto é, ± 2 mm para largura e ± 3 mm para altura e comprimento, portanto os blocos são classificados como pertencentes à família 15x40, com mísula. A área da seção bruta do bloco é de 54600 mm² e a área da seção líquida (seção bruta descontando-se os vazios) é de 29224 mm². O volume foi determinado geometricamente, multiplicando-se a área da seção líquida pela altura do bloco, portanto é de 5552,56 cm³. Logo a massa específica tem valor de 2186,38 kg/m³ e está em conformidade com a NBR 6118 [14].

2.2 Caracterização mecânica dos blocos

Para o ensaio de compressão axial, foram escolhidos 12 blocos aleatoriamente do lote de 200. Estes receberam antes do ensaio um tratamento de regularização das faces superior e inferior com gesso, conhecido como capeamento, mostrado na Figura 2; no qual a pasta misturada com 2 kg de pó de gesso cola e 1 litro de água é aplicada com auxílio de uma espátula, em seguida o bloco é posicionado sobre uma mesa untada com óleo vegetal onde é nivelado. Conforme a NBR 6136 [13] a espessura da camada de capeamento não excedeu 3 mm.

O capeamento possui a finalidade de auxiliar a distribuição da tensão uniformemente sobre todo o bloco e evitar a concentração em pontos isolados, além do capeamento utilizou-se duas folhas de cortiça de 3 mm durante o rompimento. O conjunto gesso-cortiça proporciona a uniformização da força de compressão, minimizando os esforços tangenciais ao plano de aplicação de carga, o que reduz a possibilidade de colapso por cisalhamento tangencial no topo ou na base do bloco [1]. A Figura 3 apresenta o esquema de ruptura para os blocos.

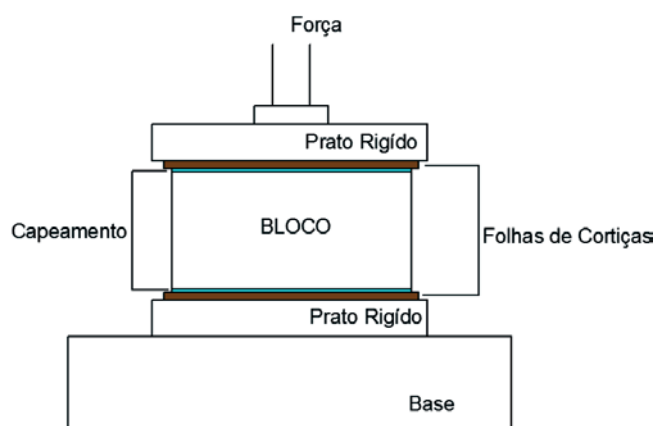


Figura 3
Esquema do procedimento de ensaio de compressão axial com a máquina de ensaio

A ruptura foi realizada conforme procedimentos da NBR 12118 [15], utilizando a máquina de ensaio universal da marca Contenco Pavitest com capacidade máxima de 10⁶ N, a prensa foi equipada com dois pratos rígidos e o incremento de carga aplicado automaticamente a uma velocidade de 0,25 MPa/s. A Figura 4 apresenta o bloco sendo ensaiado.

Dos 12 blocos ensaiados, foram descartados os valores das duas maiores e das duas menores tensões de ruptura apresentados, restando um conjunto de 08 blocos, com uma distribuição de tensões de ruptura mais uniforme. Sobre esses 08 valores restantes foi realizada uma análise estatística simplificada que forneceu o valor médio e característico da tensão de ruptura do bloco que foram utilizadas nas demais análises do presente trabalho. Esta análise está apresentada na Tabela 1 e Tabela 2, onde f_{bm} é a resistência média à compressão simples do bloco, f_{bk} é a resistência característica à compressão simples do bloco e S_d é o desvio padrão. De acordo com a NBR 6136 [13], os blocos podem ser classificados como pertencentes à Classe B com função estrutural, isto é, sua resistência média à compressão (f_{bm}) em relação à área bruta situa-se entre 4 MPa e 8 MPa.

2.3 Caracterização do agregado miúdo

De acordo com Roman [16] as areias finas são preferíveis para compor a argamassa de assentamento da alvenaria estrutural, devido estas conferirem mais aderência à argamassa. O agregado utilizado neste estudo é areia lavada de rio adquirido na região, apresenta diâmetro característico máximo de 2,63 mm e o módulo de finura é 2,86 foi ensaiado conforme a NBR 248 [11]. A Figura 5 apresenta o

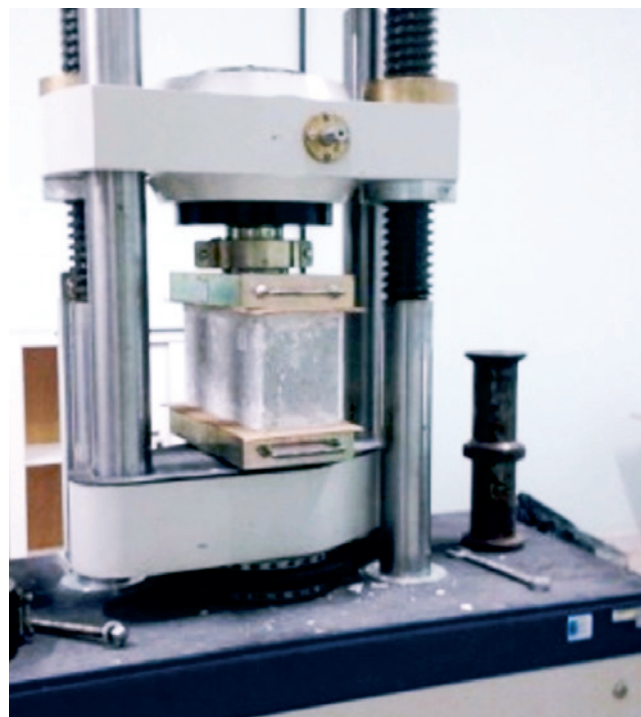


Figura 4
Ensaio de compressão axial de um bloco

Tabela 1

Resultados do ensaio de compressão dos blocos (Área bruta = 54600 mm²)

Bloco	Carga ruptura (N)	Tensão (MPa)	fbm	Sd	fbk
B1	35090	6,43	6,25	0,41	5,84
B4	32560	5,96			
B5	37000	6,78			
B6	37460	6,86			
B9	32090	5,88			
B10	31580	5,78			
B11	34400	6,30			
B12	32830	6,01			
B2	25910	-	Descartados		
B8	27600	-			
B3	41500	-			
B7	41830	-			

resultado do ensaio de granulometria do agregado utilizado e os Limites da Zona de Utilização estabelecida pela NBR 7211 [18].

2.4 Caracterização mecânica da argamassa de assentamento

A argamassa utilizada na montagem dos prismas é mista moldada in loco, com o traço de 1:0,4:5,72 (cimento: cal: areia) em peso e relação água/cimento de 1,6. A escolha do traço levou em consideração o frequente uso em obras de alvenaria estrutural da região de Anápolis-GO. Foi utilizado cimento CP II Z-32, cal hidratada CH III e areia lavada média.

Na preparação da argamassa o traço foi corrigido em função da umidade da areia, a mistura foi feita em uma betoneira, em seguida verificou-se a trabalhabilidade e consistência.

Para verificação da resistência à compressão da argamassa foram moldados seis corpos-de-prova nas dimensões 50 mm x 100 mm, conforme a NBR 7215 [19].

O ensaio de ruptura foi realizado na mesma máquina de ensaio utilizada para ensaio dos blocos. A Tabela 3 apresenta a carga de ruptura dos corpos de prova submetidos ao ensaio de compressão, a tensão de ruptura individual e média, o desvio padrão (Sd) e também a resistência característica da argamassa (farg).

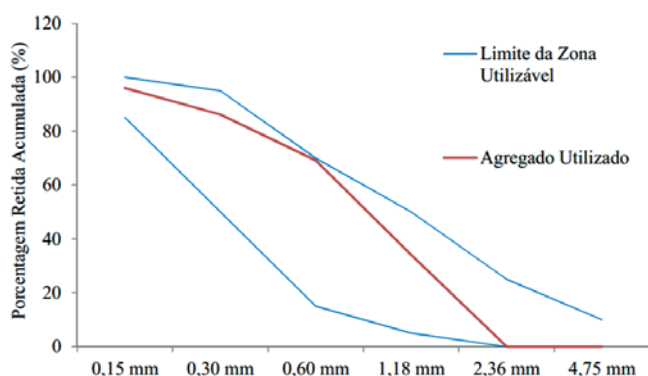


Figura 5

Gráfico da Composição Granulométrica do agregado miúdo utilizado para argamassa

Tabela 2

Resultados do ensaio de compressão dos blocos (Área líquida = 29224 mm²)

Bloco	Carga ruptura (N)	Tensão (MPa)	fbm	Sd	fbk
B1	35090	12,01	11,68	0,77	10,91
B4	32560	11,14			
B5	37000	12,66			
B6	37460	12,82			
B9	32090	10,98			
B10	31580	10,81			
B11	34400	11,77			
B12	32830	11,23			

Tabela 3Resultados do ensaio de compressão dos corpos de prova da argamassa (área seção = 19,63 cm²)

Corpo prova	Carga ruptura (N)	Tensão (MPa)	f _{ma} (MPa)	S _d	f _{arg} (MPa)
I	500	2,55	2,36	0,36	2,00
II	480	2,45			
III	490	2,50			
IV	500	2,55			
V	320	1,63			
VI	490	2,50			

2.5 Ensaios de compressão dos prismas

Os ensaios de compressão axial dos prismas foram realizados com a finalidade de avaliar a capacidade de resistência da alvenaria para cada espessura de junta de assentamento. Este ensaio foi realizado conforme a NBR 15961-2 [20] e NBR 12118 [15].

Foram montados 50 prismas de 3 blocos, com cinco diferentes espessuras de junta de assentamento. Apesar de alguns autores usarem prismas de dois blocos, neste trabalho optou-se pelo uso de prismas de três blocos, posto que este procedimento mostrou-se mais adequado na

obtenção de resultados mais próximos da realidade da alvenaria, por se aproximarem mais da configuração real da alvenaria. Procurou-se atentar para as possíveis variáveis que pudessem interferir na resistência do prisma, tais como, mão de obra especializada, gabarito para execução das espessuras, prumo e nivelamento. Os blocos foram umedecidos previamente a fim de se evitar a absorção da água da argamassa. Após a montagem, os prismas foram identificados e passaram por um período de cura de 14 dias, na sequência foram submetidos ao ensaio de compressão sob as mesmas condições de contorno do ensaio de compressão dos blocos, conforme a Figura 6.

Tabela 4

Prismas com espessura de junta de assentamento 20 mm

Primas	Carga ruptura (N)	Tensão (MPa)	f _{pm} (MPa)	S _d	f _{pk} (MPa)
2	11040	3,80	3,47	0,39	3,07
3	8600	2,90			
4	9150	3,10			
7	11510	3,90			
9	10230	3,50			
10	10440	3,60			
1	13710	4,70	Descartados		
5	7340	2,50			
6	13800	4,70			
8	7410	2,50			

Tabela 5

Prismas com espessura de junta de assentamento 10 mm

Primas	Carga ruptura (N)	Tensão (MPa)	f _{pm} (MPa)	S _d	f _{pk} (MPa)
11	22090	7,60	7,03	0,84	6,19
12	23830	8,20			
13	18220	6,20			
15	17510	6,00			
17	21380	7,30			
19	20020	6,90			
14	32030	11,00	Descartados		
16	10360	3,50			
18	14330	4,90			
20	26870	9,20			

3. Resultados e discussões

3.1 Dos ensaios com prismas

Nas Tabelas 4, 5, 6, 7, 8 apresenta-se a carga de ruptura



Figura 6
Ensaio de compressão axial de prisma assentado com três blocos

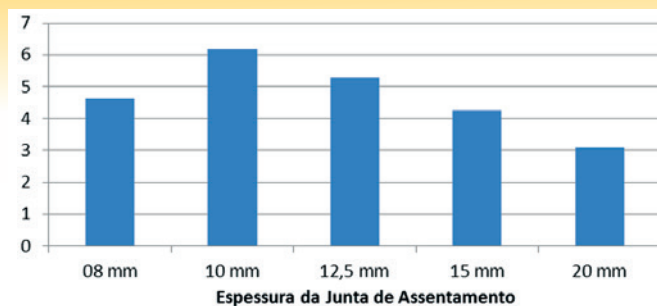


Figura 7
Gráfico comparativo do desempenho dos prismas associados à juntas com diferentes espessuras

de cada prisma, os valores de tensão de ruptura individual e valor de resistência média à compressão para o conjunto de prismas (fpm) associado a cada espessura de junta de assentamento. Para o cálculo da tensão média de cada grupo de espessura foi adotado o mesmo procedimento utilizado com os blocos, caracterizado pelo descarte dos valores das duas maiores e das duas menores tensões de ruptura apresentadas, isto proporcionou uma distribuição estatística mais uniforme, composta por um conjunto de 6 prismas. O valor da resistência característica à compressão simples de cada série de prisma (f_{pk}) também é apresentado.

3.2 Tendência

Os resultados referentes às resistências à compressão média dos prismas de alvenaria estrutural (fpm) para as diferentes espessuras de juntas, bem como o desvio padrão (Sd) e resistência característica (f_{pk}) são mostrados na Tabela 9.

Os resultados da relação entre a tensão de ruptura dos prismas e a espessura das juntas, seguem a tendência apresentada por Ramalho e Corrêa [3], Medeiros [4] e Mohamad [6], onde se verifica que quanto maior a espessura menor é a resistência alcançada pelo conjunto. No presente trabalho, além de se verificar esse comportamento, investigou-se também o que ocorre com a espessura incomum de 08 mm, que também sofre perda de resistência. Essa tendência pode ser evidenciada na Figura 7.

Tabela 6
Prismas com espessura de junta de assentamento 8 mm

Primas	Carga ruptura (N)	Tensão (MPa)	fpm (MPa)	Sd	f _{pk} (MPa)
21	18720	6,40	6,30	1,67	4,63
23	14790	5,10			
26	11440	3,90			
27	18290	6,30			
28	25270	8,60			
29	21930	7,50			
22	7870	2,70	Descartados		
24	27250	9,30			
25	6180	2,10			
30	29250	10,00			

Tabela 7

Prismas com espessura de junta de assentamento 12,5 mm

Primas	Carga ruptura (N)	Tensão (MPa)	fpm (MPa)	Sd	fpk (MPa)
32	20250	6,90	6,35	1,07	5,28
35	12770	4,40			
36	18580	6,40			
38	17620	6,00			
39	20660	7,10			
40	21360	7,30			
31	23710	8,10	Descartados		
33	10070	3,40			
34	9990	3,40			
37	22340	7,60			

Tabela 8

Prismas com espessura de junta de assentamento 15 mm

Primas	Carga ruptura (N)	Tensão (MPa)	fpm (MPa)	Sd	fpk (MPa)
41	14260	4,9	4,75	0,48	4,27
42	12210	4,2			
45	15830	5,4			
47	12220	4,2			
48	13750	4,7			
50	14900	5,1			
43	9240	3,2	Descartados		
44	9670	3,3			
46	17520	6			
49	17350	5,9			

3.3 Eficiência

A eficiência da alvenaria é obtida pela razão entre a resistência do prisma (f_{pk}) e a resistência do bloco (f_{bk}). A Tabela 10 apresenta os valores da eficiência da alvenaria para os prismas testados nesse trabalho. A eficiência ideal, conforme Camacho [21], deve apresentar valores entre 0,50 a 1,00.

Entre a série de prismas investigados, a que apresentou valor de eficiência superior ao mínimo recomendado por Camacho [21] foi à assentada com junta de 10 mm. Essa verificação segue a tendência apresentada na Figura 7, onde a espessura de 10 mm foi a

que apresentou melhores resultados para a resistência do prisma. De acordo com Mohamad [6] a resistência da argamassa e a resistência à compressão dos blocos devem ser compatíveis, pois a falta desta acarretaria em prejuízo na eficiência da alvenaria.

3.4 Comportamento para a espessura de 8 mm

É a espessura que proporciona a maior economia devido à utilização de menor quantidade de argamassa. No entanto, a economia gerada pela diminuição da espessura da junta não deve ser

Tabela 9

Resultados associados à junta

Espessura	fpm (MPa)	Sd	fpk (MPa)
8 mm	6,30	1,67	4,63
10 mm	7,03	0,84	6,19
12,5 mm	6,35	1,07	5,28
15 mm	4,75	0,48	4,27
20 mm	3,47	0,39	3,07

Tabela 10

Eficiência dos prismas associados à junta

Espessura	fpk (MPa)	f _{bk} (MPa)	f _{pk} /f _{bk}
8 mm	4,63	10,91	0,42
10 mm	6,19		0,57
12,5 mm	5,28		0,48
15 mm	4,27		0,39
20 mm	3,07		0,28

considerada, pois traz consigo uma perda de resistência da ordem de 25 %, em relação à espessura de 10 mm.

3.5 Comportamento para a espessura de 10 mm

Apresentou o melhor comportamento mecânico com uma resistência bem elevada em relação a menor resistência. É a espessura mais vantajosa do ponto de vista estrutural, econômico e executivo. Se comparada com a espessura de 08 mm o aumento no consumo de argamassa é insignificante se for levado em consideração o ganho de resistência.

3.6 Comportamento para a espessura de 12,5 mm

É uma espessura de difícil execução em canteiros de obras. Quando comparada com espessura de 10 mm há um decréscimo na resistência e aumento do consumo de argamassa.

3.7 Comportamento para a espessura de 15 mm

É utilizada em obras de alvenaria estrutural da região Anápolis-GO devido à facilidade de execução. No entanto, no presente trabalho os prismas assentados com esta espessura apresentaram a tendência de esfarelamento da argamassa e baixa resistência; além disso, a espessura pode ser considerada inviável economicamente.

3.8 Comportamento para a espessura de 20 mm

Observou-se que vários prismas do grupo de 20 mm apresentaram um esfarelamento da argamassa durante a compressão, conforme a Figura 8. Tal comportamento deve-se à menor tensão de confinamento na qual a argamassa está submetida.

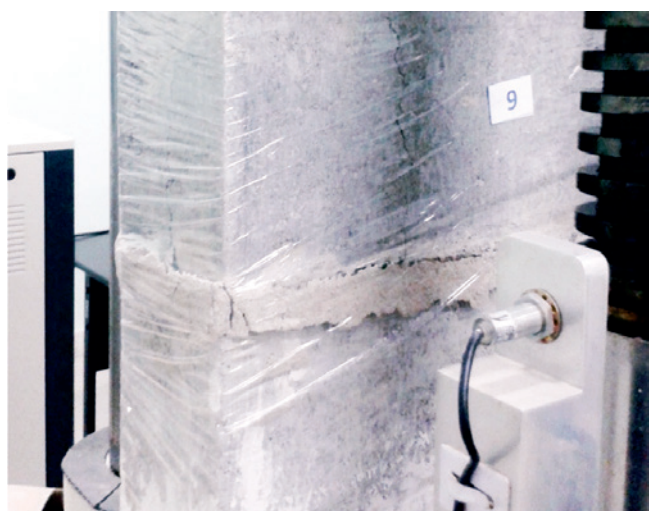


Figura 8
Prisma assentado com junta de espessura 20 mm, apresenta o esfarelamento da argamassa característico à essa série

Tabela 11
Variação de resistência em relação à espessura 10 mm

	Varição de resistência (%)	Consumo de material (%)
8 mm	-25,23	-20
12,5 mm	-14,69	+25
15 mm	-31,12	+50
20 mm	-50,37	+100

3.9 Quadro comparativo dos prismas ensaiados

Partindo da hipótese de que a espessura de 10 mm é a melhor espessura, montou-se a Tabela 11 onde se apresenta a comparação da resistência dos conjuntos de prismas, tendo como base esta espessura. Evidencia-se na Figura 9 que o aumento e/ou economia de argamassa de assentamento não é proporcional à variação de resistência. Todas as espessuras testadas apresentaram um decréscimo significativo na resistência em relação à espessura de 10 mm.

4. Conclusões

Para os materiais empregados no presente trabalho, dentre as juntas estudadas, a de 10 mm apresentou maior resistência e maior eficiência da alvenaria. Os prismas de três blocos apresentam resultados mais próximos ao comportamento da alvenaria. As tendências de comportamento dos prismas em função da espessura das juntas apresentadas nesse trabalho estão em acordo com os resultados de Castro [22] e Vicente et.al [23]. É necessário investigar mais o comportamento dos prismas com espessuras de junta inferiores a 10 mm, uma vez que o presente trabalho investigou apenas uma série de 08 mm. Os resultados apresentados foram obtidos com a resistência do bloco cerca de cinco vezes superior a resistência da argamassa, sendo necessário, repetir a série de ensaios com outros traços de argamassa para verificar se a mesma tendência de repete com argamassas mais resistentes.

5. Agradecimentos

A CAPES/CNPq e FUNDAESP, a VIBRACOM pela cessão dos blocos, aos laboratórios e técnicos da UniEVANGÉLICA e da UEG.”

6. Referências bibliográficas

[1] CAVALCANTI, Marcus Vinícius Silva. Avaliação do processo de ruptura em blocos de concreto considerando os aspectos dinâmicos. 155p. 2011. Tese (Doutorado Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Distrito Federal, 2011.
[2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. alvenaria estrutural: blocos de concreto: parte 1: projeto. NBR 15961 – 1: Rio de Janeiro, 2011.

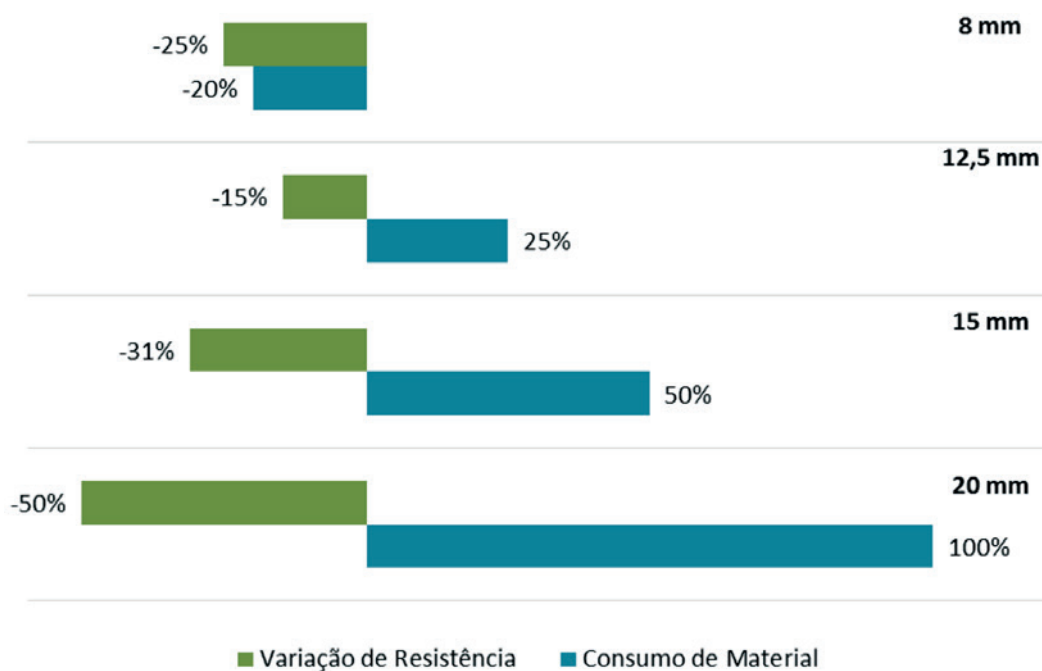
**Figura 9**

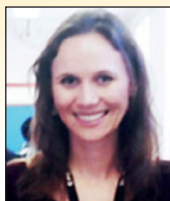
Gráfico comparativo de desempenho das espessuras em relação à espessura de 10 mm

- [3] RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. São Paulo: Editora Pini, 2003.
- [4] MEDEIROS, Jonas Silvestre; SABBATINI, Fernando Henrique. Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto. 1993. 20f. Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Engenharia da Construção Civil, São Paulo, 1993.
- [5] FREITAS, A. A. (2008). Numerical and experimental analysis of the behavior of prisms and mini-walls under compression. 289 p. Ph. D. Thesis. School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2008.
- [6] MOHAMAD, G. Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto. 199f. Dissertação (Mestrado) Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 1998.
- [7] DUARTE, R. B. Recomendações para o Projeto e Execução de Edifícios de Alvenaria Estrutural. ANICER, Porto Alegre, 1999.
- [8] OLIVEIRA, M. H. Análise da resistência de prismas de blocos de concreto com variação da espessura das juntas de argamassa em alvenaria estrutural. 118f. Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, 2006.
- [9] OLIVEIRA, H. R. Análise da Resistência de Prismas de Blocos de Concreto com variação da espessura das Juntas de Argamassa em Alvenaria Estrutural. TCC, Publicação ENC. PF- 034A/14, Curso de Engenharia Civil, Unievangélica, Anápolis, GO, 52p. 2014.
- [10] BANDEIRA, B. N. Análise da resistência de prismas de blocos de concreto com variação da espessura das juntas de argamassa em alvenaria estrutural. 74f. Trabalho de conclusão de curso, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 2014.
- [11] SOUZA, A. G.; NUNES, P. P. Análise da resistência de prismas de blocos de concreto com variação da espessura das juntas de argamassa em alvenaria estrutural. 68 p. 81. Trabalho de conclusão de curso, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 2015.
- [12] FRANCISCO; A.M.X.; SOARES, H. A. B. Estudo da Influência das espessuras das juntas de argamassa em blocos de concreto na alvenaria estrutural. p. 81. Trabalho de conclusão de curso, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 2016.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6136: blocos vazados de concreto simples para alvenaria: requisitos. Rio de Janeiro, 2014.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12118: blocos vazados de concreto simples para alvenaria: métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.
- [16] ROMAN, H.; MUTTI, C.; ARAÚJO, H. Construindo em alvenaria estrutural. Florianópolis: Ed. da UFSC, 1999.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 248: . Rio de Janeiro, 2013.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211: agregados para concreto: especificação. Rio de Janeiro, 2009.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7215: cimento Portland: determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.

- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. alvenaria estrutural: blocos de concreto: parte 2: execução e controle de obras. NBR 15961 – 2: Rio de Janeiro, 2011.
- [21] CAMACHO, Jefferson Sidney. Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. Notas de aula, Núcleo de Ensino e Pesquisa da Alvenaria Estrutural – NEPAE, Universidade Estadual de São Paulo, Ilha Solteira, 2006.
- [22] CASTRO, Lucas Oliveira. Avaliação experimental da interação de paredes de blocos de concreto de alta resistência sob ações verticais. 163f. Dissertação Universidade Federal de Viçosa. Viçosa, MG, 2015.
- [23] VICENTE, Gabriel dos Santos; SANTOS, White José dos; BRANCO, Luiz Antonio Melgaço Nunes; BARBOSA, Ricardo Antônio. Análise experimental da influência da espessura da argamassa de assentamento no desempenho mecânico de prismas de blocos de concreto experimental. Revista Construindo, Belo Horizonte, v. 5, n. 2, Jul/Dez. 2013.

Balance emissions and CO₂ uptake in concrete structures: simulation based on the cement content and type

Balanço das emissões e da captura de CO₂ em estruturas de concreto: simulação em função do consumo e tipo de cimento



E. F. FELIX^a
emerson.felipe.felix@gmail.com

E. POSSAN^b
epossan@gmail.com

Abstract

While the cement plant is considered one of the most polluting industry, responsible for about 5% of global CO₂ emissions, the concrete has the potential to uptake this gas through the carbonation process, offset in part the emissions generated in its production. With the purpose to analyze this process, this study aims to evaluate emissions and CO₂ uptake with cement content 300-580 kg produced with different cement types (CP II F, CP II E, CP II Z, CP III, CP IV and CP V). Through mathematical modeling, the emissions balance was made, identifying the mix that shows good resistance to carbonation and greater absorption of CO₂ during the concrete life cycle. The results show that concrete with cement consumption between 380 and 420 kg/m³ showed better balance emissions.

Keywords: CO₂ sequestration, cement content, CO₂ emissions, compensatory measures, sustainability.

Resumo

Apesar da indústria cimenteira ser considerada uma das mais poluentes do setor, responsável por aproximadamente 5% das emissões mundiais de CO₂, o concreto tem a potencialidade de absorver esse gás, através do processo de carbonatação, compensando em partes as emissões geradas na sua produção. Com o objetivo de analisar este processo, o presente estudo avalia por meio de simulações as emissões e a captura de CO₂ de concretos com consumos de 300 a 580 kg de cimento por metro cúbico de concreto, produzidos com diferentes tipos de cimento Portland (CP II F, CP II E, CP II Z, CP III, CP IV e CP V). Por meio da modelagem matemática fez-se o balanço das emissões, identificando o traço que apresenta boa resistência à carbonatação e maior absorção de CO₂ durante o ciclo de vida do concreto. Os resultados apontam que concretos com consumo de cimento entre 380 e 420 kg/m³ e com maiores taxas de adições apresentam melhores balanços de emissões.

Palavras-chave: sequestro de CO₂, consumo de cimento, emissões de CO₂, medidas compensatórias, sustentabilidade.

^a Department of Structural Engineering, São Carlos School Engineering, University of São Paulo, São Carlos, SP, Brazil;
^b Postgraduate Program in Civil Engineering, Federal University of Latin American Integration, Foz do Iguaçu, PR, Brazil.

1. Introduction

The elevated gaseous emissions of the cement production have drawn the attention of the productive sector, since cementitious industry is, by itself, responsible for approximately 5 to 7% of CO₂ global emissions [1, 2, 3].

Due to rising consumption of concrete in the world and, consequently, of cement, there has been a lot of discussion regarding alternatives to reduce the emissions associated to concrete – the second most used material in the world [3]. According to Sindicato Nacional da Indústria do Cimento (Cement Industry National Union) [4], in Latin America, Brazil is among the countries with the highest rates of cement production and consumption, having produced 68 million of tons in 2012. In the same period, China showed a consumption that exceeded 2 billion of tons, being the largest producer and consumer of cement in the world, emitting almost the same quantity of CO₂, since according to sources [5], for the production of one ton of clinker, 700 to 1100 kg of CO₂ are generated globally.

In a domestic scenario, due to actions of the cementitious industry, the CO₂ emissions, caused by the cement production, represent a participation of 3%, according to data from the 2º Inventário Brasileiro de Emissões e Remoções Antrópicas de Gases de Efeito Estufa (Brazilian Inventory of Anthropogenic Emissions and Removal of Greenhouse Effect Gases), with data pertaining to the years from 1990 to 2005, with the country emitting around 536 kg of CO₂ per ton of cement produced [4].

However, an important feature of cement-based materials relates to their capacity of reabsorbing CO₂ from the atmosphere during the process of carbonation: reaction between CO₂, which enters through the concrete, and calcium hydroxide (Ca(OH)₂), present in the cementitious matrix, in the presence of water. According

to Pade and Guimarães [5], carbonation and its consequent CO₂ uptake occur throughout the entire service life of concrete structure and even after its demolition, when it is more intense.

In reinforced concrete structures, carbonation is considered a mechanism of deterioration, since it decreases of the concrete pH, leaving the steel reinforcement susceptible to corrosion. At environment temperature, concrete shows pH around 12.5 due to the presence of Ca(OH)₂. With the reduction of the calcium hydroxide levels in the interior of the pores of the hydrated cement paste and, afterwards, its transformation into calcium carbonate (CaCO₃), because of the carbonation reactions, the pH is reduced to values close to or lower than 9 [8, 9, 10, 11].

In non-reinforced concrete elements (i.e., dams, concrete walls, pavers, decorative elements, among others), though, carbonation can be beneficial, acting as a process of atmospheric CO₂ uptake, partially compensating the CO₂ generated in the cement production [7, 12, 13, 14], and thus can be considered in the balance of greenhouse effect gases emissions.

In light of this, this paper aims to achieve a balance between the emissions of CO₂ and the capture of this gas through carbonation for concretes with different types of binders and strength levels, expressed by the consumption of cement in the concrete mixture. In order to, using simulation and mathematical modelling, a period of 100 years will be analyzed, of which 70 years refers to the concrete service life and 30 years refer to the post demolition period.

2. Emissions associated to cement and CO₂ uptake due to concrete carbonation

The emissions of the cement production process are caused especially by the calcination of limestone rock, as demonstrated in



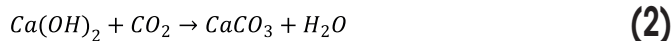
Figure 1
Concrete carbonation versus CO₂ uptake [23]

the simplified reaction showed in Equation 1, and by the fossil fuel burning for the production of clinker.



In cement life cycle, 95% of total CO₂ emitted comes from the production stage [15], with almost the entire emission in cement industry concentrating on the clinker production [5], since during the cement production process, half of the emitted CO₂ is caused by the calcination of limestone rock, and the other half derives from the burning of fuels for energy generation in the clinkering process [6]. However, it has been argued that concrete has the potential to capture CO₂ from the atmosphere through a process known as carbonation [16, 7, 13]. One of the results of this reaction (Equation 2) is the reduction of the concrete pH, which destroys the passivity

of the steel, leaving the reinforcement susceptible to corrosion, which is not desirable from a durability perspective. Another result is the CO₂ uptake from the atmosphere, generating calcium carbonate (CaCO₃), which apprehends the carbon dioxide inside the concrete structure, removing it from the atmosphere, in a process inverted to the cement production (Equation 1).



Generally, the process of CO₂ uptake due to the carbonation of the concrete can be outlined as in Figure 1.

The study verifies that the previous works shows discrepancies in relation to the potential of CO₂ uptake due to concrete carbonation. Pade [17] highlights a global potentiality of CO₂ uptake due to the carbonation of concrete structures of 33-57%, while Gajda [18]

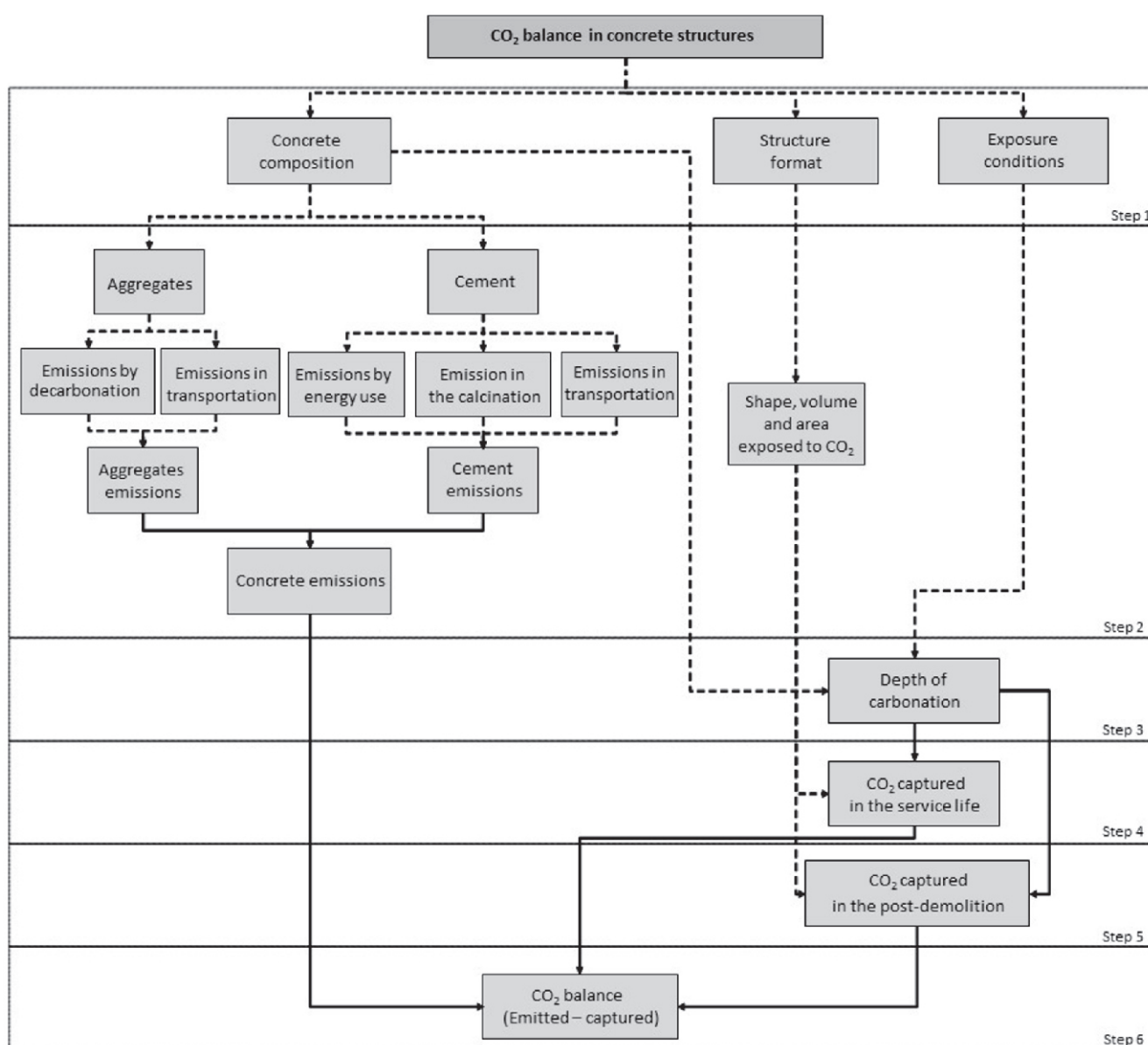


Figure 2
Methodology for calculating the balance of CO₂ emissions

reports that only 7.6% of the emitted CO₂ can be absorbed. In South Korea, Lee, Park and Lee [19] mention the uptake of only 2.9% of CO₂ in a structure during 20 years of its service life. In a study developed in Norway, Jacobsen e Jahren [20] estimated that 11% of the CO₂ emitted during cement production is reabsorbed by the concrete due to carbonation during its service life. In the USA, Haselbach and Thomas [21] mention 28.2% of CO₂ uptake during service life. Pade and Guimarães [7], in a study developed in Denmark, estimate, for a 100 years perspective, considering the demolition of the structure, which, due to carbonation, the concrete can absorb up to 57% of the CO₂ emitted during cement production. If the demolition of the structure is not considered, this value is reduced to 24%. The method adopted by Pade and Guimarães [7] assumes that the concrete has a

degree of hydration of 100%, while the diffusion and concentration of CO₂ were assumed constants over time. The authors also considered that the aggregates generated by the demolition of the structure will be 100% carbonated during a 30 years period, with the structure and its demolition waste under the same environmental conditions. Felix and Possan [22] highlight that the carbonation of post-demolition concrete is strongly dependent of the exposure conditions and of the dimensions of the demolished materials, therefore there are some practicality problems in the calculation methods adopted by some authors. One of the major problems discovered is finding a way to expose the demolition waste of a structure, in a way that it stays in contact with the CO₂ for the carbonation to occur. Hence, the CO₂ uptake due to concrete

Table 1
Concrete compositions used in the simulations (with blended cements: CP II Z, E and F)

Type of cement	Addition		F _{ci} (MPa)	Dosage (kg/m ³)			
	Type*	Content*		Cement	Stone	Sand	Water
CP II-E	Slag	6 - 34	20.92	300.00	864.17	1056.21	120.00
			25.55	340.00	860.41	1051.61	136.00
			29.78	380.00	849.14	1037.84	152.00
			31.75	400.00	845.39	1033.25	160.00
			33.63	420.00	841.63	1028.66	168.00
			37.13	460.00	834.12	1019.47	184.00
			40.30	500.00	826.60	1010.29	200.00
			43.20	540.00	819.09	1001.11	216.00
			45.84	580.00	811.57	991.92	232.00
CP II-F	Limestone filler	15 - 50	20.22	300.00	818.24	1000.07	120.00
			24.87	340.00	808.99	988.76	136.00
			29.90	380.00	799.74	977.46	152.00
			32.59	400.00	842.95	1090.77	160.00
			34.48	420.00	790.49	966.15	168.00
			38.66	460.00	781.24	954.85	184.00
			42.46	500.00	771.99	943.54	200.00
			45.93	540.00	762.74	932.24	216.00
			49.10	580.00	753.49	920.94	232.00
CP II-Z	Fly ash	15 - 50	21.98	300.00	926.26	1132.09	120.00
			26.56	340.00	912.73	1115.56	136.00
			30.69	380.00	899.21	1099.04	152.00
			32.24	400.00	795.11	971.81	160.00
			34.39	420.00	885.69	1082.51	168.00
			37.72	460.00	872.16	1065.98	184.00
			40.73	500.00	858.64	1049.45	200.00
			43.45	540.00	845.12	1032.92	216.00
			45.92	580.00	831.60	1016.39	232.00

* ABNT NBR 11578:1991 Revised Version: 1997

carbonation on the post-demolition period requires further studies in order to verify whether it can be conducted in a real scale.

These discrepancies found in previous works come of the many factors that influence the concrete carbonation phenomenon (strength, exposure environment, amount of cement used for concrete production, age of the structure, among others). They are, also, dependent of the adopted calculation methods and assumptions made by the researcher, what hinders the comparison of results generated by different researches [22].

3. Methodology for estimating the CO₂ balance

Since the study of CO₂ uptake associated with concrete structures is

recent, few published articles describe the methods adopted for these estimates in detail. In light of this, Felix, Possan and Thomaz [23] developed a methodology as described by the flow chart in Figure 2. Composed by six steps, the method begins with the description of the structure scenario (Step 1), then to estimating the emissions associated with cement and aggregates (Step 2) and the concrete carbonation depth over time (Step 3). In Steps 4 and 5, the potential of CO₂ uptake due to carbonation is estimated during the service life and post-demolition period of the structure, respectively, culminating in Step 6, the balance of emissions (difference between emitted and captured CO₂). In the sequence, the methods and materials adopted in this work are presented in detail, in accordance with the flow chart in Figure 2.

Table 2

Concrete compositions used in the simulations (with blended cements: CP III, II and V)

Type of cement	Addition		F _{ci} (MPa)	Dosage (kg/m ³)			
	Type*	Content*		Cement	Stone	Sand	Water
CP III*	Slag	6 - 34	19.64	300.00	875.35	1069.88	120.00
			22.53	340.00	860.82	1052.11	136.00
			28.19	380.00	846.28	1034.34	152.00
			30.92	400.00	839.01	1025.46	160.00
			33.56	420.00	831.74	1016.58	168.00
			38.61	460.00	817.21	998.81	184.00
			43.33	500.00	802.67	981.04	200.00
			47.73	540.00	788.13	963.28	216.00
			51.83	580.00	773.60	945.51	232.00
CP IV**	Fly ash	15 - 50	25.09	300.00	757.21	925.48	120.00
			30.62	340.00	746.04	911.82	136.00
			35.68	380.00	734.86	898.16	152.00
			38.03	400.00	729.27	891.33	160.00
			40.28	420.00	723.68	884.50	168.00
			44.46	460.00	712.50	870.84	184.00
			48.26	500.00	701.32	857.17	200.00
			51.73	540.00	690.15	843.51	216.00
			54.89	580.00	678.97	829.85	232.00
CP V ARI***	Limestone filler	0 - 5	24.01	300.00	785.03	959.48	120.00
			30.26	340.00	774.23	946.28	136.00
			36.32	380.00	763.44	933.09	152.00
			39.25	400.00	758.04	926.49	160.00
			42.10	420.00	752.64	919.89	168.00
			47.57	460.00	741.84	906.70	184.00
			52.70	500.00	731.05	893.50	200.00
			57.51	540.00	720.25	880.30	216.00
			62.02	580.00	709.45	867.11	232.00

* ABNT NBR 5735:1991; ** ABNT NBR 5736:1991; *** ABNT NBR 5733:1991.

3.1 Step 1 – Determination of concrete characteristics and exposure conditions of the structure

Considering that many factors influence the concrete carbonation, especially concrete proportioning (cement consumption, compressive strength, water/cement ration, type of the cement used, among others), geometrical characteristics of the structure or structural elements (shape, volume and superficial area in contact with the atmosphere) and characteristics of the exposure environment of the structure (CO₂ content in the environment, relative humidity of the air, rain exposure – internal or external area, sheltered or not sheltered from the rain) [23], in this step, it is important to describe clearly the variables employed in the simulation.

In relation to the concrete, in this study, various compositions were simulated through the ABCP/ACI method. The compositions were obtained by fixating the water/cement ratio as 0.4. For the constituent materials of the concrete, a large aggregate of basaltic origin with maximum diameter of 19 mm, specific weight of 2700 kg/m³ and unit mass of 1515 kg/m³. The small aggregate used was natural quarzitic sand with fineness modulus of 2.9, specific weight of 2660 kg/m³ and unit mass of 1490 kg/m³.

For the binder, six types of Portland cement were considered in the simulation: three blended cements (CP II E, with slag, CP II F, with filler, and CP II Z, with pozzolan) [25], one Portland-Slag Cement (CP III) [26], one Portland-Pozzolan Cement (CP IV) [27] and one High Early-Strength Cement (CP V ARI) [28].

The concrete composition obtained through the ABCP/ACI method

(Tables 1 and 2) have different cement consumptions, varying between 300 and 580 kg/m³.

It is assumed that the structure will be built in urban environment, not sheltered from rain, with average annual humidity of 70%¹ and a CO₂ local content of 0.04%². No rendering layer will be considered (apparent concrete, no painting). All the evaluated variables are presented in Table 3.

3.2 Step 2 – Estimating the CO₂ emissions

CO₂ emissions resulting from cement production were estimated considering emissions due to cement manufacturing, aggregates production and transportation until it is available on the construction site, be it from an industry or produced in the site.

Therefore, based on methodologies by IPCC [29] and CSI [30] to estimate CO₂ emissions due to cement production (E_{cim}), Equation 3 was used, in which are considered emissions due to energy use (E_{ene}), to decomposition of the material (calcination) (E_{desc}) and to transportation during cement production (E_{trans}). All emissions are given in kgCO₂/t.

$$E_{cim} = E_{ene} + E_{desc} + E_{trans} \quad (\text{kgCO}_2/\text{t}) \quad (3)$$

To calculate E_{ene} , E_{desc} e E_{trans} , the methodology presented by Lima [5] was used with the energy data collected by the Balanço Energético Nacional (National Energetic Balance) [31] presented in Table 4.

It should also be considered that the different Portland cements traded in Brazil (CPI, CP II, CP III, CP IV e CP V) have different

Table 3
Input data to determine carbonation depth

Variáveis de análise	Concrete					
	CP II E ¹	CP II Z ¹	CP II F ¹	CP III ²	CP IV ³	CP V ARI ⁴
Compressive strength (MPa)	Variable	Variable	Variable	Variable	Variable	Variable
Addition content (%)	6 – 34	6 – 14	0 – 10	35 – 70	15 – 50	0 – 5
Addition type	Slag	Fly ash	Fly ash	Slag	Fly ash	Limestone filler
Exposure condition ⁵	EP	EP	EP	EP	EP	EP
Relative humidity (%)	70	70	70	70	70	70
CO ₂ concentration (%)	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
Time (years)	1 - 100	1 - 100	1 - 100	1 - 100	1 - 100	1 - 100

¹ ABNT NBR 11578:1991 Revised version: 1997; ² ABNT NBR 5735:1991; ³ ABNT NBR 5736:1991; ⁴ ABNT NBR 5733:1991; ⁵ EP = Outdoor, sheltered from rain.

Table 4
Average CO₂ emissions (in kg) for the production of one ton of cement [29]

Emissions/year	2008	2009	2010	2011	2012
Energy use	246.00	224.00	210.00	214.38	210.27
Calcination	368.00	363.00	358.00	364.78	361.10
Transportation	33.00	31.00	31.00	30.66	30.26

¹ Average humidity estimated for the city of Foz do Iguaçu (Brazil).

² Average value based on report from IPCC [27].

Table 5

Coefficients of the model according to: (a) concrete characteristics and environment conditions; (b) exposure conditions [33]

(a)					
Type of cement	Properties of concrete			Environmental conditions	
	Cement	f_c	Addition	CO ₂	UR
	k_c	k_{fc}	k_{ad}	k_{co2}	K_{ur}
CP I	19.80	1.70	0.24	18.00	1300
CP II E	22.48	1.50	0.32	15.50	1300
CP II F	21.68	1.50	0.24	18.00	1100
CP II Z	23.66	1.50	0.32	15.50	1300
CP III	30.50	1.70	0.32	15.50	1300
CP IV	33.27	1.70	0.32	15.50	1000
CP V ARI	19.80	1.70	0.24	18.00	1300

(b)	
Exposure conditions of structures	
Sheltered from rain	kce
Indoor sheltered from rain	1.30
Outdoor, sheltered from rain	1.00
Outdoor, exposed to rain	0.65

contents of mineral admixtures, and it is necessary to subtract them from the emissions calculations, since they are inserted at the end of the cement production process, not being part of the complete production process [23]. This way, only the clinker contained in each type of cement is considered, according to the limits set by the corresponding technical standards [24-28].

In the estimation of emissions caused by the production of the aggregates, indicators found on the literature were used, such as 5.81 kgCO₂/t for natural sand and 15.46 kgCO₂/t for gravel [32]. For the estimation of emissions for concrete transportation, Lima [5] suggests using 8.4 kgCO₂/t.

Therefore, according to Equation 4, with the sum of all CO₂ emissions (in kgCO₂/g) regarding cement production (E_{cim}), aggregate production (E_{agr}) and concrete transportation ($E_{trans-con}$), it is possible to estimate the emissions of the concrete production, provided that the concrete proportioning is known.

$$E_{con} = E_{cim} + E_{agr} + E_{trans-con} \quad (\text{kgCO}_2/\text{t}) \quad (4)$$

3.3 Step 3 – Estimating carbonation depth

To estimate the carbonation depth it is necessary to consider the exposure conditions of the structure (defined in step 1), as well as employing a model of carbonation depth behavior over time, for which the mathematic model of Possan [33] was used, as shown in Equation 5.

$$y = k_c \cdot \left(\frac{20}{f_c}\right)^{k_{fc}} \cdot \left(\frac{t}{20}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \exp \left[\left(\frac{k_{ad} \cdot a_d^3}{40 + f_c} \right) + \left(\frac{k_{CO_2} \cdot CO_2^{\frac{1}{2}}}{60 + f_c} \right) - \left(\frac{k_{ur} \cdot (UR - 0,58)^2}{100 + f_c} \right) \right] \cdot k_{ce} \quad (5)$$

In which:

y = average carbonation depth of the concrete, in mm;

f_c = average characteristic compressive strength of concrete, in MPa;

k_c = variable factor relative to the type of cement used (Table 5.a);

k_{fc} = variable factor related to the compressive strength of the concrete, according to the type of cement used (Table 5.a);

t = concrete age, in years;

a_d = pozzolanic admixture content in the concrete, in % of concrete mass;

k_{ad} = variable factor relative to pozzolanic admixtures in the concrete – silica fume, metacaulin and rice husk ash, according to the type of cement used (Table 5.a);

UR = average relative humidity, in %/100;

k_{ur} = variable factor related to relative humidity, according to the type of cement used (Table 5.a);

CO_2 = atmospheric CO₂ content, in %;

k_{co2} = variable factor related to the CO₂ content in the environment, according to the type of cement used (Table 5.a);

k_{ce} = variable factor related to rain exposure, according to the exposure conditions of the structure (Table 5.b).

Possan model [33] is used because it shows good results when estimating the carbonated depth (it represents 85% of tested cases) and demands input data easily obtained (concrete compressive strength, type of cement, CO₂ content in the exposure environment) [34].

3.4 Step 4 – Estimating CO₂ uptake throughout the concrete structure service life

To estimate the CO₂ uptake during the service life (SL) of the structures (70-year period), carbonation calculations were conducted considering the concrete in the structural element presented in Figure 3.a in different configurations (corresponding to Tables 1 and 2). Through stoichiometric calculations, the CO₂ uptake due to carbonation was estimated by Equation 6.

$$CO_2 = y \cdot c \cdot CaO \cdot r \cdot A \cdot M \quad (\text{kgCO}_2) \quad (6)$$

In which: “ y ” is the carbonation depth (in meters), “ c ” is the amount of cement used to produce one cubic meter of concrete (without

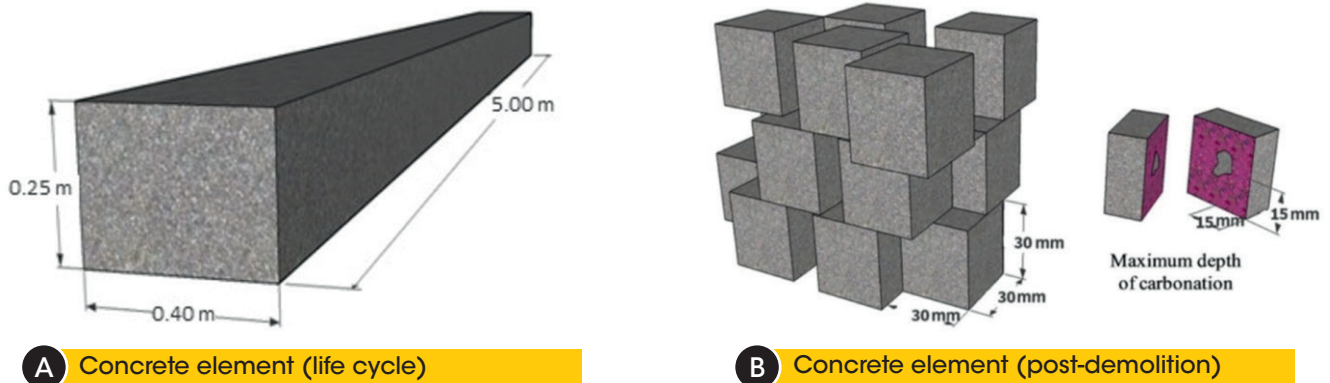


Figure 3 Concrete elements during: (a) service life; (b) post-demolition

considering the mineral admixtures) (in kg/m³), “CaO” is the amount of calcium oxide contained in the cement (in %), “r” is the CaO proportion completely carbonated (in %), “A” is the concrete superficial area exposed to CO₂ action (in m²) and “M” is the CO₂/CaO mole fraction.

3.5 Step 5 – Estimating CO₂ uptake in the post-demolition period

To estimate the CO₂ uptake after the demolition of the structure, concrete elements were assumed to be crushed and to have its dimensions reduced to the scale of aggregates in the simulation. To do

so, since carbonation occurs from the surface to the inner layers of the structure, the “cover” of the concrete carbonated during service life was removed, the “non-carbonated concrete” was transformed in cubes with small dimensions (i.e. 30x30x30 mm bricks), as represented in Figure 3.b. The exposure of these elements to CO₂ activity for a certain time period was considered (30 years or the time interval needed for full carbonation of the concrete elements to occur). The cubic shape was adopted to simulate the crushed elements since this geometry provides an easier way to describe carbonated and non-carbonated volumes in the post-demolition period. For the length adopted for the sides of the cubes, it is reported that analyzed samples of demolition waste have average characteristic dimension of 30 mm.

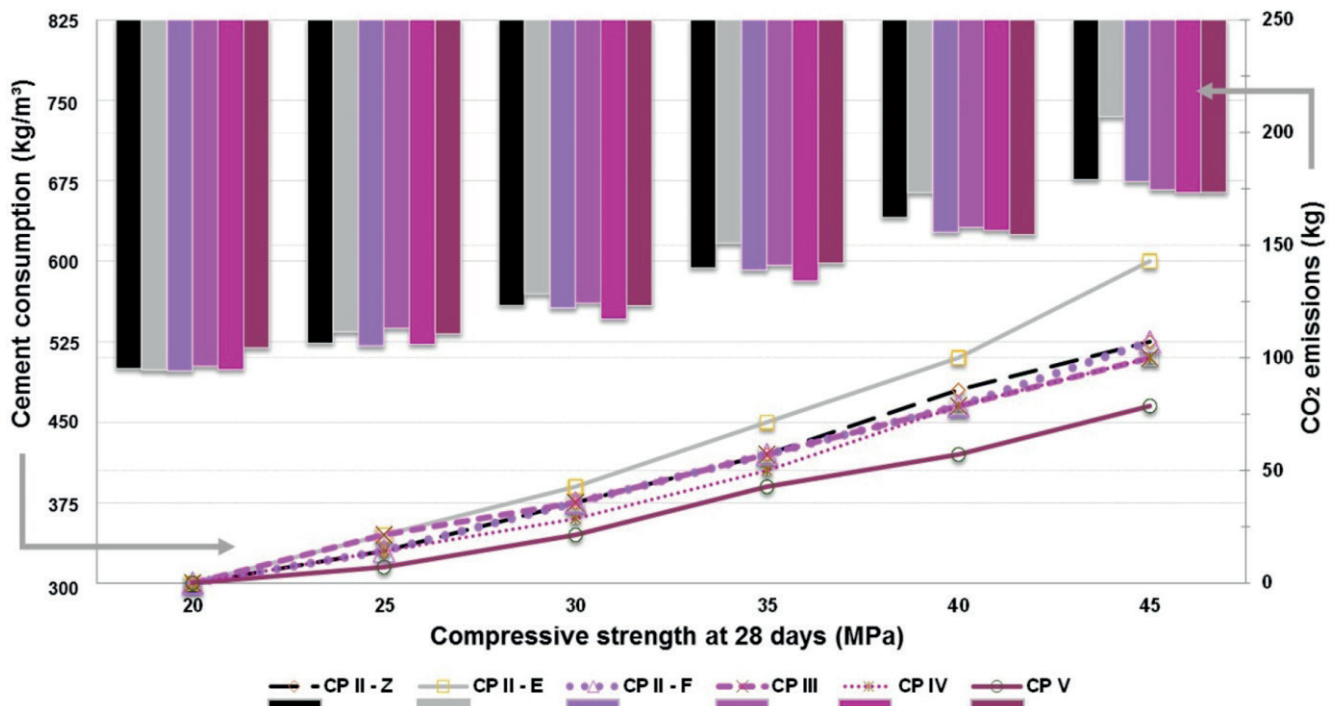


Figure 4 Cement consumption and CO₂ emissions as functions of compressive strength and type of binder

Therefore, to estimate CO₂ uptake by the concrete post-demolition, the following substeps:

- Estimative of carbonation depth at the end of the service life of the structure (70 years) according to Step 3;
- Estimative of the volume of carbonated concrete (Equation 7) and non-carbonated concrete (Equation 8) during service life;
- Definition of approximated dimensions of the concrete elements (cubes) after demolition;
- Computation of the new total superficial area of concrete elements after demolition;
- Determination of carbonation depth in the post-demolition period (applying Equation 5);
- Computation of the new carbonated superficial area (Equation 9) to determine the amount of CO₂ uptake (kg/m³) after demolition (Equation 6).

$$V_{carb} = y \cdot A_{st} \quad (m^3) \quad (7)$$

$$V_{nc} = V_{ee} - V_{carb} \quad (m^3) \quad (8)$$

$$A_{dem} = A_{par} \cdot \frac{V_{nc}}{V_{part}} \quad (m^2) \quad (9)$$

In which:

V_{carb} = Volume of carbonated concrete during service life (in m³);

y = Concrete carbonation depth over time (in m);

A_{st} = Total superficial area of the concrete element that is in contact with the atmosphere during SL (in m²);

V_{nc} = Volume of concrete that has not been carbonated (in m³);

V_{ee} = Total volume of concrete element in SL (in m³);

Table 6

Concrete carbonation depth over time, as a function of the type and consumption of cement

Type of cement	C ¹ (kg/m ³)	Depth carbonation (mm)													
		Structure (As ² = 6,5 m ²)								Waste particles (post-demolition) (As ² = 64±1 m ²)					
		5	10	20	30	40	50	60	70	75	80	85	90	95	100
CP II Z	300	10	14.3	20.1	24.6	28.4	31.8	34.9	37.5	10	14.5	*	*	*	*
	400	5.6	7.8	11.2	13.6	15.7	17.6	19.2	20.8	5.6	7.76	9.51	10.9	12.2	13.4
	500	3.9	5.6	7.9	9.7	11.2	12.6	13.7	14.9	3.9	5.42	6.64	7.67	8.57	9.39
	580	3.3	4.7	6.6	8.2	9.3	10.5	11.4	12.5	3.3	4.46	5.47	6.31	7.06	7.74
CP II E	300	10.3	14.6	20.6	25.2	29.1	32.6	35.7	38.6	10.3	14.5	*	*	*	*
	400	5.5	7.8	11.0	13.5	15.5	17.4	19.0	20.6	5.5	7.76	9.51	10.9	12.2	13.4
	500	3.8	5.4	7.7	9.4	10.8	12.1	13.3	14.4	3.8	5.42	6.64	7.67	8.57	9.39
	580	3.2	4.5	6.3	7.7	8.9	10.0	10.9	11.8	3.2	4.46	5.47	6.31	7.06	7.74
CP II F	300	11.0	15.5	21.9	26.8	31.0	34.6	37.9	41.0	11.0	*	*	*	*	*
	400	5.4	7.6	10.8	13.2	15.3	17.1	18.7	20.2	5.4	7.62	9.34	10.7	12.0	13.2
	500	3.6	5.0	7.1	8.7	10.0	11.2	12.3	13.3	3.6	5.02	6.14	7.10	7.93	8.69
	580	2.8	4.0	5.7	7.0	8.1	9.0	9.9	10.7	2.8	4.02	4.93	5.69	6.36	6.97
CP III	300	15.4	21.8	30.9	37.8	43.7	48.8	53.5	57.8	15.4	*	*	*	*	*
	400	7.1	10.1	14.2	17.4	20.1	22.5	24.6	26.6	7.1	10.0	12.3	14.2	*	*
	500	4.0	5.7	8.0	9.8	11.3	12.6	13.9	15.0	4.0	5.65	6.92	7.99	8.94	9.79
	580	2.9	4.2	5.9	7.2	8.3	9.3	10.2	11.0	2.9	4.16	5.10	5.89	6.58	7.21
CP IV	300	11.5	16.2	22.9	28.1	32.5	36.3	39.7	42.9	11.5	*	*	*	*	*
	400	5.6	7.9	11.2	13.8	15.9	17.8	19.5	21.0	5.6	7.94	9.73	11.2	12.5	13.7
	500	3.7	5.3	7.5	9.2	10.6	11.8	12.9	14.0	3.7	5.28	6.47	7.47	8.35	9.15
	580	3.0	4.2	6.0	7.3	8.5	9.5	10.4	11.2	3.0	4.23	5.19	5.99	6.70	7.34
CP V ARI	300	7.3	10.3	14.5	17.8	20.5	23.0	25.2	27.2	7.3	10.2	12.5	14.5	*	*
	400	3.1	4.4	6.3	7.7	8.8	9.9	10.8	11.7	3.1	4.42	5.41	6.25	6.99	7.66
	500	1.9	2.7	3.8	4.6	5.3	6.0	6.5	7.1	1.9	2.67	3.27	3.77	4.22	4.62
	580	1.4	2.0	2.9	3.5	4.0	4.5	5.0	5.4	1.4	2.02	2.47	2.85	3.19	3.50

¹Cement consumption; ²As = Superficial area (in m²); *Element 100% carbonated.

A_{dem} = Superficial area of concrete elements (cubes) that is in contact with the atmosphere in the post-demolition period (in m²);
 A_{par} = Superficial area of concrete elements (cubes) (in m²);
 V_{part} = Volume of crushed concrete elements (cubes) (in m³).

Equation 10 was used, in which B_{CO_2} is the CO₂ balance, E_{con} is the amount of CO₂ emitted in concrete production (determined in Step 2) and C_{cap} is the amount of CO₂ uptake by the concrete (determined in steps 4 and 5).

3.6 Step 6 – CO₂ balance

$$B_{CO_2} = E_{con} - C_{cap} \quad (kgCO_2) \quad (10)$$

To balance the CO₂ during the life cycle (LC) of concrete structures,

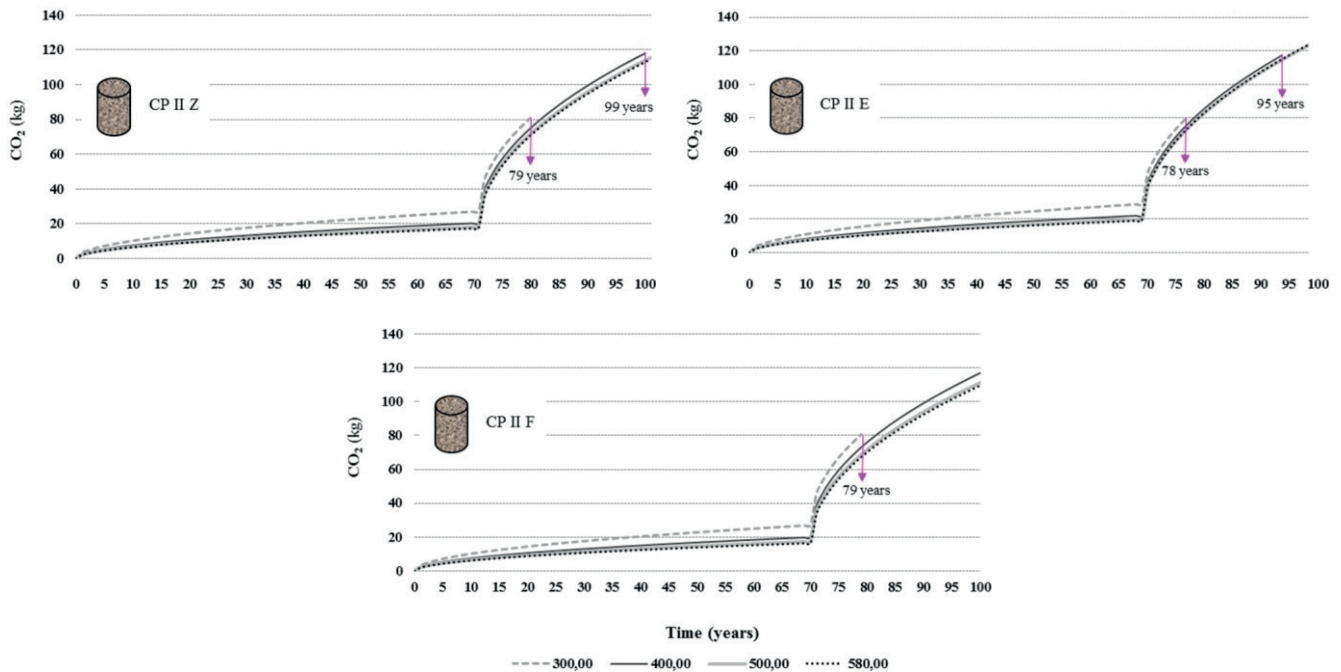


Figure 5
 Evolution of CO₂ uptake over time for concretes with blended cements (CP II Z, E and F) and with different consumptions

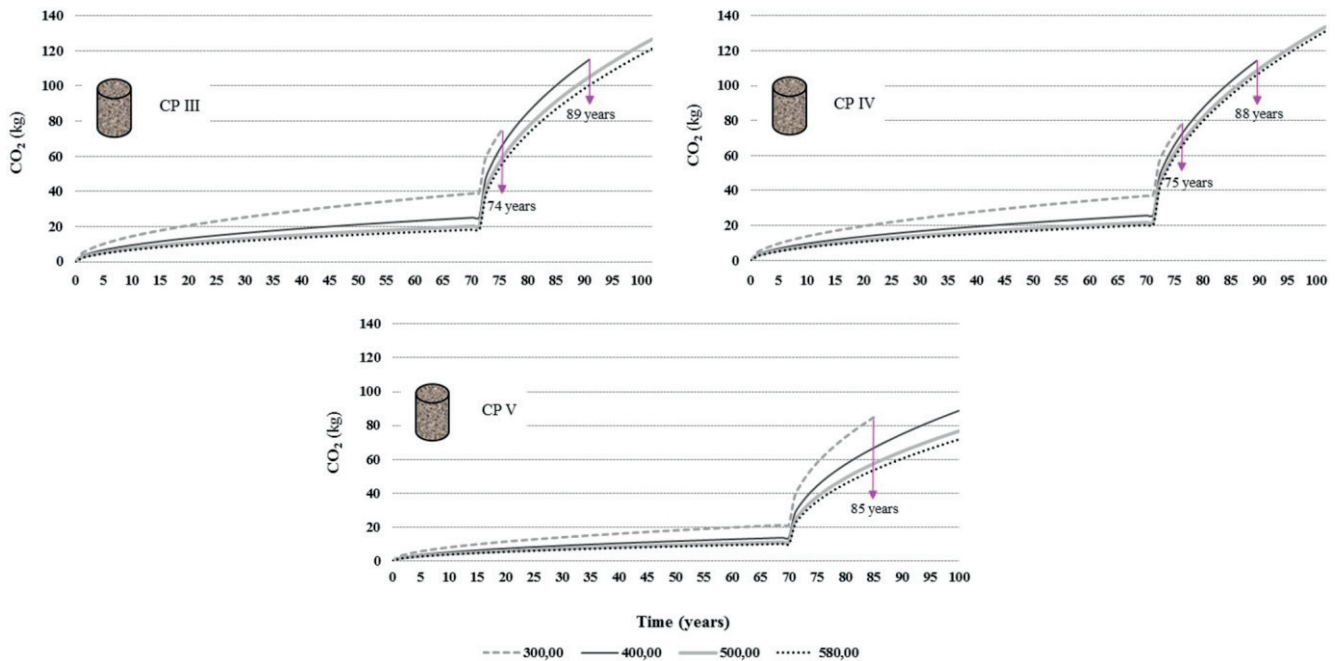


Figure 6
 Evolution of CO₂ uptake over time for concretes with blended cements (CP III, IV and V) and with different consumptions

4. Results and discussions

In Figure 4, two analysis performed with the various concretes listed in Tables 1 and 2 are presented. The first one (axis of ordinates on the left) refers to the cement consumption (kg/m^3) needed to produce concretes with characteristic compressive strength of 20, 25, 30, 35, 40 and 45 MPa. The second one reports the CO_2 emissions (in kg) associated with concrete production (axis of ordinates on the right) as a function of the compressive strength. It was observed that concrete elements with higher compressive strength demand more cement per volume in their production, as was reported by Mehta and Monteiro [3], also, they release a larger volume of CO_2 to the atmosphere, proving that emissions grow gradually with the increase in binder consumption by the concrete. Table 6 presents the carbonation depth of the structures over time for consumptions of 300, 400, 500 and 580 kg/m^3 (calculated by Equation 4). In some cases (all the concretes with 300 kg/m^3 consumption, regardless of the type of cement), it was observed that, in the post-demolition period, the concrete was completely carbonated before the end of the 30-year period. This fact is explained by the shape and dimensions of the demolition waste particles, which were assumed as cubes with 30 mm sides. Considering that the CO_2 can enter through all faces of cube, the maximum carbonation depth of each particle is 15 mm (see detail of Figure 3.b), what is easily obtained in concretes with low compressive strength or high water/cement ratio.

The increase in cement consumption has direct impact in compressive strength (see Tables 1 and 2) if the same water/cement ratio is adopted. The elevation in concrete compressive strength causes a decrease in the carbonation depth of the material [33, 35], reducing the amount of carbon absorbed by the atmosphere (see Figures 5 and 6). According to Kumar and

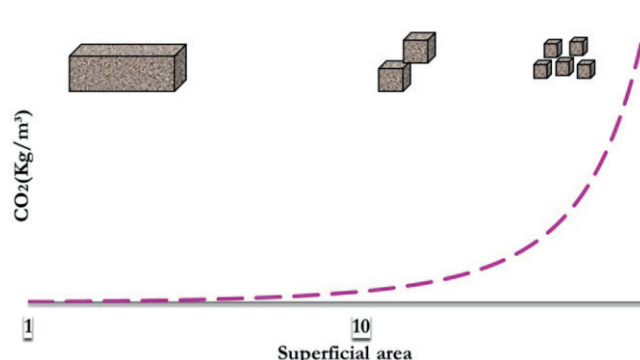


Figure 7
 CO_2 uptake as a function of the concrete element superficial area [22]

Bhattacharjee [36], due to the influence of the water/cement ratio, concretes with greater strengths show less porosity, hindering the CO_2 intake. Therefore, the potential of CO_2 uptake due to concrete carbonation is decreased, as observed in this research.

In Figures 5 and 6, the values of CO_2 (kg) taken from the atmosphere by the concrete structures over their service life (0 to 70 years) and in the post-demolition period (71 to 100 years) are presented as a function of the type and consumption of cement. A further analysis of these Figures, in parallel with Table 6, verifies that, for cement consumptions between 300 and 400 kg/m^3 , the carbonation front is larger, resulting in a higher CO_2 uptake.

It is possible to verify that for concretes with consumptions higher than 300 kg/m^3 and compressive strength over 20 MPa, the CO_2 uptake potential due to concrete carbonation in the structure demolition (considering only the first five years of the post-demolition

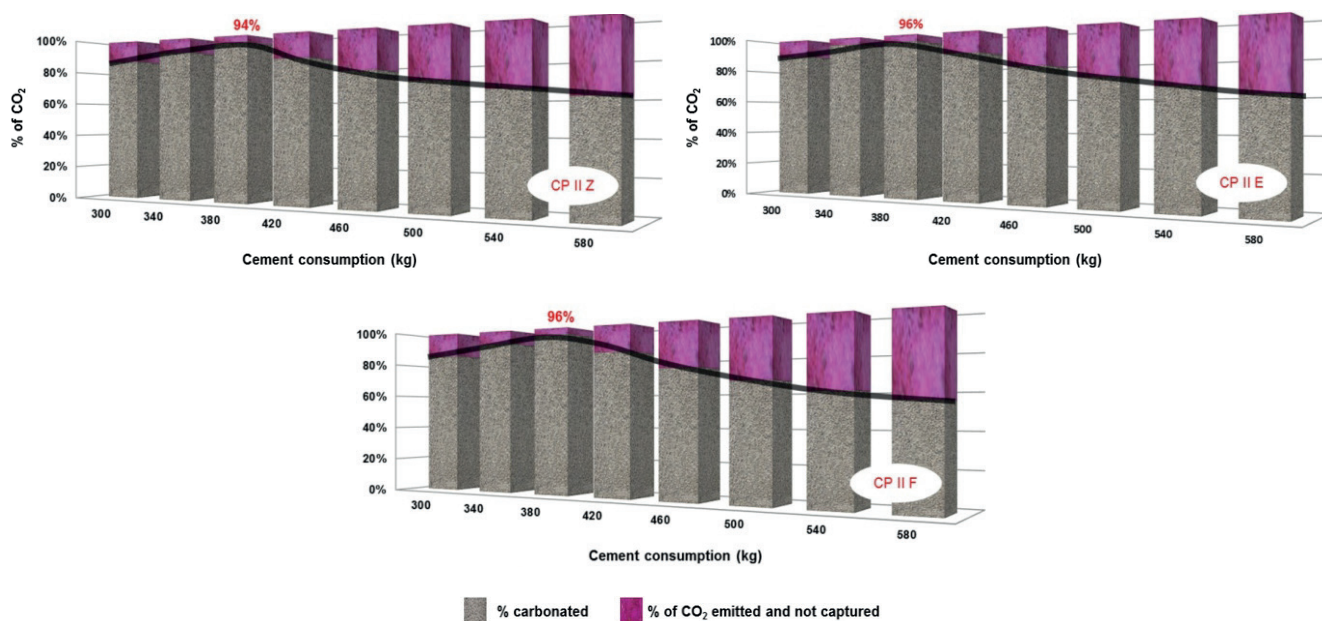


Figure 8
 CO_2 emissions balance in concretes with cements CP II Z, E and F

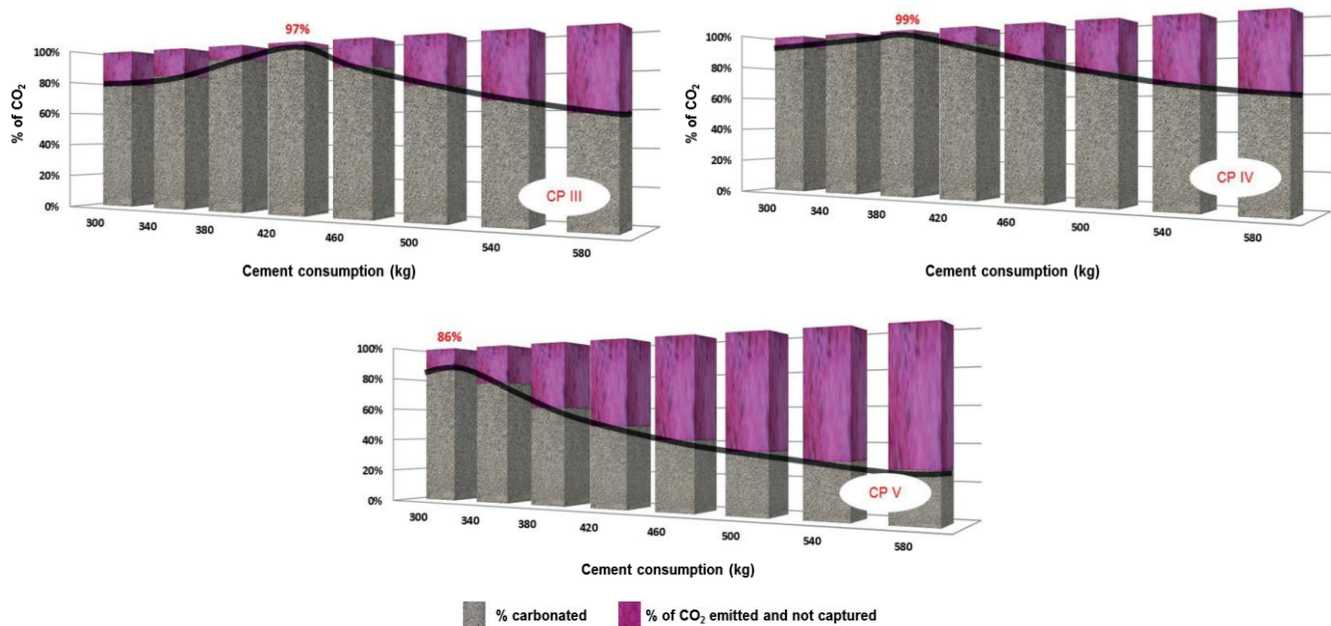


Figure 9
CO₂ emissions balance in concretes with cements CP III, IV and V

period) is on average 60% superior to the service life period. This indicates the importance of considering the structure demolition in the CO₂ emissions balance. This result is related to the larger superficial area of concrete exposed to carbon gas action (present in the atmosphere) in the structure post-demolition period (see Figure 7), generating, thus, a higher taking of CO₂ due to carbonation, as exposed in the literature [19, 22, 37].

Regarding the emissions balance (emitted CO₂ volume vs. captured CO₂ volume, according do Equation 9), it was possible to determine, for the different types of agglomerates, the consumption which result in the higher CO₂ balance (Figures 8 and 9).

For concretes with CP II Z (Figure 8), the 380 kg/m³ consumption was the one that generated the best emissions balance, reabsorbing around 94% if all the CO₂ emitted in its production. For concretes with CP II E, CP II F, CP III, CP IV and CP V, the consumptions that generated the best balances for each type of cement were, respectively, 380, 380, 420, 420 and 300 kg/m³. It can be seen that on average the concretes produced with type II, III and IV cements show ideal consumption (regarding CO₂ balance) between 380 and 420 kg/m³, suggesting that in this range there is an optimum point (optimization point) in the curve cement consumption versus CO₂ uptake.

Finally, for concretes with cement CP V (Figure 9), the 300 kg/m³ consumption was the one that presented the best results concerning the emissions balance, ensuring that 86% of the CO₂ released in its production was reabsorbed from the atmosphere in the 100 years of analysis. It can be noted that the maximum value of CO₂ capture by the concrete with CP V was considerably lower than the other four types of cement (between 94 and 99%), and that the consumption that achieves the best balance is 300 kg/m³, a lower value than the other types. These results were obtained due do different factors, such as: (i) smaller content of mineral admixtures in the cement (and, consequently, higher content of

clinker) (ii) higher mechanical strength and higher CO₂ penetration (due to the lower porosity of the concrete matrix and alkaline reserve availability); (iii) lower consumption of necessary cement for the production of concretes with greater strength.

5. Conclusions

The CO₂ uptake due to concrete carbonation can be relevant to the construction industry because, through knowledge of this process, it becomes possible to designate concretes by their performances in respect to durability, less cement consumption and CO₂ uptake potential. In the future, these parameters could be considered as compensatory measures in the design of concrete structures.

Regarding emissions balance, concretes with cement consumption between 380 and 420 kg/m³ presented the best performances, capturing more than 90% of the CO₂ emitted during their production. Concretes produced with CP II, CP III and CP IV cements show, in average, the same intervals for the optimum point between cement consumption, carbonation depth and CO₂ uptake. The emissions balance for the different cement consumptions is, in average, 74% (average amount of carbon dioxide that is taken from the atmosphere by the concrete, compensating the emissions in its production).

Concretes produced with CP IV cement present generally the best emissions balance. Regardless of the cement consumption analyzed, the average balance is of 81%. The concretes can be produced with larger cement consumptions and still have a good sustainability index (with respect to CO₂ emissions).

Concretes with CP V show the worst CO₂ balances, in comparison with the others, reabsorbing in average 50% of the emitted CO₂. This work also indicated an optimal point between cement consumption, carbonation depth and CO₂ uptake situated between

380 and 420 kg of cement per m³ of concrete. This point generates an average carbonation depth during service life compatible with the durability performance (carbonation depth smaller than the concrete cover on the reinforcements).

6. Acknowledgments

The authors thank the financial supported by CEASB – Center of Advances Studies in Dams Security, to FPTI – Fundação Parque Tecnológico de Itaipu, to CNPq – Brazilian National Council of Scientific and Technological Development and to UNILA – Federal University of the Latin American Integration for its collaboration.

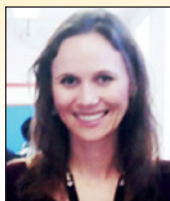
7. Literature references

- [1] ALI, M.; SAIDUR, R.; HOSSAIN, M. A review on emission analysis in cement industries. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 15, pp. 2252-2261, 2011. doi: 10.1016/j.rser.2011.02.014.
- [2] SNIC. Sindicato Nacional da Indústria do Cimento. "Relatório Anual," Rio de Janeiro, 2010.
- [3] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. "Concrete: Microstructure, Properties, and Materials", fourth ed., McGraw-Hill, 2014.
- [4] SNIC. Sindicato Nacional da Indústria do Cimento. "Relatório anual", Rio de Janeiro, 2013.
- [5] LIMA, J. Avaliação das consequências da produção de concreto no Brasil para as mudanças climáticas, São Paulo: Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, EPUSP, 2010.
- [6] BRASIL. Ministério da Ciência, Tecnologia e Inovação (MCTI), "Relatório de referência. Emissões de Gases de Efeito Estufa nos Processos Industriais. Produtos Mineraiis. Parte I: Produção de Cimento". Disponível em: www.mcti.gov.br/upd_blob/0228/228962.pdf, Brasília, 2010.
- [7] PADE, C.; GUIMARÃES, M. The CO₂ uptake of concrete in a 100 year perspective. *Cement and Concrete Research*, vol. 47, n° 9, p. 1384–1356, 2007. doi:10.1016/j.cemconres.2007.06.009.
- [8] BAKKER, F. M. Initiation period. In: *Corrosion of steel in concrete*, London: Chapman & Hall, 1988, p. p. 22–5.
- [9] GENTIL, V. *Corrosão, LTC*, Rio de Janeiro: Ed. LTC. 3° Edição, 2006..
- [10] ANDRADE, C. Calculation of diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements. *Cement and Concrete Research*, vol. 23, n° 3, pp. 724-742, 1993.
- [11] HAMADA, M. Concrete carbonation and steel corrosion. *Cement/Concret*, n° 272, pp. 2-18, 1969.
- [12] GALAN, I.; ANDRADE, C.; MORA, P.; SANJUAN, M. Sequestration of CO₂ by concrete carbonation. *Environmental Science & Technology*, vol. 44, n° 8, p. 3181–3186, 2010. doi: 10.1021/es903581d.
- [13] POSSAN, E.; FOGAÇA, J.; PAZUCH, C. Sequestro de CO₂ devido à carbonatação do concreto: potencialidades da barragem de Itaipu. *Revista de estudos ambientais*, vol. 14, n° 2, pp. 28-38, 2012.
- [14] YANG, K.; SEO, E.; TAE, S. Carbonation and CO₂ uptake of concrete. *Environmental Impact Assessment Review*, vol. 46, pp. 43-52, 2014. doi:10.1016/j.eiar.2014.01.004.
- [15] HARBERT, G.; ROUSSEL, N. Study of two concrete mix-design strategies to reach carbon mitigation objectives. *Cement & Concrete Composites*, vol. 31, pp. 397-402, 2009. doi:10.1016/j.cemconcomp.2009.04.001.
- [16] GAJDA, J.; MILLER, F. Concrete as a Sink for Atmospheric Carbon Dioxide: a Literature review and estimation of CO₂ absorption by Portland Cement Concrete. PCA. R&D Serial no. 2255, Chicago, 2000.
- [17] PADE, C. The CO₂ uptake of concrete in the perspective of life cycle inventory. In: *International Symposium on Sustainability in the Cement and Concrete Industry*, Norway, 2007.
- [18] GAJDA, J. Absorption of Atmospheric Carbon Dioxide by Portland Cement. PCA, Serial no. 2255, Chicago, 2001.
- [19] LEE, S.; PARK, W.; LEE, H. Lifecycle CO₂ assessment method for concrete using CO₂ balance and suggestion to decrease LCCO₂ of concrete in South-Korean apartment. *Energy Build*, vol. 58, p. 93–102, 2013. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enbuild.2012.11.034>.
- [20] JACBSEN, S.; JAHREN, P. Binding of CO₂ by Carbonation of Norwegian OPC Concrete. In: *CANMET/ACI International Conference on Sustainability and Concrete Technology*, Lyon, 2002.
- [21] HASELBACH, L.; THOMAS, A. Carbon sequestration in concrete sidewalk samples. *Construction and Building Materials*, 2014.
- [22] FELIX, E.; POSSAN, E. Sequestro de CO₂ em estruturas de concreto em uma perspectiva de 100 anos. In: *56° Congresso Brasileiro do Concreto*, Natal, 2014.
- [23] FELIX, E.; POSSAN, E.; THOMAZ, W. Metodologia para estimativa da captura de CO₂ devido à carbonatação do concreto. In: *Estudos ambientais*, vol. 4, C. Poletto, Ed., Interciência Ltda, 2017.
- [24] PAULETTI, C.; POSSAN, E.; DAL MOLIN, D. C. C. Carbonatação acelerada: estado da arte das pesquisas no Brasil. *Ambiente construído*, vol. 7, pp. 7-20, 2007.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Cimento Portland composto - NBR 11578*, Rio de Janeiro, 2001. Versão Corrigida:1997.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Cimento Portland de alto forno - NBR 5735 EB208*, Rio de Janeiro, 1991.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Cimento Portland Pozolânico - NBR 5736*, Rio de Janeiro, 1991.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *Cimento Portland de alta resistência inicial - NBR 5733 EB2*, Rio de Janeiro, 1991.
- [29] IPCC. *Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories*. Intergovernmental Panel on Climate Change, 2006. <http://www.ipcc.ch>.
- [30] CSI: Cement Sustainability Initiative. *WBCSD: World Business Council for Sustainable Development*, 2011. [Online]. Available: http://www.wbcscement.org/pdf/tf1_CO2%20protocol%20v3.pdf. [Acesso em 14 4 2016].
- [31] BRASIL. Ministério das Minas e Energia (MME). *Balanço*

- Energético Nacional 2012: Ano base 2011. Empresa de Pesquisa Energética - EPE, Rio de Janeiro, 2012.
- [32] MARCOS, M. Análise da emissão de CO₂ em edificações através de uma ferramenta CAD-BIM. In: SiGraDi 2009 SP – From Modern to Digital: The Challenges of a Transition, São Paulo, 2009.
- [33] POSSAN, E. Modelagem da carbonatação e previsão da vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano, Porto Alegre: Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2010.
- [34] DAL MOLIN, D. C. C.; MASUEIRO, A. B.; ANDRADE, J. J. O.; POSSAN, E.; MASUEIRO, J. R.; MENNUCCI, M. M. Contribuição à Previsão da Vida Útil de Estruturas de Concreto. In: Claudio de Souza Kazmierczak, Márcio Minto Fabrício. (Org.). Avaliação de Desempenho de Tecnologias Construtivas Inovadoras: Materiais e Sustentabilidade. 1ed.: Editora Scienza, v., p. 223-270, 2016.
- [35] PAULETTI, C. Estimativa da carbonatação natural de materiais cimentícios a partir de ensaios acelerados de modelos de predição, Porto Alegre: Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2009
- [36] KUMAR, R.; BHATTACHARJEE, B. Porosity, pore size distribution and in situ strength of concrete. *Cement and Concrete Research*, vol. 33, p. 155–164, 2003.
- [37] POSSAN, E.; FELIX, E.; THOMAZ, W. CO₂ uptake by carbonation of concrete during life cycle of building structures. *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*, 2016. doi:10.1007/s41024-016-0010-9.

Balance emissions and CO₂ uptake in concrete structures: simulation based on the cement content and type

Balanço das emissões e da captura de CO₂ em estruturas de concreto: simulação em função do consumo e tipo de cimento



E. F. FELIX^a
emerson.felipe.felix@gmail.com

E. POSSAN^b
epossan@gmail.com

Abstract

While the cement plant is considered one of the most polluting industry, responsible for about 5% of global CO₂ emissions, the concrete has the potential to uptake this gas through the carbonation process, offset in part the emissions generated in its production. With the purpose to analyze this process, this study aims to evaluate emissions and CO₂ uptake with cement content 300-580 kg produced with different cement types (CP II F, CP II E, CP II Z, CP III, CP IV and CP V). Through mathematical modeling, the emissions balance was made, identifying the mix that shows good resistance to carbonation and greater absorption of CO₂ during the concrete life cycle. The results show that concrete with cement consumption between 380 and 420 kg/m³ showed better balance emissions.

Keywords: CO₂ sequestration, cement content, CO₂ emissions, compensatory measures, sustainability.

Resumo

Apesar da indústria cimenteira ser considerada uma das mais poluentes do setor, responsável por aproximadamente 5% das emissões mundiais de CO₂, o concreto tem a potencialidade de absorver esse gás, através do processo de carbonatação, compensando em partes as emissões geradas na sua produção. Com o objetivo de analisar este processo, o presente estudo avalia por meio de simulações as emissões e a captura de CO₂ de concretos com consumos de 300 a 580 kg de cimento por metro cúbico de concreto, produzidos com diferentes tipos de cimento Portland (CP II F, CP II E, CP II Z, CP III, CP IV e CP V). Por meio da modelagem matemática fez-se o balanço das emissões, identificando o traço que apresenta boa resistência à carbonatação e maior absorção de CO₂ durante o ciclo de vida do concreto. Os resultados apontam que concretos com consumo de cimento entre 380 e 420 kg/m³ e com maiores taxas de adições apresentam melhores balanços de emissões.

Palavras-chave: sequestro de CO₂, consumo de cimento, emissões de CO₂, medidas compensatórias, sustentabilidade.

^a Department of Structural Engineering, São Carlos School Engineering, University of São Paulo, São Carlos, SP, Brazil;
^b Postgraduate Program in Civil Engineering, Federal University of Latin American Integration, Foz do Iguaçu, PR, Brazil.

1. Introdução

As elevadas emissões gasosas do processo de produção do cimento têm chamado a atenção do setor produtivo, uma vez que a indústria cimenteira sozinha é responsável por cerca de 5 a 7% das emissões globais de CO₂ [1, 2, 3].

Como é crescente o consumo mundial de concreto, e consequentemente de cimento, muito se discute sobre alternativas para minimizar as emissões associadas ao concreto, segundo material mais consumido no mundo [3]. De acordo com o Sindicato Nacional da Indústria do Cimento [4], na América Latina, o Brasil se encontra entre os países que mais produzem e consomem cimento, chegando a uma produção de 68 milhões de toneladas no ano de 2012. No mesmo período, a China apresentou um consumo que ultrapassou a casa dos 2 bilhões de toneladas, sendo a maior produtora e consumidora de cimento do mundo, emitindo quase essa mesma quantidade de CO₂, uma vez que segundo a literatura [5], para a produção de uma tonelada de clínquer, mundialmente são gerados de 700 a 1100 kg de CO₂.

No cenário nacional, devido a ações do setor cimenteiro, as emissões de CO₂, por parte da produção do cimento, representam uma participação de 3%, segundo dados do 2º Inventário brasileiro de emissões e remoções antrópicas de gases de efeito estufa, com dados referentes aos anos de 1990 a 2005, sendo que o país emite em torno de 536 kg de CO₂ por tonelada de cimento produzido [6]. Porém, uma importante característica dos materiais a base de cimento refere-se a capacidade de reabsorção de CO₂ da atmosfera durante o processo de carbonatação: reação entre o CO₂, que ingressa através do concreto, e o hidróxido de cálcio (Ca(OH)₂) presente na matriz cimentante, na presença de água. Segundo Pade e Guimarães [7], a carbonatação e consequente captura de CO₂, ocorrem em toda a vida útil de uma estrutura de

concreto e até mesmo após a sua demolição, onde é mais intensa. Em estruturas de concreto armado, a carbonatação é considerada um mecanismo de deterioração, pois causa a diminuição do pH do concreto deixando a armadura suscetível à corrosão. O concreto à temperatura ambiente apresenta pH em torno de 12,5 em virtude da presença de Ca(OH)₂. Com a redução do teor de hidróxido de cálcio no interior dos poros da pasta de cimento hidratado e, posteriormente sua transformação em carbonato de cálcio (CaCO₃), devido às reações de carbonatação, o pH é reduzido para valores próximos ou inferiores a 9 [8, 9, 10, 11].

Entretanto, em elementos de concreto não armado (i.e., barragens, paredes de concreto, pavers, peças de ornamentação e outras) a carbonatação pode ser benéfica, atuando como um processo de captura de CO₂ da atmosfera, compensando parcialmente o CO₂ gerado na produção do cimento [7, 12, 13, 14], podendo ser considerada no balanço das emissões dos gases causadores do efeito estufa.

Neste contexto, o presente trabalho propõe realizar um balanço das emissões de CO₂ e da captura deste gás através da carbonatação para concretos com diferentes tipos de aglomerantes e níveis de resistência, expresso pelo consumo de cimento do traço. Para tal, empregando simulação e modelagem matemática, será analisado um período de 100 anos, período este compreendido por 70 anos de vida útil da estrutura de concreto e 30 anos referentes ao período de pós-demolição.

2. Emissões associadas ao cimento e a captura de CO₂ devido à carbonatação do concreto

As emissões do processo de produção do cimento decorrem especialmente da descarbonatação da rocha calcária, conforme

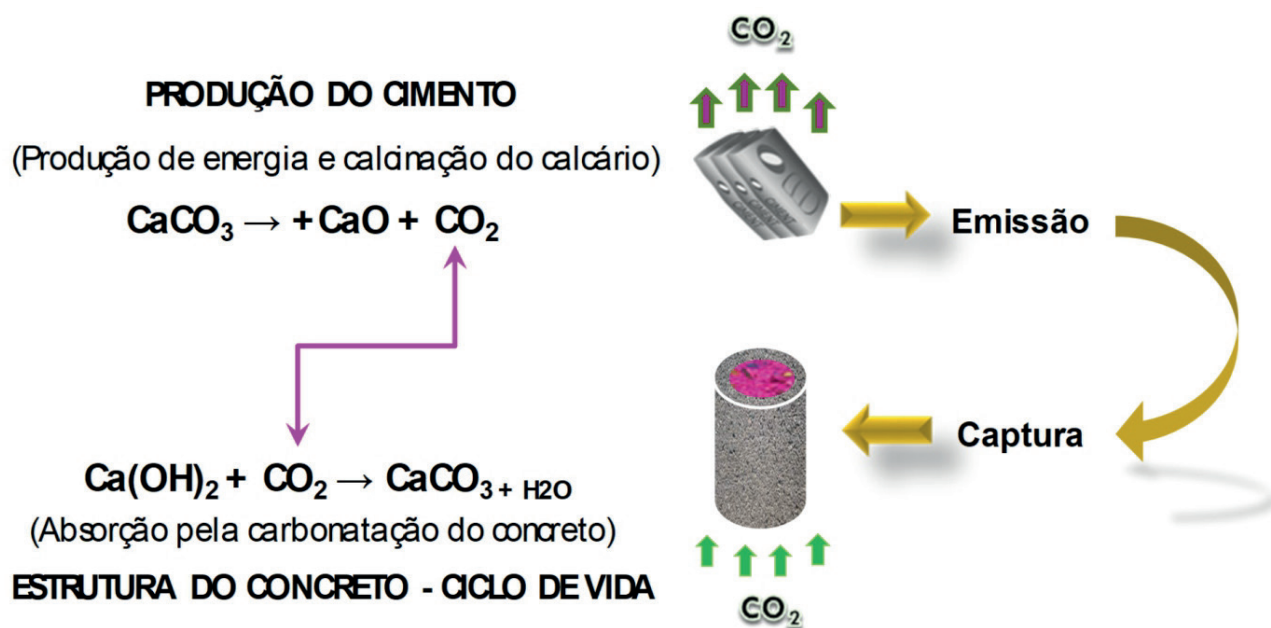
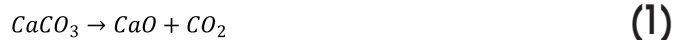


Figura 1
Carbonatação do concreto *versus* captura de CO₂ [22]

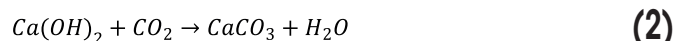
reação simplificada apresentada na Equação 1, e da queima de combustíveis fósseis para a produção do clínquer.



No ciclo de vida do cimento, 95% do total de CO_2 emitido advém da etapa de produção [15], sendo que quase toda a emissão na indústria cimenteira se concentra na produção do clínquer [5], pois durante o processo de produção do cimento, metade do CO_2 emitido se refere à calcinação da rocha calcária (descarbonatação), enquanto que a parte restante é decorrente da queima de combustíveis para a geração de energia no processo de clínquerização [6].

Porém, tem-se discutido que o concreto tem a potencialidade de capturar CO_2 da atmosfera por um processo denominado

carbonatação [16, 7, 13]. Um dos resultados desta reação (Equação 2) é a redução do pH do concreto, que despassiva o aço imerso, deixando a armadura suscetível à corrosão, o que não é desejável do ponto de vista de durabilidade. Outro resultado é a captura do CO_2 da atmosfera, gerando o carbonato de cálcio (CaCO_3) que aprisiona o dióxido de carbono na estrutura de concreto, retirando-o da atmosfera, em um processo inverso ao de produção do cimento (Equação 1).



De modo geral, o processo de captura de CO_2 devido à carbonatação do concreto pode ser esquematizado conforme a Figura 1.

Verifica-se que há divergências na literatura em relação à poten-

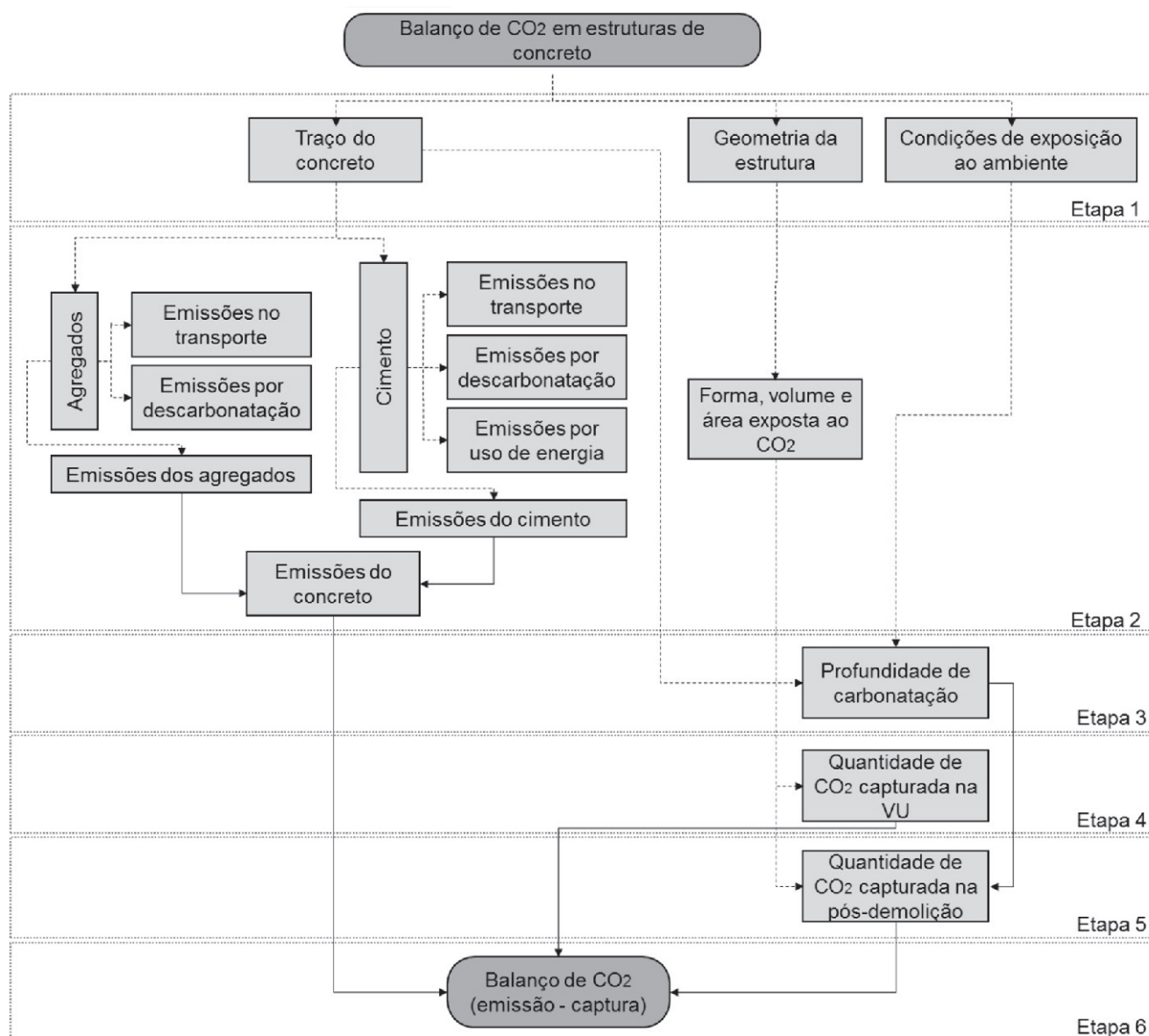


Figura 2

Metodologia de cálculo para o balanço das emissões de CO_2 [22]

cialidade da captura de CO₂ devido à carbonatação do concreto. Pade [17] destaca uma potencialidade mundial de captura de CO₂ devido à carbonatação de estruturas de concreto de 33-57%, enquanto Gajda [18] relata que podem ser absorvidos apenas 7,6% do CO₂ emitido. Na Coreia do Sul, Lee, Park e Lee [19] citam a captura de apenas 2,9% de CO₂ em 20 anos de vida útil da estrutura. Em estudo desenvolvido na Noruega, Jacobsen e Jahren [20] estimaram que 11% do CO₂ emitido na produção do cimento é reabsorvido pelo concreto devido à carbonatação durante sua vida útil. Nos Estados Unidos, Haselbach e Thomas [21] citam a captura de 28,2% de CO₂ durante a vida útil. Pade e Guimarães [7], em estudo realizado na Dinamarca, estimam, para uma perspectiva de 100 anos, considerando a demolição da estrutura, que

o concreto devido à carbonatação pode absorver até 57% do CO₂ emitido na produção do cimento. Caso a demolição da estrutura não seja considerada, esse valor é reduzido para 24%. A metodologia adotada por Pade e Guimarães [7] assume que o concreto possui um grau de hidratação de 100%, sendo a difusão e concentração de CO₂ considerados constantes no tempo. Também considera que os agregados gerados na demolição da estrutura serão 100% carbonatados durante um período de 30 anos, sendo que estrutura e os resíduos oriundos da sua demolição estão sob as mesmas condições ambientais.

Felix e Possan [22] destacam que a carbonatação do concreto no pós-demolição é fortemente dependente das condições de exposição e das dimensões do material demolido, existindo alguns

Tabela 1

Traços empregados nas simulações (com cimentos compostos: CP II Z, E e F)

Tipo de Cimento	Adições		F _{ci} (MPa)	Dosagem (kg/m ³)			
	Tipo*	Teor*		Cimento	Brita	Areia	Água
CP II-E	Escória	6 - 34	20,92	300,00	864,17	1056,21	120,00
			25,55	340,00	860,41	1051,61	136,00
			29,78	380,00	849,14	1037,84	152,00
			31,75	400,00	845,39	1033,25	160,00
			33,63	420,00	841,63	1028,66	168,00
			37,13	460,00	834,12	1019,47	184,00
			40,30	500,00	826,60	1010,29	200,00
			43,20	540,00	819,09	1001,11	216,00
			45,84	580,00	811,57	991,92	232,00
CP II-F	Material carbonático	15 - 50	20,22	300,00	818,24	1000,07	120,00
			24,87	340,00	808,99	988,76	136,00
			29,90	380,00	799,74	977,46	152,00
			32,59	400,00	842,95	1090,77	160,00
			34,48	420,00	790,49	966,15	168,00
			38,66	460,00	781,24	954,85	184,00
			42,46	500,00	771,99	943,54	200,00
			45,93	540,00	762,74	932,24	216,00
			49,10	580,00	753,49	920,94	232,00
CP II-Z	Material pozolânico	15 - 50	21,98	300,00	926,26	1132,09	120,00
			26,56	340,00	912,73	1115,56	136,00
			30,69	380,00	899,21	1099,04	152,00
			32,24	400,00	795,11	971,81	160,00
			34,39	420,00	885,69	1082,51	168,00
			37,72	460,00	872,16	1065,98	184,00
			40,73	500,00	858,64	1049,45	200,00
			43,45	540,00	845,12	1032,92	216,00
			45,92	580,00	831,60	1016,39	232,00

* ABNT NBR 11578:1991 Versão Corrigida: 1997.

problemas de ordem prática na metodologia de cálculo empregada por alguns autores. Um dos grandes problemas encontrados é como viabilizar a exposição do resíduo gerado da demolição de uma estrutura, de forma que o mesmo fique em contato com o CO₂ para que ocorra a carbonatação. Neste sentido, o tema de captura de CO₂ devido à carbonatação do concreto no período pós-demolição da estrutura requer estudos adicionais a fim de constatar se o mesmo pode ser conduzido em escala real.

Felix e Possan [22] destacam que essas divergências encontradas na literatura sobrevivem dos diversos fatores que influenciam o fenômeno de carbonatação do concreto (resistência, ambiente de exposição, quantidade de cimento utilizada para produção, idade da estrutura, entre outros). São, também, dependentes da

metodologia de cálculo utilizada e pressupostos assumidos pelo pesquisador, o que dificulta a comparação de resultados gerados em diferentes pesquisas.

3. Metodologia para a estimativa do balanço de CO₂

Tendo em vista que a temática sobre captura de CO₂ associada às estruturas de concreto é recente, são poucos os trabalhos na literatura que descrevem detalhadamente a metodologia empregada para estas estimativas. Neste sentido Felix, Possan e Thomaz [23] desenvolveram uma metodologia de cálculo conforme fluxograma da Figura 2, à qual foi adotada neste trabalho.

Tabela 2

Traços empregados nas simulações (com cimentos: CP III, IV e V)

Tipo de Cimento	Adições		F _{ci} (MPa)	Dosagem (kg/m ³)			
	Tipo*	Teor*		Cimento	Brita	Areia	Água
CP III*	Escória	6 - 34	19,64	300,00	875,35	1069,88	120,00
			22,53	340,00	860,82	1052,11	136,00
			28,19	380,00	846,28	1034,34	152,00
			30,92	400,00	839,01	1025,46	160,00
			33,56	420,00	831,74	1016,58	168,00
			38,61	460,00	817,21	998,81	184,00
			43,33	500,00	802,67	981,04	200,00
			47,73	540,00	788,13	963,28	216,00
			51,83	580,00	773,60	945,51	232,00
CP IV**	Material pozolânico	15 - 50	25,09	300,00	757,21	925,48	120,00
			30,62	340,00	746,04	911,82	136,00
			35,68	380,00	734,86	898,16	152,00
			38,03	400,00	729,27	891,33	160,00
			40,28	420,00	723,68	884,50	168,00
			44,46	460,00	712,50	870,84	184,00
			48,26	500,00	701,32	857,17	200,00
			51,73	540,00	690,15	843,51	216,00
			54,89	580,00	678,97	829,85	232,00
CP V ARI***	Material carbonático	0 - 5	24,01	300,00	785,03	959,48	120,00
			30,26	340,00	774,23	946,28	136,00
			36,32	380,00	763,44	933,09	152,00
			39,25	400,00	758,04	926,49	160,00
			42,10	420,00	752,64	919,89	168,00
			47,57	460,00	741,84	906,70	184,00
			52,70	500,00	731,05	893,50	200,00
			57,51	540,00	720,25	880,30	216,00
			62,02	580,00	709,45	867,11	232,00

* ABNT NBR 5735:1991; ** ABNT NBR 5736:1991; *** ABNT NBR 5733:1991.

Composta por seis etapas, a metodologia inicia com a descrição do cenário da estrutura (Etapa 1), passando para as estimativas das emissões associadas ao cimento e aos agregados (Etapa 2) e da profundidade de carbonatação do concreto ao longo do tempo (Etapa 3). Nas Etapas 4 e 5 estima-se o potencial de captura de CO₂ devido à carbonatação do concreto, durante a vida útil e no período pós-demolição da estrutura, respectivamente, culminando na etapa 6, no balanço das emissões (diferença entre CO₂ emitido e CO₂ capturado). Na sequência apresentam-se detalhadamente os métodos e os materiais adotados neste trabalho, em consonância com o fluxograma da Figura 2.

3.1 Etapa 1 – Determinação das características do concreto e das condições de exposição da estrutura

Tendo em vista que diversos fatores influenciam a carbonatação do concreto, especialmente o traço (consumo de cimento, resistência à compressão, fator água/cimento, tipo de cimento empregado, entre outros), as características geométricas da estrutura ou elementos estruturais (forma, volume e área superficial em contato com a atmosfera) e as características do ambiente de exposição da estrutura (teor de CO₂ do ambiente, umidade relativa do ar, situação de exposição à chuva – ambiente interno ou externo, protegido ou desprotegido da chuva) [23], nesta etapa torna-se de importante descrever claramente as variáveis empregadas na simulação.

Em relação aos concretos, neste estudo foram simulados diferentes traços por meio do método ABCP/ACI. Os traços foram obtidos fixando uma relação água/cimento de 0,4. Para os materiais constituintes

do concreto, adotou-se agregado graúdo de origem basáltica com diâmetro máximo de 19 mm, massa específica de 2.700 kg/m³ e massa unitária de 1.515 kg/m³. Para o agregado miúdo empregou-se areia natural quartzosa com módulo de finura de 2,9, massa específica e 2.660 kg/m³ e massa unitária de 1.490 kg/m³.

Quanto ao aglomerante, foram considerados nas simulações seis tipos de cimentos Portland, sendo três compostos (CP II E, com escória, CP II F, com fíler e CP II Z, com pozolana) [25], um com escória (CP III) [26], um pozolânico (CP IV) [27] e um de alta resistência inicial (CP V ARI) [28].

Os traços obtidos por meio do método ABCP/ACI (Tabelas 1 e 2) diferenciam-se pelo consumo de cimento, variando de 300 a 580 kg/m³.

Considera-se que a estrutura será construída em ambiente urbano, desprotegida da chuva, com umidade média anual de 70%¹ e com um teor de CO₂ local de 0,04%². Não será considerada proteção da estrutura (concreto aparente, sem pintura). Todas estas variáveis avaliadas são apresentadas na Tabela 3.

3.2 Etapa 2 – Estimativa das emissões de CO₂

As emissões de CO₂ decorrentes da produção do concreto foram estimadas considerando as emissões referentes à fabricação do cimento, à produção de agregados e ao transporte, até sua disponibilização no canteiro, seja este oriundo de central dosadora ou produzido em obra.

Assim, com base nas metodologias do IPCC [29] e do CSI [30], para a estimativa das emissões de CO₂ referentes à produção do cimento (E_{cim}) empregou-se a Equação 3, na qual são consideradas as

Tabela 3

Dados de entrada para a determinação da profundidade de carbonatação

Variáveis de análise	Concretos					
	CP II E ¹	CP II Z ¹	CP II F ¹	CP III ²	CP IV ³	CP V ARI ⁴
Resistência à compressão axial do concreto (MPa)	Variável	Variável	Variável	Variável	Variável	Variável
Teor de adição (%)	6 – 34	6 – 14	0 – 10	35 – 70	15 – 50	0 – 5
Tipo de adição	Escória	Pozolana	Fíler	Escória	Pozolana	Fíler
Ambiente de exposição ⁵	EP	EP	EP	EP	EP	EP
Umidade relativa (%)	70	70	70	70	70	70
Teor de CO ₂ (%)	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
Tempo (anos)	1 - 100	1 - 100	1 - 100	1 - 100	1 - 100	1 - 100

¹ABNT NBR 11578:1991 Versão Corrigida: 1997; ²ABNT NBR 5735:1991; ³ABNT NBR 5736:1991; ⁴ABNT NBR 5733:1991; ⁵EP = externo protegido da chuva.

Tabela 4

Emissões de CO₂ (em kg) na produção de uma tonelada de cimento [29]

Emissões/ano	2008	2009	2010	2011	2012
Por uso de energia	246,00	224,00	210,00	214,38	210,27
Pela descarbonatação	368,00	363,00	358,00	364,78	361,10
No transporte	33,00	31,00	31,00	30,66	30,26

¹ Umidade média estimada para a cidade de Foz do Iguaçu - PR;

² Valor médio com base no relatório do IPCC [27].

Tabela 5

Coefficients of the model according to: (a) concrete characteristics and environment conditions; (b) exposure conditions [33]

(a)						(b)	
Tipo de cimento	Características do concreto			Condições ambientais		Condições de exposição da estrutura	
	Cimento	f_c	Adição	CO ₂	UR		
	k_c	k_{fc}	k_{ad}	k_{co2}	K_{ur}		
CP I	19,80	1,70	0,24	18,00	1300	Proteção à chuva	kce
CP II E	22,48	1,50	0,32	15,50	1300	Ambiente interno protegido da chuva	1,30
CP II F	21,68	1,50	0,24	18,00	1100	Ambiente externo protegido da chuva	1,00
CP II Z	23,66	1,50	0,32	15,50	1300		
CP III	30,50	1,70	0,32	15,50	1300		
CP IV	33,27	1,70	0,32	15,50	1000		
CP V ARI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300	Ambiente externo desprotegido da chuva	0,65

emissões por uso de energia (E_{ene}), por decomposição da matéria prima (descarbonatação) (E_{desc}) e pelo transporte na produção do cimento (E_{trans}), sendo todas as emissões dadas em kgCO₂/t.

$$E_{cim} = E_{ene} + E_{desc} + E_{trans} \quad (\text{kgCO}_2/\text{t}) \quad (3)$$

Para os cálculos de E_{ene} , E_{desc} e E_{trans} utilizou-se a metodologia empregada por Lima [5] em conjunto com os dados de energia coletados do Balanço Energético Nacional [31] apresentados na Tabela 4.

Deve-se ainda ter em conta que os diferentes cimentos Portland comercializados no Brasil (CPI, CP II, CP III, CP IV e CP V) possuem diferentes teores de adições, sendo necessário descontá-las no cálculo das emissões, uma vez que as mesmas são inseridas no final do processo produtivo do cimento, não passando pelo processo produtivo completo [23]. Desta forma, considera-se apenas o teor de clínquer contido em cada tipo de cimento, de acordo com os limites estabelecidos nas normas técnicas correspondentes [24-28].

Na estimativa das emissões decorrentes da produção dos agregados, foram utilizados indicadores encontrados na literatura, sendo usado 5,81 kgCO₂/t para a areia natural, e 15,46 kgCO₂/t para a brita [32]. Já para a estimativa das emissões por transporte do concreto, Lima [5] sugere adotar 8,4 kgCO₂/t.

Assim, conforme Equação 4, somando-se todas as emissões de CO₂ (em kgCO₂/t) referentes à produção do cimento (E_{cim}), da produção de agregados (E_{agr}) e do transporte do concreto ($E_{trans-con}$) é possível estimar as emissões para a produção do concreto (E_{con}), desde que conhecido o traço (proporção de dosagem).

$$E_{con} = E_{cim} + E_{agr} + E_{trans-con} \quad (\text{kgCO}_2/\text{t}) \quad (4)$$

3.3 Etapa 3 – Estimativa da profundidade de carbonatação

Para a estimativa da profundidade de carbonatação faz-se

necessário considerar as condições de exposição da estrutura (definida na etapa 1), assim como, empregar um modelo de comportamento da profundidade de carbonatação ao longo do tempo, para o qual foi utilizado o modelo matemático de Possan [33], apresentado na Equação 5.

$$y = k_c \cdot \left(\frac{20}{f_c}\right)^{k_{fc}} \cdot \left(\frac{t}{20}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \exp \left[\left(\frac{k_{ad} \cdot a_d^3}{40 + f_c} \right) + \left(\frac{k_{CO_2} \cdot CO_2^{\frac{1}{2}}}{60 + f_c} \right) - \left(\frac{k_{ur} \cdot (UR - 0,58)^2}{100 + f_c} \right) \right] \cdot k_{ce} \quad (5)$$

Onde:

y = profundidade de carbonatação média do concreto, em mm;

f_c = resistência característica à compressão axial do concreto, em MPa;

k_c = fator variável referente ao tipo de cimento empregado (Tabela 5.a);

k_{fc} = fator variável referente à resistência à compressão axial do concreto, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 5.a);

t = idade do concreto, em anos;

a_d = teor de adição pozolânica no concreto, em % em relação à massa de cimento;

k_{ad} = fator variável referente às adições pozolânicas do concreto – sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 5.a);

UR = umidade relativa média, em $\frac{\%}{100}$;

k_{ur} = fator variável referente à umidade relativa, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 5.a);

CO_2 = teor de CO₂ da atmosfera, em %;

k_{co2} = fator variável referente ao teor de CO₂ do ambiente, em função do tipo de cimento utilizado (Tabela 5.a);

k_{ce} = fator variável referente à exposição à chuva, em função das condições de exposição da estrutura (Tabela 5.b).

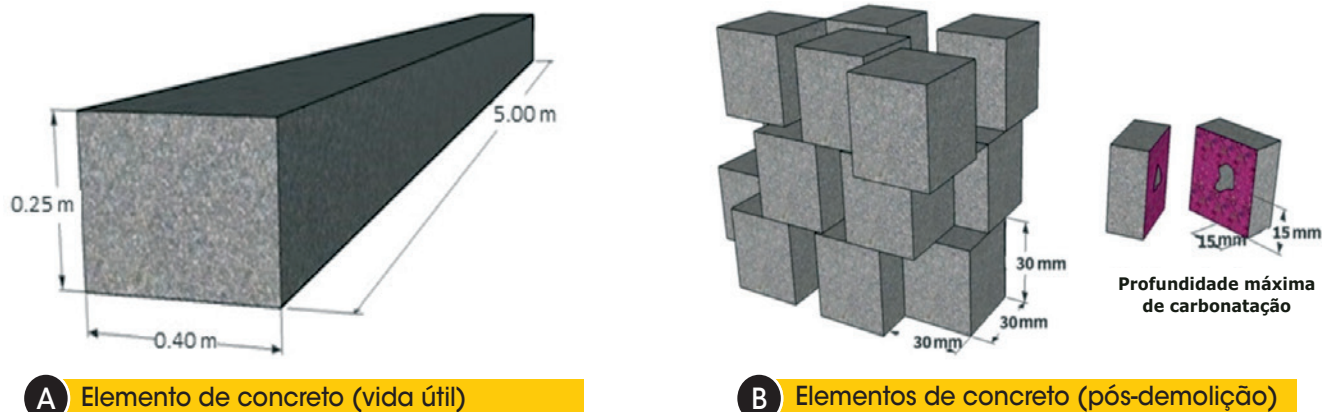


Figura 3
Elementos de concreto durante: (a) vida útil; (b) pós-demolição

O modelo de Possan [33] é utilizado por apresentar bons resultados para a estimativa da profundidade carbonatada (representa 85% dos casos testados) além de exigir dados de entrada de fácil obtenção (resistência à compressão do concreto, tipo de cimento, teor de CO₂ do ambiente de exposição) [34].

3.4 Etapa 4 – Estimativa da captura de CO₂ ao longo da vida útil da estrutura de concreto

Para a estimativa da quantidade de CO₂ capturada durante a vida útil (VU) das estruturas (período de 70 anos), foram conduzidos

cálculos referentes à carbonatação por parte do concreto em um elemento estrutural representado na Figura 3.a para diferentes cenários (conforme Tabelas 1 e 2). Por meio de cálculos estequiométricos, estimou-se a captura de CO₂ devido à carbonatação do concreto pela Equação 6.

$$CO_2 = y \cdot c \cdot CaO \cdot r \cdot A \cdot M \quad (kgCO_2) \quad (6)$$

Onde: “y” é a profundidade de carbonatação do concreto (em metros), “c” é a quantidade de cimento empregada para produzir um m³ de concreto (sem considerar as adições) (em kg/m³), “CaO” é a quantidade de óxido de cálcio contido no cimento (em %), “r” é

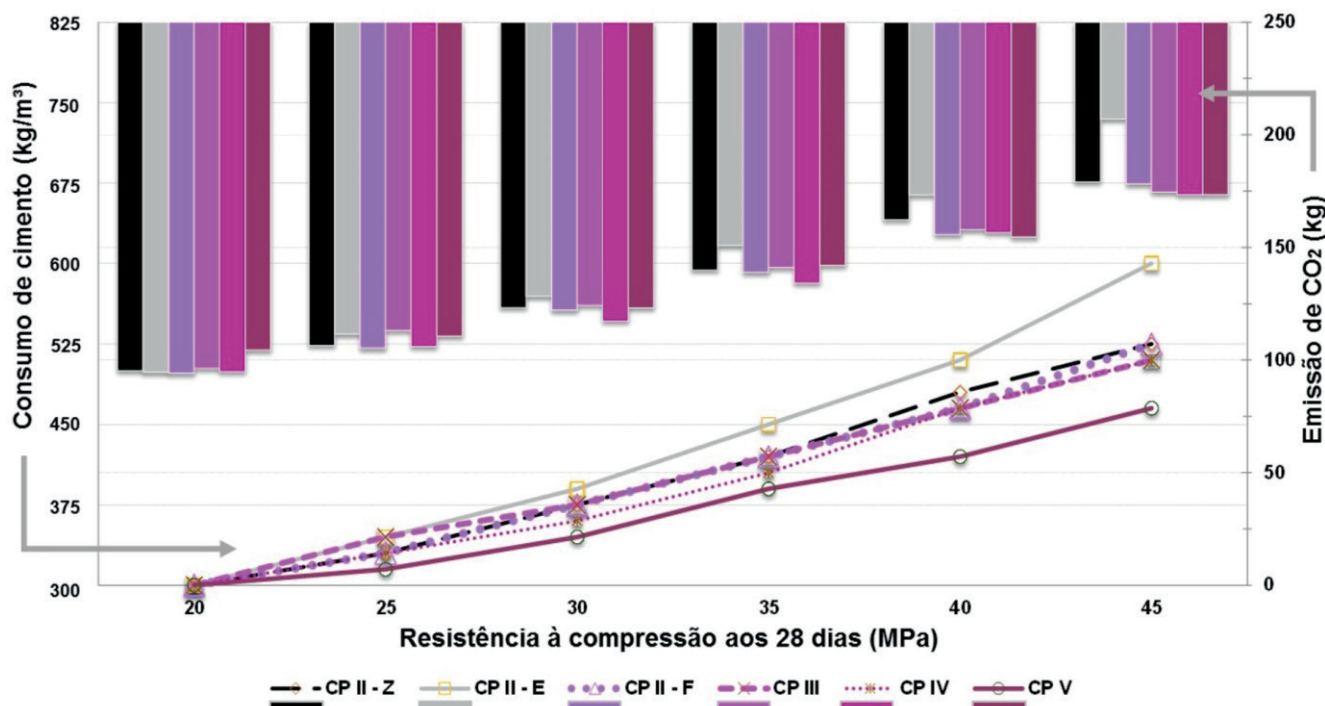


Figura 4
Consumo de cimento e emissões de CO₂ em função da resistência de dosagem e do tipo do aglomerante

a proporção de CaO totalmente carbonatada (em %), “A” é a área superficial do concreto exposta à ação do CO₂ (em m²) e “M” é a fração molar do CO₂/CaO.

3.5 Etapa 5 – Estimativa da captura de CO₂ no período pós-demolição

Para a estimativa da quantidade de CO₂ capturada após a demolição da estrutura, simulou-se que os elementos de concreto foram britados e tiveram suas dimensões reduzidas a de agregados. Para tal, como a carbonatação ocorre da superfície para o interior da estrutura, retirou-se a “capa” de concreto já carbonatada durante a vida útil, transformando o “concreto não carbonatado” em cubos com pequenas dimensões (i.e., paralelepípedos de 30x30x30 mm), conforme representação gráfica da Figura 3.b,

considerando a exposição destes elementos à ação do CO₂ por um determinado período de tempo (30 anos ou até o tempo à qual ocorre a total carbonatação do elemento de concreto). Adotou-se formato cúbico para a simulação dos elementos triturados em função da facilidade proporcionada pela geometria para a descrição dos volumes carbonatados e não carbonatados do período de pós-demolição. Quanto ao comprimento adotado para as arestas do cubo, relata-se que foram analisadas amostras de resíduos de demolição, às quais em média, possuíam 30 mm de dimensão característica.

Assim, para a estimativa da taxa de CO₂ capturado pelo concreto após a demolição, empregaram-se as seguintes subetapas:

- Estimativa da profundidade de carbonatação ao final da vida útil da estrutura (70 anos), conforme Etapa 3;
- Estimativa do volume de concreto carbonatado (Equação 7) e

Tabela 6

Profundidade de carbonatação ao longo do tempo, em função do tipo e consumo de cimento

Tipo de cimento	C ¹ (kg/m ³)	Profundidade de carbonatação (mm)													
		Estrutura (As ² = 6,5 m ²)								Resíduo (pós-demolição) (As ² = 64±1 m ²)					
		5	10	20	30	40	50	60	70	75	80	85	90	95	100
CP II Z	300	10	14,3	20,1	24,6	28,4	31,8	34,9	37,5	10	14,5	*	*	*	*
	400	5,6	7,8	11,2	13,6	15,7	17,6	19,2	20,8	5,6	7,76	9,51	10,9	12,2	13,4
	500	3,9	5,6	7,9	9,7	11,2	12,6	13,7	14,9	3,9	5,42	6,64	7,67	8,57	9,39
	580	3,3	4,7	6,6	8,2	9,3	10,5	11,4	12,5	3,3	4,46	5,47	6,31	7,06	7,74
CP II E	300	10,3	14,6	20,6	25,2	29,1	32,6	35,7	38,6	10,3	14,5	*	*	*	*
	400	5,5	7,8	11,0	13,5	15,5	17,4	19,0	20,6	5,5	7,76	9,51	10,9	12,2	13,4
	500	3,8	5,4	7,7	9,4	10,8	12,1	13,3	14,4	3,8	5,42	6,64	7,67	8,57	9,39
	580	3,2	4,5	6,3	7,7	8,9	10,0	10,9	11,8	3,2	4,46	5,47	6,31	7,06	7,74
CP II F	300	11,0	15,5	21,9	26,8	31,0	34,6	37,9	41,0	11,0	*	*	*	*	*
	400	5,4	7,6	10,8	13,2	15,3	17,1	18,7	20,2	5,4	7,62	9,34	10,7	12,0	13,2
	500	3,6	5,0	7,1	8,7	10,0	11,2	12,3	13,3	3,6	5,02	6,14	7,10	7,93	8,69
	580	2,8	4,0	5,7	7,0	8,1	9,0	9,9	10,7	2,8	4,02	4,93	5,69	6,36	6,97
CP III	300	15,4	21,8	30,9	37,8	43,7	48,8	53,5	57,8	15,4	*	*	*	*	*
	400	7,1	10,1	14,2	17,4	20,1	22,5	24,6	26,6	7,1	10,0	12,3	14,2	*	*
	500	4,0	5,7	8,0	9,8	11,3	12,6	13,9	15,0	4,0	5,65	6,92	7,99	8,94	9,79
	580	2,9	4,2	5,9	7,2	8,3	9,3	10,2	11,0	2,9	4,16	5,10	5,89	6,58	7,21
CP IV	300	11,5	16,2	22,9	28,1	32,5	36,3	39,7	42,9	11,5	*	*	*	*	*
	400	5,6	7,9	11,2	13,8	15,9	17,8	19,5	21,0	5,6	7,94	9,73	11,2	12,5	13,7
	500	3,7	5,3	7,5	9,2	10,6	11,8	12,9	14,0	3,7	5,28	6,47	7,47	8,35	9,15
	580	3,0	4,2	6,0	7,3	8,5	9,5	10,4	11,2	3,0	4,23	5,19	5,99	6,70	7,34
CP V ARI	300	7,3	10,3	14,5	17,8	20,5	23,0	25,2	27,2	7,3	10,2	12,5	14,5	*	*
	400	3,1	4,4	6,3	7,7	8,8	9,9	10,8	11,7	3,1	4,42	5,41	6,25	6,99	7,66
	500	1,9	2,7	3,8	4,6	5,3	6,0	6,5	7,1	1,9	2,67	3,27	3,77	4,22	4,62
	580	1,4	2,0	2,9	3,5	4,0	4,5	5,0	5,4	1,4	2,02	2,47	2,85	3,19	3,50

¹Consumo de cimento; ²As = Área superficial (em m²); * Elemento totalmente carbonatado.

- não carbonatado (Equação 8) durante a vida útil;
- Definição das dimensões aproximadas dos elementos de concreto (paralelepípedos) após a demolição;
 - Cálculo da nova área superficial total dos elementos de concreto após a demolição;
 - Determinação da profundidade de carbonatação no período pós-demolição (aplicação da Equação 5);
 - Cálculo da nova área superficial carbonatada (Equação 9) para determinação da quantidade de CO₂ (kg/m³) capturado no pós-demolição (Equação 6).

$$V_{carb} = y \cdot A_{st} \quad (m^3) \quad (7)$$

$$V_{nc} = V_{ee} - V_{carb} \quad (m^3) \quad (8)$$

$$A_{dem} = A_{par} \cdot \frac{V_{nc}}{V_{part}} \quad (m^2) \quad (9)$$

Onde:

V_{carb} = Volume de concreto carbonatado durante a vida útil (em m³);

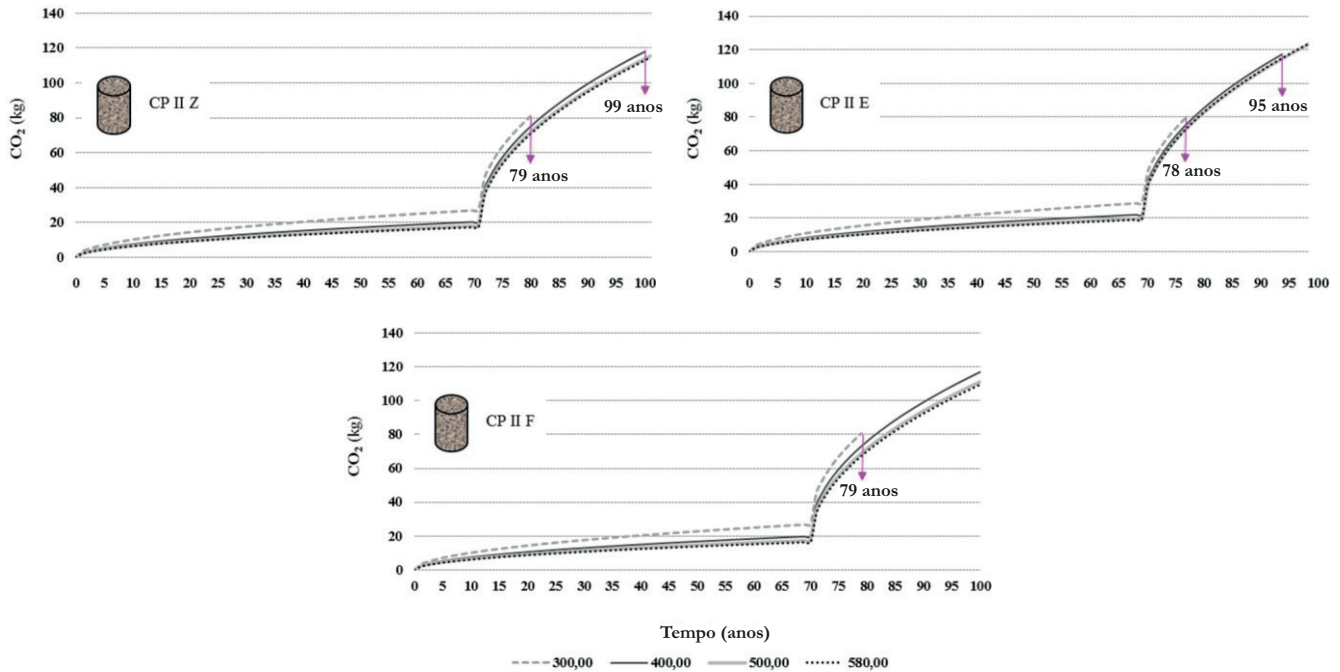


Figura 5

Evolução da captura de CO₂ no tempo para concretos com cimentos compostos (CP II Z, E e F) e com diferentes consumos

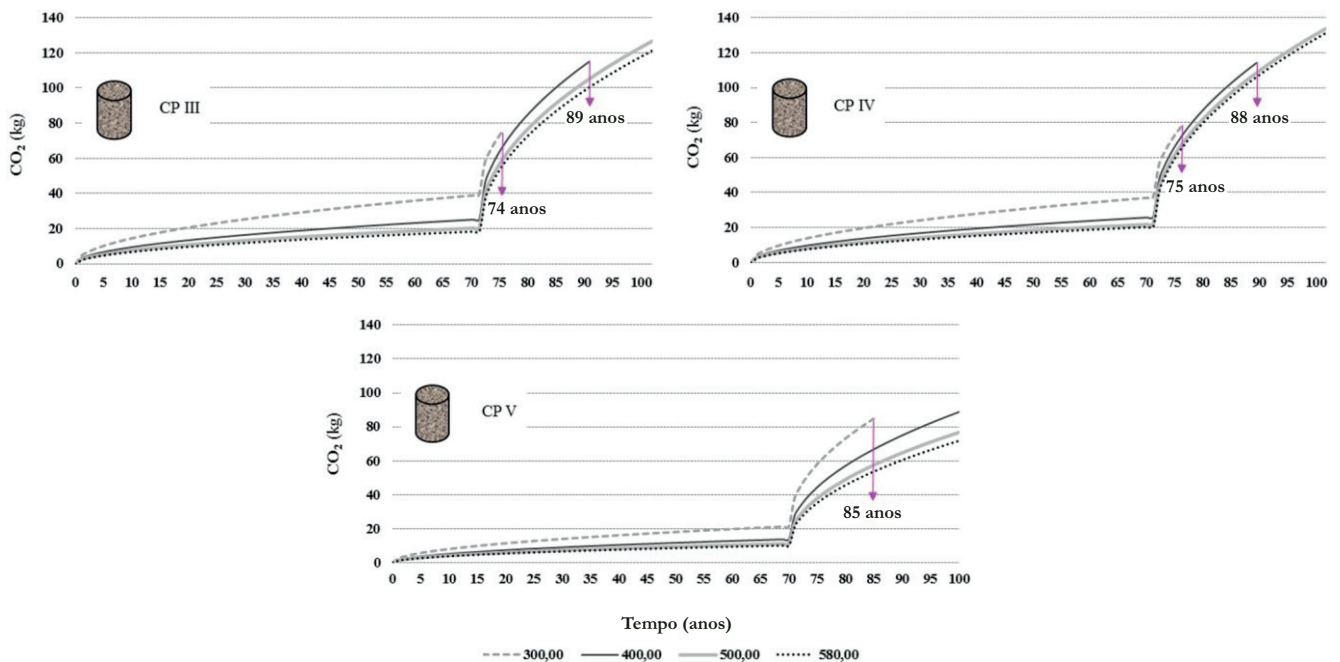


Figura 6

Evolução da captura de CO₂ no tempo para concretos com cimentos CP III, IV e V com diferentes consumos

y = profundidade de carbonatação do concreto no tempo (em m);
 A_{st} = Área superficial total do elemento de concreto que está em contato com a atmosfera na VU (em m²);
 V_{nc} = Volume de concreto que ainda não passou pelo processo de carbonatação (em m³);
 V_{ee} = Volume de concreto total do elemento estrutural na VU (em m³);
 A_{dem} = Área superficial dos elementos de concreto (paralelepípedo) que está em contato com a atmosfera no pós-demolição (em m²);
 A_{par} = Área superficial dos elementos de concreto (paralelepípedos) (em m²);
 V_{part} = Volume do elemento fragmentado de concreto (paralelepípedo) (em m³).

3.6 Etapa 6 – Balanço de CO₂

Para o balanço de CO₂ durante o ciclo de vida (CV) das estruturas de concreto, utilizou-se a Equação 10, onde B_{CO_2} é o balanço de CO₂, E_{con} é a quantidade de CO₂ emitida na produção do concreto (determinada na Etapa 2) e C_{cap} é a quantidade de CO₂ capturada pelo concreto (determinada nas etapas 4 e 5).

$$B_{CO_2} = E_{con} - C_{cap} \quad (kgCO_2) \quad (10)$$

4. Resultados e discussões

Na Figura 4 apresentam-se duas análises realizadas com os diferentes concretos listados nas Tabelas 1 e 2. A primeira (eixo das ordenadas esquerdo) refere-se ao consumo de cimento (kg/m³) necessário para produzir concretos com resistências à compressão de 20, 25, 30, 35, 40 e 45 MPa. A segunda refere-se às emissões de CO₂ (em kg) associadas à produção do concreto (eixo das

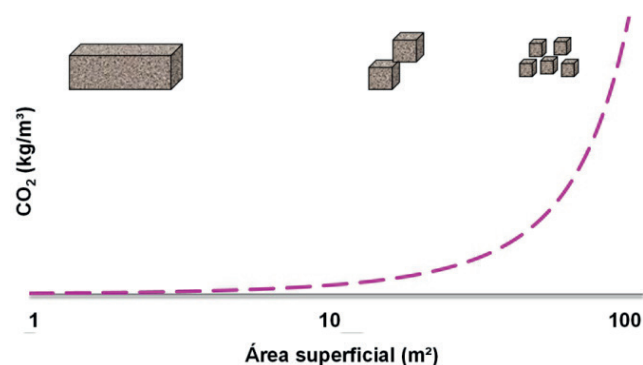


Figura 7

Captura de CO₂ em função da área superficial do elemento de concreto [22]

ordenadas da direita) em função da resistência à compressão. É possível observar que elementos de concreto com resistências mais elevadas necessitam de um maior volume de cimento para sua produção, de acordo como observado por Mehta e Monteiro [3], também, estas liberam um maior volume de CO₂ na atmosfera, comprovando que as emissões crescem gradativamente com o aumento de aglomerante consumido pelo concreto.

Na Tabela 6 apresenta-se a profundidade de carbonatação das estruturas ao longo do tempo para os consumos de 300, 400, 500, e 580 kg/m³ (calculadas pela Equação 4). Observa-se que em alguns casos (todos os concretos com consumo de 300 kg/m³, independentemente do tipo de cimento) no período de pós-demolição, o concreto foi totalmente carbonatado antes de finalizar o período de 30 anos. Tal fato deve-se ao formato e dimensões das partículas de resíduo utilizadas nas simulações, as quais foram assumidas como cúbicas de dimensões iguais a

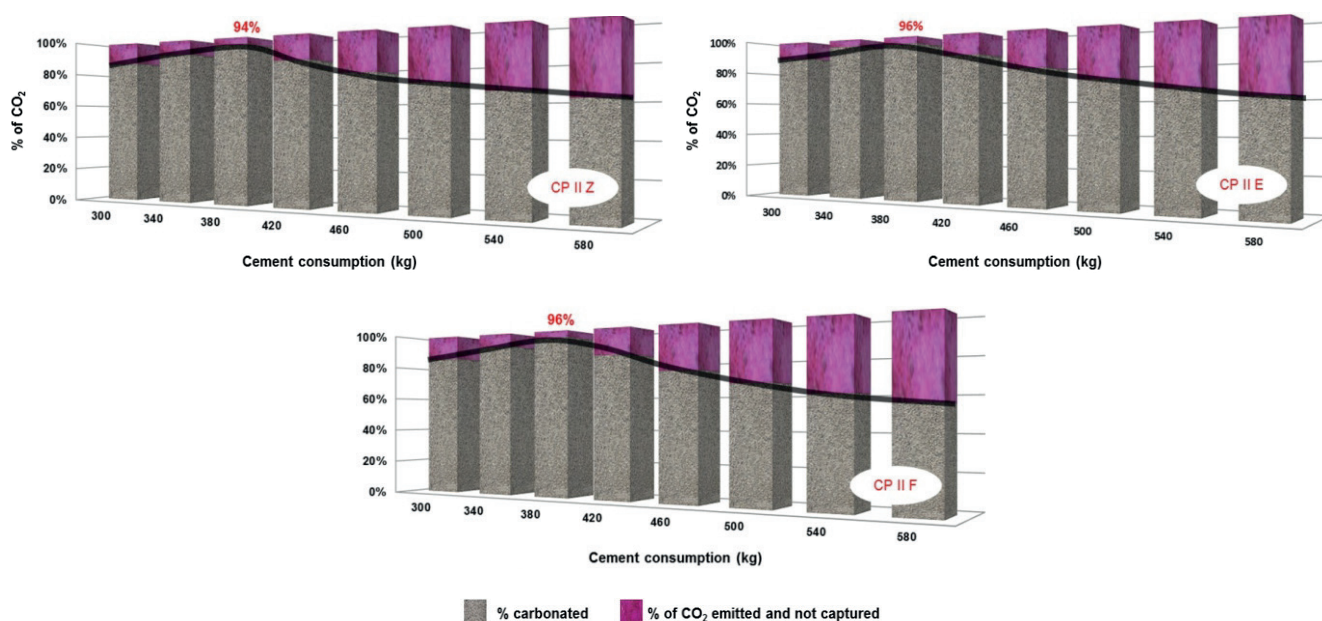


Figure 8

Balanço das emissões de CO₂ para concretos com cimentos CP II Z, E e F

30 mm. Considerando que o CO₂ pode ingressar por todas as faces, a profundidade de carbonatação máxima de cada partícula é de 15 mm (ver detalhe da Figura 3b), a qual é conseguida facilmente em concretos com baixa resistência à compressão e/ou elevadas relações água/cimento.

A elevação do consumo de cimento tem influência direta na resistência à compressão (ver Tabelas 1 e 2) se mantida a mesma relação a/c. O aumento da resistência à compressão do concreto causa uma diminuição da profundidade de carbonatação do material [33, 35], reduzindo a quantidade de carbono absorvida da atmosfera (ver Figuras 5-6). Segundo Kumar e Bhattacharjee [36], devido à influência da relação água/cimento, concretos com resistências mais elevadas apresentam menor porosidade dificultando a entrada de CO₂. Com isso, tem-se, conseqüentemente a redução do potencial de captura de CO₂ devido à carbonatação do concreto, como observado neste estudo.

Nas Figuras 5 e 6 são apresentados os valores de CO₂ (kg) absorvidos da atmosfera pelas estruturas de concreto durante o período de vida útil (0 a 70 anos) e no período pós-demolição (71 a 100 anos) em função do tipo e consumo de cimento. Uma análise mais criteriosa destas Figuras, em paralelo com a Tabela 6, possibilita verificar que para consumos de cimento entre 300 e 400 kg/m³ a frente de carbonatação é maior, resultando em uma maior captura de CO₂.

Nota-se que em concretos com consumo maior que 300 kg/m³ e resistência à compressão superior a 20 MPa, o potencial e a captura de CO₂ devido à carbonatação do concreto na demolição da estrutura (considerando apenas os cinco primeiros anos do período de pós-demolição das estruturas), é em média 60% superior ao do período de vida útil, evidenciando a importância da consideração da demolição da estrutura no balanço das emissões de CO₂. Este resultado é relacionado a maior área superficial de concreto que está exposta a ação do gás carbono (presente na

atmosfera) no período pós-demolição da estrutura (ver Figura 7), gerando assim, um maior sequestro de CO₂ devido à carbonatação, conforme exposto na literatura [19, 22, 37].

Com relação aos balanços das emissões (volume de CO₂ emitido vs. volume de CO₂ capturado, conforme Equação 9) foi possível determinar, para os diferentes tipos de aglomerantes, os consumos aos quais resulta o maior balanço de CO₂ (Figuras 8 e 9).

Para concretos com CP II Z (Figura 8), o consumo de 380 kg/m³ foi o que gerou o melhor balanço de emissões, reabsorvendo cerca de 94% de todo o CO₂ emitido na sua produção. Para concretos com CP II E, CP II F, CP III, CP IV e CP V, os consumos que geraram os melhores balanços para cada tipo de cimento foram: 380, 380, 420, 420 e 300 kg/m³ respectivamente. Observa-se que em média os concretos produzidos com cimentos dos tipos II, III e IV, apresentam consumo ideal (frente ao balanço do CO₂) entre 380 e 420 kg/m³ (Figuras 8 e 9), sugerindo que existe nesse intervalo um ponto ótimo (ponto de otimização) na curva consumo de cimento versus captura de CO₂.

Por fim, para concretos com cimento CP V (Figura 9), o consumo de 300 kg/m³ foi o que conferiu os melhores resultados quanto ao balanço das emissões, garantindo que 86% do CO₂ eliminado na sua produção fossem reabsorvidos da atmosfera durante os 100 anos de análise. Observa-se que o valor máximo de captura de CO₂ por parte do concreto com CP V, foi muito abaixo dos outros quatro tipos de cimentos (entre 94 e 99%), e que o consumo que leva ao melhor balanço é de 300 kg/m³, valor menor que os outros tipos. Estes resultados encontrados são devidos a diferentes fatores, sendo eles: (i) menor teor de adições no cimento (e conseqüentemente, maior teor de clínquer); (ii) maior resistência mecânica e maior resistência à penetração do CO₂ (em função da menor porosidade da matriz do concreto e da disponibilidade de reserva alcalina); (iii) menor consumo de cimento necessário para a produção de concretos com maiores resistências.

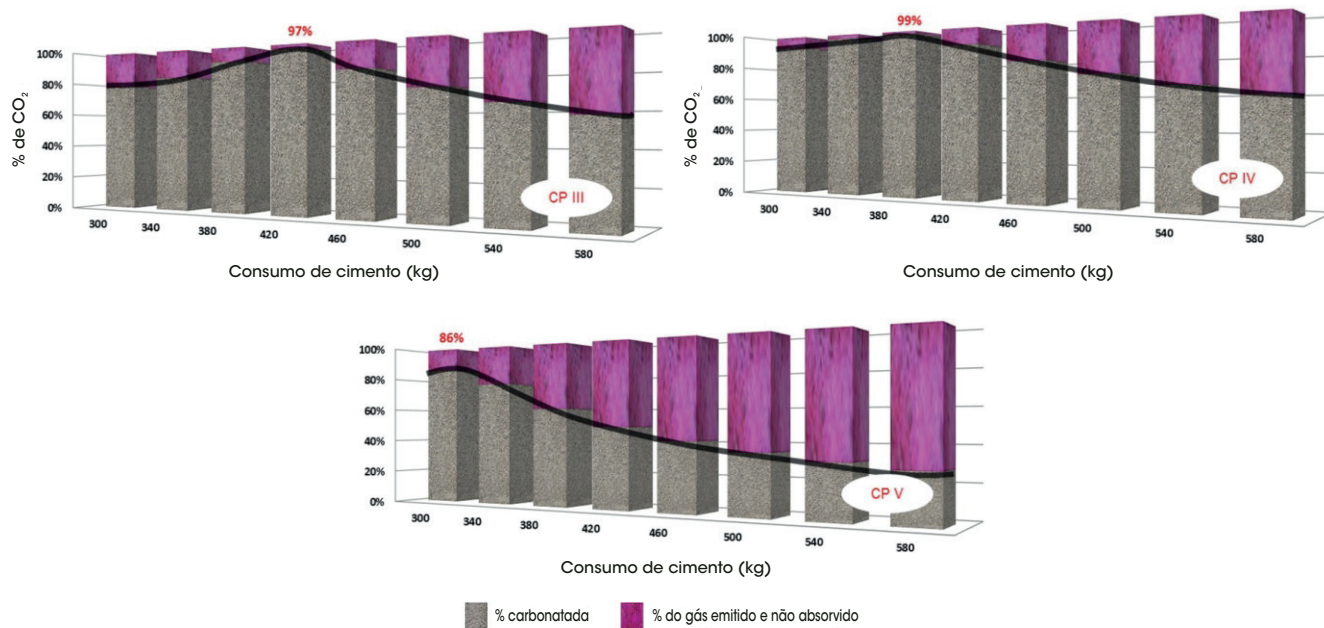


Figure 9
Balanço das emissões de CO₂ para concretos com cimentos CP III, IV e V

5. Conclusões

A captura de CO₂ decorrente da carbonatação do concreto pode ser de relevância para a construção civil, pois conhecendo este processo é possível indicar concretos pelo desempenho: visando à durabilidade, o menor consumo de cimento e o potencial de captura CO₂, podendo no futuro ser considerada como medida compensatória no projeto de estruturas de concreto.

No balanço das emissões, concretos com consumos entre 380 e 420 kg/m³ de cimento foram os que apresentaram melhores desempenhos, capturando mais de 90% do CO₂ emitido na sua produção.

Concretos produzidos com cimentos CP II, CP III e CP IV apresentam, em média, os mesmos intervalos para o ponto ótimo entre consumo de cimento, profundidade de carbonatação e captura de CO₂, e que o balanço das emissões para os diferentes consumos de cimento é em média de 74% (média do gás carbono que é sequestrado novamente da atmosfera pelo concreto, compensando as emissões da sua produção).

Concretos produzidos com cimento CP IV, apresentam em geral os maiores balanços independentemente do consumo de cimento a ser analisado, em média o balanço é de 81%. Os concretos podem ainda ser produzidos com maiores consumos de cimento, possuindo ainda um bom índice de sustentabilidade (referente às emissões de CO₂).

Concretos com CP V apresentam os piores balanços de CO₂, comparado com os demais, reabsorvendo em média 50% CO₂ emitido. O estudo também indicou a existência de um ponto ótimo entre consumo de cimento, profundidade de carbonatação e captura de CO₂, situado entre 380 a 420 kg de cimento por m³ de concreto, o qual conduz a uma profundidade de carbonatação média durante a vida útil compatível com o desempenho de durabilidade (carbonatação menor que o cobrimento da armadura).

6. Agradecimentos

Os autores agradecem ao Centro de Estudos Avançados em Segurança de Barragens (CEASB), a Fundação Parque Tecnológico de Itaipu (FPTI) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo fomento à pesquisa, assim como, a Universidade Federal da Integração Latino-Americana pela colaboração.

7. Referências bibliográficas

- [1] ALI, M.; SAIDUR, R.; HOSSAIN, M. A review on emission analysis in cement industries. *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, vol. 15, pp. 2252-2261, 2011. doi: 10.1016/j.rser.2011.02.014.
- [2] SNIC. Sindicato Nacional da Indústria do Cimento. "Relatório Anual," Rio de Janeiro, 2010.
- [3] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. "Concrete: Microstructure, Properties, and Materials", fourth ed., McGraw-Hill, 2014.
- [4] SNIC. Sindicato Nacional da Indústria do Cimento. "Relatório anual", Rio de Janeiro, 2013.
- [5] LIMA, J. Avaliação das consequências da produção de concreto no Brasil para as mudanças climáticas, São Paulo: Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, EPUSP, 2010.
- [6] BRASIL. Ministério da Ciência, Tecnologia e Inovação (MCTI), "Relatório de referência. Emissões de Gases de Efeito Estufa nos Processos Industriais. Produtos Minerais. Parte I: Produção de Cimento". Disponível em: www.mcti.gov.br/upd_blob/0228/228962.pdf, Brasília, 2010.
- [7] PADE, C.; GUIMARÃES, M. The CO₂ uptake of concrete in a 100 year perspective. *Cement and Concrete Research*, vol. 47, n° 9, p. 1384-1356, 2007. doi:10.1016/j.cemconres.2007.06.009.
- [8] BAKKER, F. M. Initiation period. In: *Corrosion of steel in concrete*, London: Chapman & Hall, 1988, p. 22-5.
- [9] GENTIL, V. Corrosão, LTC, Rio de Janeiro: Ed. LTC. 3ª Edição, 2006.
- [10] ANDRADE, C. Calculation of diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements. *Cement and Concrete Research*, vol. 23, n° 3, pp. 724-742, 1993.
- [11] HAMADA, M. Concrete carbonation and steel corrosion. *Cement/Concret*, n° 272, pp. 2-18, 1969.
- [12] GALAN, I.; ANDRADE, C.; MORA, P.; SANJUAN, M. Sequestration of CO₂ by concrete carbonation. *Environmental Science & Technol*, vol. 44, n° 8, p. 3181-3186, 2010. doi: 10.1021/es903581d.
- [13] POSSAN, E.; FOGAÇA, J.; PAZUCH, C. Sequestro de CO₂ devido à carbonatação do concreto: potencialidades da barragem de Itaipu. *Revista de estudos ambientais*, vol. 14, n° 2, pp. 28-38, 2012.
- [14] YANG, K.; SEO, E.; TAE, S. Carbonation and CO₂ uptake of concrete. *Environmental Impact Assessment Review*, vol. 46, pp. 43-52, 2014. doi:10.1016/j.eiar.2014.01.004.
- [15] HARBERT, G.; ROUSSEL, N. Study of two concrete mix-design strategies to reach carbon mitigation objectives. *Cement & Concrete Composites*, vol. 31, pp. 397-402, 2009. doi:10.1016/j.cemconcomp.2009.04.001.
- [16] GAJDA, J.; MILLER, F. Concrete as a Sink for Atmospheric Carbon Dioxide: a Literature review and estimation of CO₂ absorption by Portland Cement Concrete. *PCA. R&D Serial no. 2255*, Chicago, 2000.
- [17] PADE, C. The CO₂ uptake of concrete in the perspective of life cycle inventory. In: *International Symposium on Sustainability in the Cement and Concrete Industry*, Norway, 2007.
- [18] GAJDA, J. Absorption of Atmospheric Carbon Dioxide by Portland Cement. *PCA, Serial no. 2255*, Chicago, 2001.
- [19] LEE, S.; PARK, W.; LEE, H. Lifecycle CO₂ assessment method for concrete using CO₂ balance and suggestion to decrease LCCO₂ of concrete in South-Korean apartment. *Energy Build*, vol. 58, p. 93-102, 2013. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enbuild.2012.11.034>.
- [20] JACBSEN, S.; JAHREN, P. Binding of CO₂ by Carbonation of Norwegian OPC Concrete. In: *CANMET/ACI International Conference on Sustainability and Concrete Technology*, Lyon, 2002.
- [21] HASELBACH, L.; THOMAS, A. Carbon sequestration in concrete sidewalk samples. *Construction and Building Materials*, 2014.

- [22] FELIX, E.; POSSAN, E. Sequestro de CO₂ em estruturas de concreto em uma perspectiva de 100 anos. In: 56º Congresso Brasileiro do Concreto, Natal, 2014.
- [23] FELIX, E.; POSSAN, E.; THOMAZ, W. Metodologia para estimativa da captura de CO₂ devido à carbonatação do concreto. In: Estudos ambientais, vol. 4, C. Poletto, Ed., Interciência Ltda, 2017.
- [24] PAULETTI, C.; POSSAN, E.; DAL MOLIN, D. C. C. Carbonatação acelerada: estado da arte das pesquisas no Brasil. Ambiente construído, vol. 7, pp. 7-20, 2007.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Cimento Portland composto - NBR 11578, Rio de Janeiro, 2001. Versão Corrigida:1997.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Cimento Portland de alto forno - NBR 5735 EB208, Rio de Janeiro, 1991.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Cimento Portland Pozolânico - NBR 5736, Rio de Janeiro, 1991.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Cimento Portland de alta resistência inicial - NBR 5733 EB2, Rio de Janeiro, 1991.
- [29] IPCC. Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories. Intergovernmental Panel on Climate Change, 2006. <http://www.ipcc.ch>.
- [30] CSI: Cement Sustainability Initiative. WBCSD: World Business Council for Sustainable Development, 2011. [Online]. Available: http://www.wbcscement.org/pdf/tf1_CO2%20protocol%20v3.pdf. [Acesso em 14 4 2016].
- [31] BRASIL. Ministério das Minas e Energia (MME). Balanço Energético Nacional 2012: Ano base 2011. Empresa de Pesquisa Energética - EPE, Rio de Janeiro, 2012.
- [32] MARCOS, M. Análise da emissão de CO₂ em edificações através de uma ferramenta CAD-BIM. In: SIGraDi 2009 SP – From Modern to Digital: The Challenges of a Transition, São Paulo, 2009.
- [33] POSSAN, E. Modelagem da carbonatação e previsão da vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano, Porto Alegre: Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2010.
- [34] DAL MOLIN, D. C. C.; MASUEIRO, A. B.; ANDRADE, J. J. O.; POSSAN, E.; MASUEIRO, J. R.; MENNUCCI, M. M. Contribuição à Previsão da Vida Útil de Estruturas de Concreto. In: Claudio de Souza Kazmierczak, Márcio Minto Fabrício. (Org.). Avaliação de Desempenho de Tecnologias Construtivas Inovadoras: Materiais e Sustentabilidade. 1ed.: Editora Scienza, v., p. 223-270, 2016.
- [35] PAULETTI, C. Estimativa da carbonatação natural de materiais cimentícios a partir de ensaios acelerados e de modelos de predição, Porto Alegre: Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2009
- [36] KUMAR, R.; BHATTACHARJEE, B. Porosity, pore size distribution and in situ strength of concrete. Cement and Concrete Research, vol. 33, p. 155–164, 2003.
- [37] POSSAN, E.; FELIX, E.; THOMAZ, W. CO₂ uptake by carbonation of concrete during life cycle of building structures. Journal of Building Pathology and Rehabilitation, 2016. doi:10.1007/s41024-016-0010-9.

Combined axial and flexural loads in short reinforced concrete columns in fire: ultimate limit state curves using 500 °C isotherm method

Flexão composta oblíqua em pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio: curvas do estado – limite último pelo método da isoterma de 500 °C



J. S. SUAZNABAR^a
jorge.suaznabar@usp.br

V. P. SILVA^a
valpigss@usp.br

Abstract

Ultimate limit state curves of short reinforced concrete columns in fire situation are going to be presented in this paper. The authors created a code developed in Matlab. It makes a discretization of the cross sections of the columns and calculates the equilibrium integrals of them. The curves were plotted with the code considering the 500 °C isotherm method.

Keywords: reinforced concrete columns, fire situation.

Resumo

Curvas envoltórias correspondentes ao estado – limite último de pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio serão apresentadas neste artigo. Os autores criaram um código desenvolvido no programa Matlab. Esse código realiza uma discretização da seção transversal dos pilares e o cálculo numérico das integrais de equilíbrio. As curvas foram representadas graficamente com o código considerando o método da isoterma de 500 °C.

Palavras-chave: pilares, concreto armado, incêndio, flexão composta, isoterma de 500 °C.

^a Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introduction

Combined axial and flexural loads in short reinforced concrete columns in fire situation is a very new subject studied internationally [1] and [2]. Several aspects should be considered in order to

and the maximum strains. There is an extensive bibliography available, such as abacuses and simplified methods [3], [4], and more advanced numerical methods, for columns at room temperature [5]. But there is a smaller quantity for fire situation, among others, advanced software DIANA, ABAQUS, ANSYS and SAFIR.

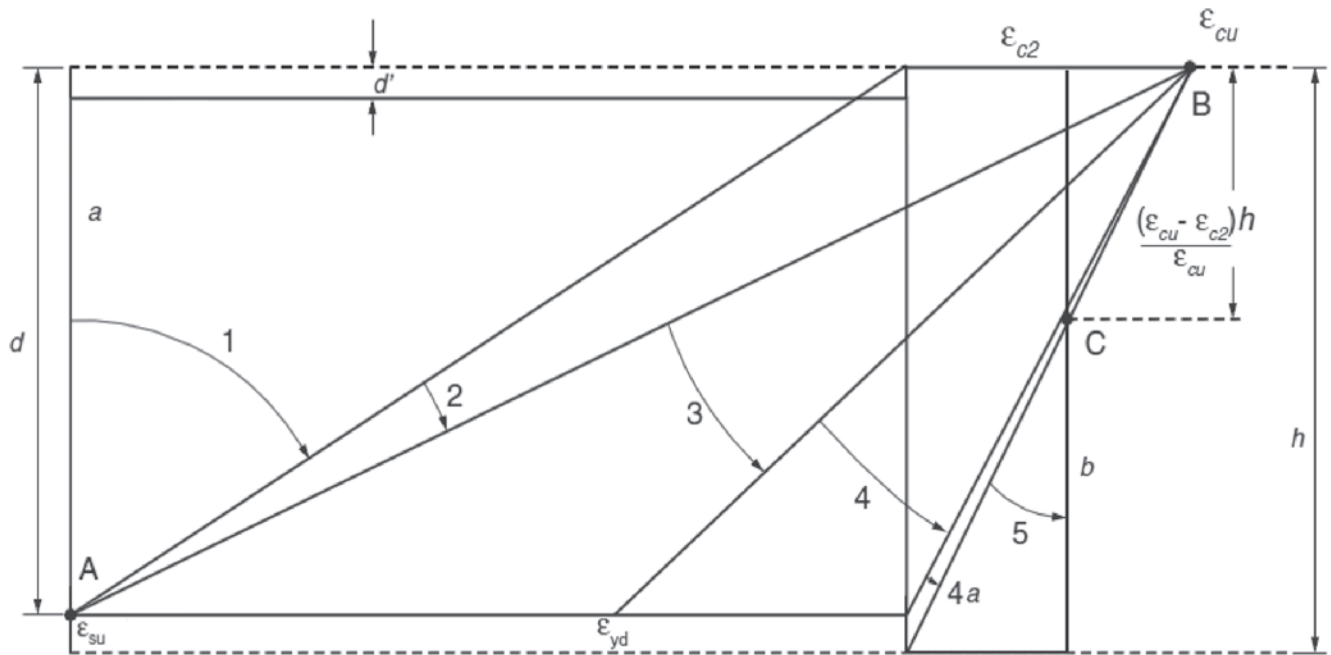


Figure 1
Pivot diagrams at room temperature

determine the safety of these structural elements, among others, the temperature field in the cross-section and the non-linearity of the materials. Consideration of these aspects increases the level of difficulty. As an option, a strategy is to define maximum values for strains and the pivot diagrams (Figure 1), and to apply them to create the ultimate limit state curves and surfaces, also called interaction curves and surfaces, that allow to verify the safety of the columns. They are function of, among others, the constitutive laws of concrete and reinforcing steel, the cross-section geometry

In Figure 1:

ϵ_{cu} : Strain conventionally corresponding to the ultimate limit state of the most compressed concrete fiber of a fully compressed cross-section.

ϵ_{c2} : Strain conventionally corresponding to the ultimate limit state of the less compressed concrete fiber of a fully compressed cross-section.

ϵ_{su} : Strain conventionally corresponding to the ultimate limit state of the tensioned reinforcing steel.

ϵ_{yd} : Strain corresponding to the beginning of the yield of the reinforcing steel.

h: Cross-section high.

In fire situation, these interaction curves are function (besides the mentioned variables) of the time. In order to generate these interaction curves in fire situation, two strategies can be considered [1], those that consider the moment-curvature relationship and those that consider the boundary strains according to pivot diagrams. Those pivot diagrams in fire situation are different of those used at room temperature, which should vary according to the temperature. The pivot diagrams have been studied in [6], they are presented in the Figure 2 and are part of more advanced researches in the same research group of the authors. However, using these domains implies a greater computational effort and allows the study of straight but not oblique composite bending of the columns [7].

In Figure 2:

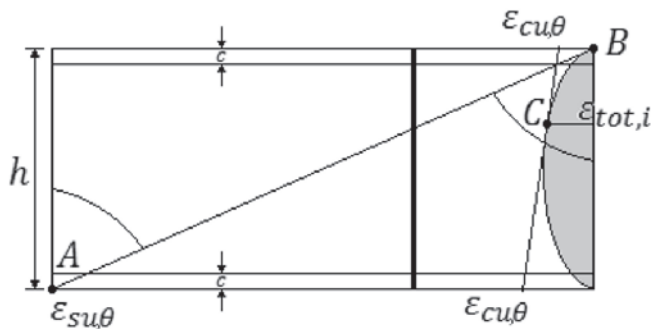


Figure 2
Pivot diagrams in fire situation

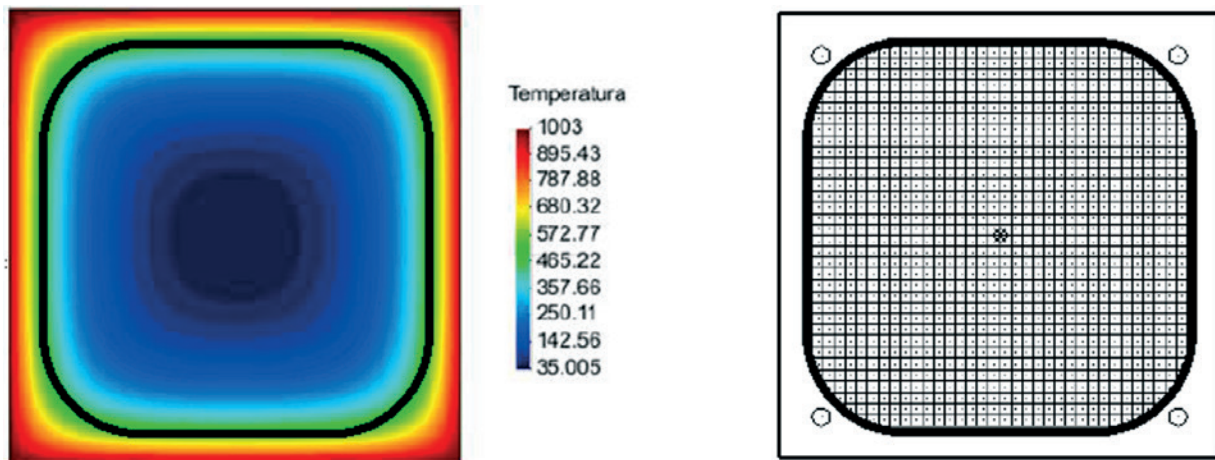


Figure 3
Discretized cross-section with the temperature field and the isotherm of 500 °C

$\epsilon_{cu,\theta}$: Strain conventionally corresponding to the ultimate limit state of the compressed concrete at θ temperature.

$\epsilon_{su,\theta}$: Strain conventionally corresponding to the ultimate limit state of the tensioned reinforcing steel at θ temperature.

$\epsilon_{tot,i}$: Total strain in a point i of the fully compressed concrete cross-section.

The objective of this paper is to present a computational code developed in MATLAB [8] which, through numerical methods, accurately calculates forces and moments, strains and interaction curves for short columns of reinforced concrete in fire situation. It is considered the hypotheses of the 500 °C isotherm method to generate the interaction curves.

2. Method of the 500 °C isotherm

The method of the 500 °C isotherm is a simplified method created by the swedish researcher Dr. Yngve Anderberg. In 1978, Anderberg proposed the isotherm method of 550 °C, later the method was modified considering as limit the isotherm of 500 °C.

Considering a cross section in fire situation, with the known temperature field, the method of the 500 °C isotherm consists of assuming that concrete with temperatures higher than 500 °C is disregarded. In this way, only concrete with temperatures lower than 500 °C, i.e. the region of the inner cross-section at the 500 °C isotherm, is considered. In a simplified way, the concrete of this inner region is considered with the original properties at room temperature, even the the strains, however, with the exceptional coefficients. The reinforcement is considered with the properties of the reinforcing steel at the current temperature (in fire situation).

In **Figure 3**, an example cross-section with the 500 °C isotherm marked in the temperature field is presented and the concrete with a temperature greater than 500 °C is disregarded.

In spite of being considered a simplified method by EN 1992-1-2: 2004 [9], to apply this method it is necessary to use a thermal analysis program, to calculate the temperature field in the cross-section, which is not common in civil engineering.

3. Equilibrium of the cross-section

For the development of the software the following hypothesis were considered:

- In the cross-section, only the normal stresses are considered, the tangential stresses and the strains resulting from them are disregarded.
- The cross-section remains plane after deformation and the total strain is the result of summing the thermal and mechanical strains.
- There is bond between reinforcement and concrete.
- It is not considered geometric non-linearity related to the slenderness of the column.
- Thermal restrains are not considered.

Under the above hypothesis and for the region of the inner concrete section to the 500 °C isotherm, the cross section presented in **Figure 4** is considered to be in equilibrium if the system of equations 1 is satisfied.

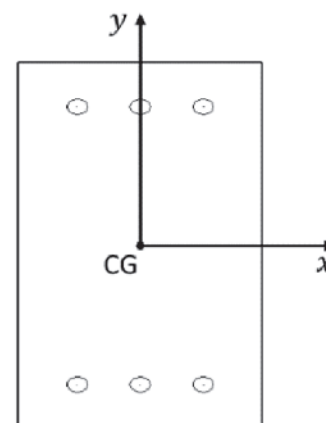


Figure 4
Reinforced concrete cross-section

In Figure 4:

CG: Geometric center of the cross-section.

$$S = \iint \sigma(\varepsilon)Z dx dy \quad (1)$$

In the system of Equations 1:

$$S = \begin{bmatrix} N \\ M_x \\ M_y \end{bmatrix} \quad Z = \begin{bmatrix} 1 \\ y \\ x \end{bmatrix}$$

Where:

N : Axial force.

M_x : Moment around the x-axis.

M_y : Moment around the y-axis.

In the system of Equations 1, the left-hand side represents the efforts in fire situation and the right-hand side represents the stresses and resistant forces (Figure 5).

All the efforts and stresses cited in this paper refer to fire situation. For simplicity, the subscript “θ” was not included. The values of those efforts must be calculated following the Brazilian code ABNT NBR 15200:2012 [10].

It should be noted that in this article, the ultimate limit state curves are calculated for short columns of reinforced concrete in fire situation, using the method of 500 °C isotherm. According to that, as explained previously, the stress and strength of concrete are those corresponding to the ambient temperature, and those of the reinforcing steel are those corresponding to the current temperature (in a fire situation).

In Figure 5:

ε_c : Strain of concrete.

ε_s : Strain of reinforcing steel.

f_c : Stress of concrete.

f_s : Stress of reinforcing steel.

N : Axial force.

M : Moment.

To solve the system of Equations 1, a cross section discretization is performed. In this way it is possible to solve the integrals quite pre-

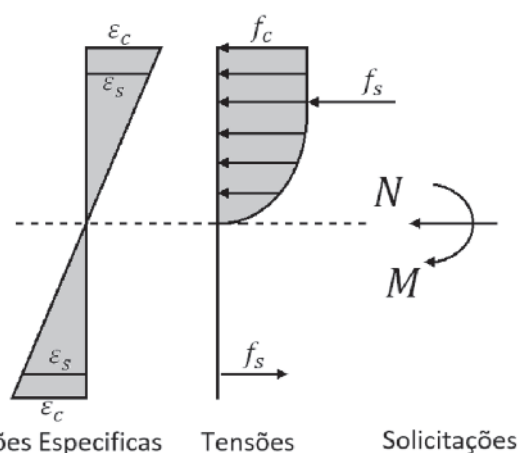


Figure 5
Equilibrium of the cross-section, at room temperature

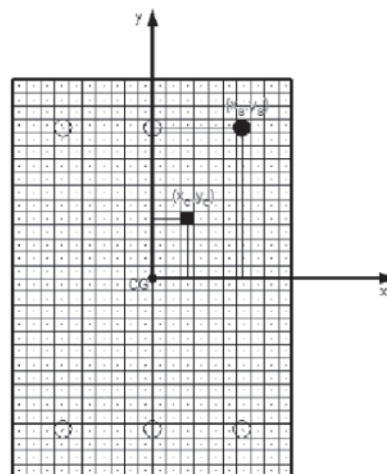


Figure 6
Discretized cross-section

cisely even when there are cross sections with unusual geometry.

3.1 Equilibrium of the discretized cross-section

The code developed by the authors allows to perform a discretization of the cross section, in square or rectangular elements. For the concrete, the strain and the stress are considered constant in each element and equal to the respective geometric center. For the reinforcement, which always have circular sections and small diameter in relation to the dimensions of the concrete cross-section, the strain and the stress are considered constant and equal to the respective geometric center of each reinforcement bar. In areas where there is overlap between the concrete and the reinforcement, the stress of the concrete corresponding to that area of the reinforcement is subtracted.

Next, the equilibrium formulation is presented for the discretized section, which is analogous to the formulation already presented. In this formulation the subscript “e” indicates that it is referring to a generic element “e”.

After the discretization, an element of the discretized section can be considered in equilibrium if the system of Equations 2 is satisfied.

$$S_e = \iint \sigma_e(\varepsilon_e)Z_e dx dy \quad (2)$$

In the system of Equations 2, we have:

$$S_e = \begin{bmatrix} N_e \\ M_{xe} \\ M_{ye} \end{bmatrix} \quad Z_e = \begin{bmatrix} 1 \\ y_e \\ x_e \end{bmatrix}$$

In an analogous way to the system of Equations 1, in the system of Equations 2 the left-hand side represents the efforts in fire situation related to the element and the right-hand side represents the stresses and resistant forces related to the element.

For the complete cross-section, already discretized, the system of equations 1 can be expressed according to the system of Equations 3.

$$\begin{aligned}
 N &= \sum_{i=1}^{nec} \sigma_{ci}(\varepsilon_{ci})A_{ci} + \sum_{i=1}^{nes} \sigma_{si}(\varepsilon_{si})A_{si} \\
 M_x &= \sum_{i=1}^{nec} \sigma_{ci}(\varepsilon_{ci})y_{ci}A_{ci} + \sum_{i=1}^{nes} \sigma_{si}(\varepsilon_{si})y_{si}A_{si} \\
 M_y &= \sum_{i=1}^{nec} \sigma_{ci}(\varepsilon_{ci})x_{ci}A_{ci} + \sum_{i=1}^{nes} \sigma_{si}(\varepsilon_{si})x_{si}A_{si}
 \end{aligned} \tag{3}$$

In system of Equations 3:

N : Axial force.

M_x : Moment around the x-axis.

M_y : Moment around the y-axis.

σ_{ci} : Stress of the concrete element i .

σ_{si} : Stress of the reinforcing steel element i .

ε_{ci} : Strain of the concrete element i .

ε_{si} : Strain of the reinforcing steel element i .

A_{ci} : Area of the concrete element i .

A_{si} : Area of the reinforcing steel element i .

x_{ci} : Coordinate x of the geometric center of the concrete element i .

y_{ci} : Coordinate y of the geometric center of the concrete element i .

x_{si} : Coordinate x of the geometric center of the reinforcing steel element i .

It should be noted that the stress distribution is considered constant in the cross section of each element, therefore adequate discretization is required to obtain a good stress distribution in the cross section of the column.

4. Ultimate limit state curves

Under the assumptions given above, for a set of efforts in fire situation, the code applies strain fields to the cross-section and evaluates the system of Equations 3. This process is performed in an iterative way until the equilibrium is satisfied. However, it is simpler to apply the conventional strains of the ultimate limit state and to calculate the stresses related to these strains.

To generate the ultimate limit state curves, it is sufficient to define

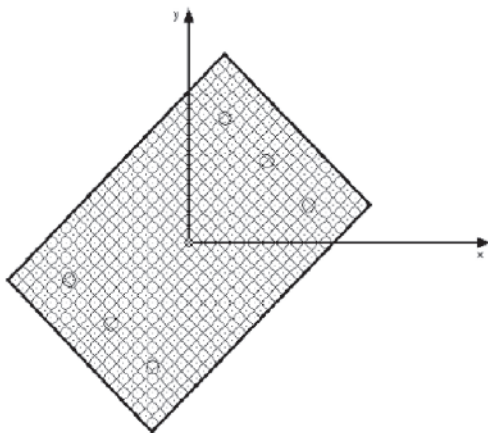


Figure 7
Discretized cross-section, under rotation of the longitudinal axis of the column

the conventional rupture strains at room temperature (remembering that the method of the 500 °C isotherm is being applied) and calculate the stresses associated with these strains.

It is worth noting that if it is necessary to obtain only the ultimate limit state curve $N - M_x$, all the strain fields have in common, rotations about the x axis, since there is no M_y moment.

For the $M_x - M_y$ moments ultimate limit state curve the code applies rotations to the cross section around the longitudinal axis of the column (Figure 7) and then applies the strain fields to the rotations about the x axis. It is worth remembering that for these moment ultimate limit state curves, the axial force is constant.

5. Materials

In the developed code, the recommendations of EN 1992-1-1: 2004 [4] and ABNT NBR 6118: 2014 [11] were used for the stress-strain curves of concrete and reinforcing steel at room temperature. The recommendations of EN 1992-1 and ABNT NBR 15200: 2012 [10] were used for the stress-strain curves of concrete and reinforcing steel in fire situation.

Next, the stress-strain diagrams for concrete and reinforcing steel will be presented at both conventional and fire situation.

5.1 Materials at room temperature

For materials at room temperature, EN 1992-1-1: 2004 [4] and ABNT NBR 6118: 2014 [11] recommend the use of the strain-strain curves of Figure 8 and Figure 9 given by Equations 4 and Equations 5 for compressed concrete and reinforcing steel respectively.

$$\begin{aligned}
 \sigma_c &= \alpha_{cc} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \\
 0 &\leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \\
 \sigma_c &= \alpha_{cc} f_{cd} \\
 \varepsilon_{c2} &\leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}
 \end{aligned} \tag{4}$$

In Equations 4:

f_{cd} : Design compressive strength of concrete.

α_{cc} : Coefficient of the strength of concrete under long duration loading.

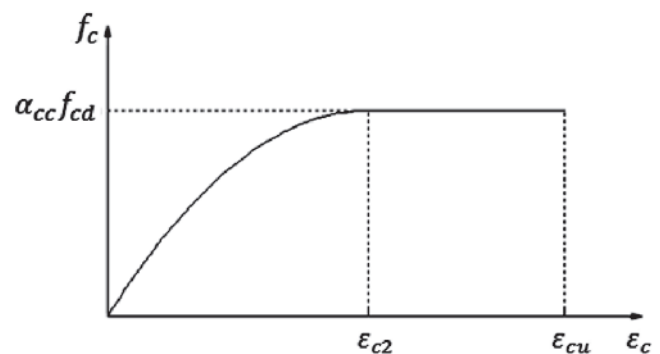


Figure 8
Stress-strain curve of compressed concrete at room temperature

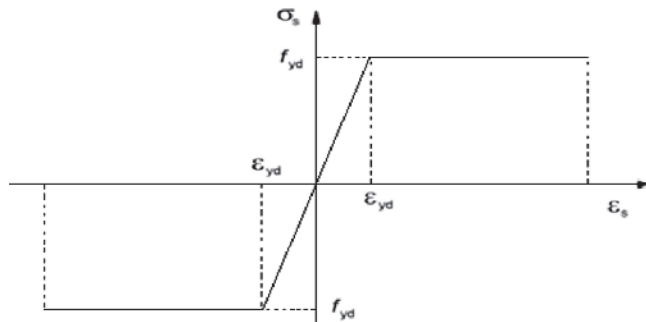


Figure 9
Stress-strain curve of reinforcing steel at room temperature

For $|\varepsilon_s| \leq \varepsilon_{yd}$

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

For $\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$

$$f_s = f_{yd}$$

For $\varepsilon_s < -\varepsilon_{yd}$

$$f_s = -f_{yd}$$

In Equations 5:

E_s : Modulus of elasticity of reinforcing steel.

f_{yd} : Design strength of reinforcing steel.

5.2 Materials in fire situation

For the materials in fire situation, EN 1992-1-2:2004 [9] and ABNT NBR 15200:2012 [10] recommend the stress-strain curves of Figure 10 and Figure 11 given by Equation 6 and Equations 7 for compressed concrete and reinforcing steel respectively.

$$\frac{\sigma_{c,\theta}}{f_{c,\theta}} = \frac{3 \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3}$$

$$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta}$$

$$0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{p,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right)^2}$$

$$\varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{y,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta}$$

$$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta} \cdot \left[1 - \frac{(\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})}{(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})} \right]$$

$$\varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon_{u,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0$$

$$\varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{u,\theta}$$

In Equations 6 and 7:

(5)

(6)

(7)

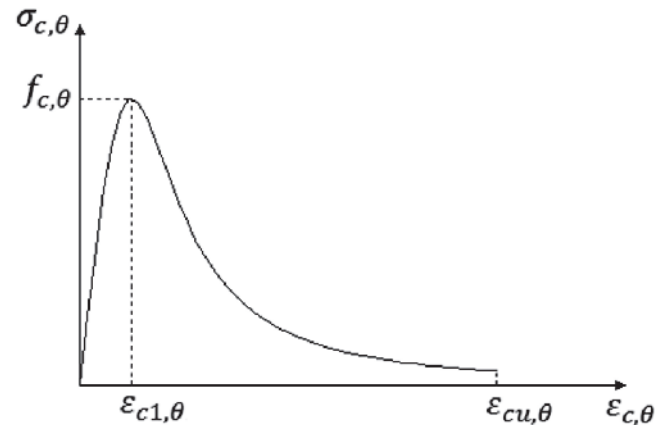


Figure 10
Stress-strain curve of compressed concrete in fire situation

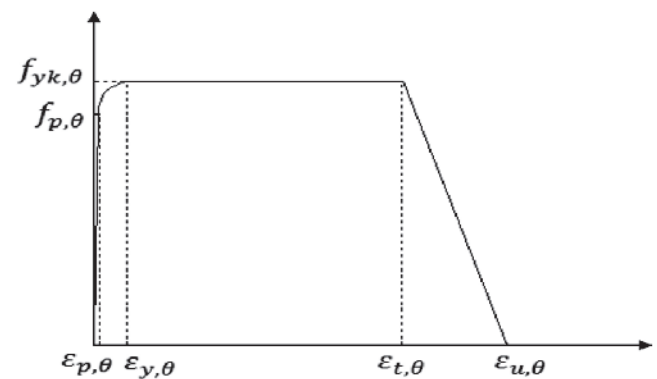


Figure 11
Stress-strain curve of reinforcing steel in fire situation

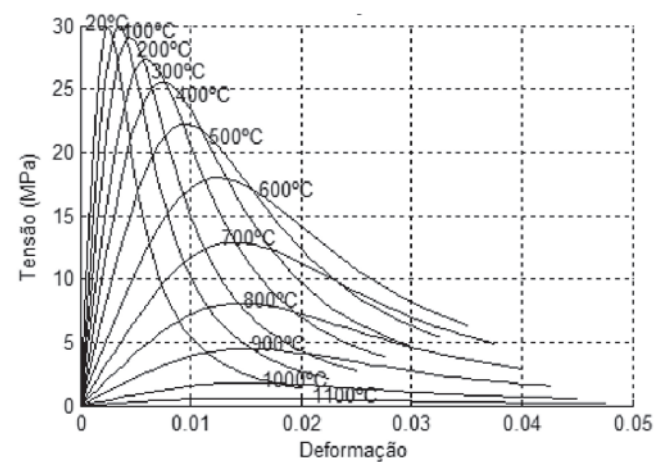


Figure 12
Stress-strain curves of concrete varying with temperature

¹ Average humidity estimated for the city of Foz do Iguaçu (Brazil).

² Average value based on report from IPCC [27].

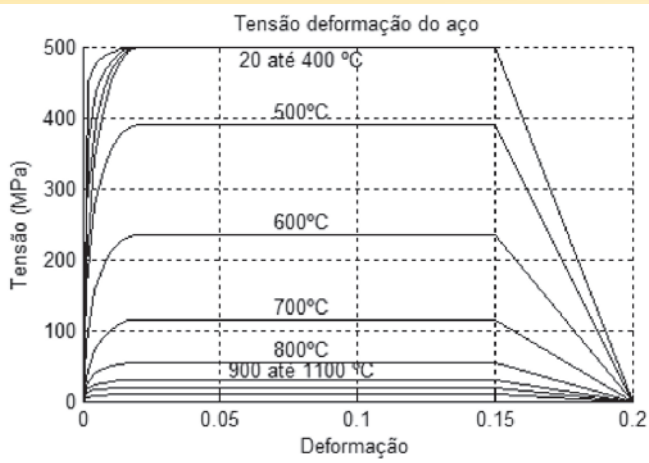


Figure 13
Stress-strain curves of reinforcing steel varying with temperature

$\sigma_{(c,\theta)}$: Stress of concrete at θ temperature.
 $\epsilon_{(c,\theta)}$: Strain of concrete at θ temperature.
 $\sigma_{(s,\theta)}$: Stress of reinforcing steel at θ temperature.
 $\epsilon_{(s,\theta)}$: Strain of reinforcing steel at θ temperature.
 As an example, the stress-strain curves of a concrete $f_c = 30$ MPa for various temperature values (Figure 12) and strain-strain diagrams of the CA50 reinforcing steel, $f_y = 500$ MPa, for various temperature values are shown below (Figure 13).

6. Results and comments

The mechanical analysis of reinforced concrete structures in fire situation considering the method of the 500 °C isotherm, were performed using the code developed in MATLAB [8]. For this, the thermal analyzes were performed with the DIANA program, whose results were used in the mechanical analysis mentioned.

The concrete and reinforcing steel properties are $f_{ck} = 30$ Mpa and $f_y = 500$ Mpa, $E = 210$ GPa, respectively.

Two cross-sections of 30 cm x 30 cm with 4 ϕ 16 mm (Figure 14.a) and 8 ϕ 16 mm (Figure 14.b) were studied with discretization in 1 cm x 1 cm square elements.

Afterwards, the thermal analyzes were performed for 30 min, 60 min, 90 min and 120 min of exposure to the standard curve ISO 834 (1999) [12]. The corresponding temperature fields are shown in Figures 15.a, 15.b, 15.c and 15.d respectively.

Once the temperature fields are known, the code disregards concrete with temperatures higher than 500 °C, considering only the inner concrete at the 500 °C isotherm with the properties at room temperature. The reinforcement, regardless of position, were considered at their current temperature (in fire situation).

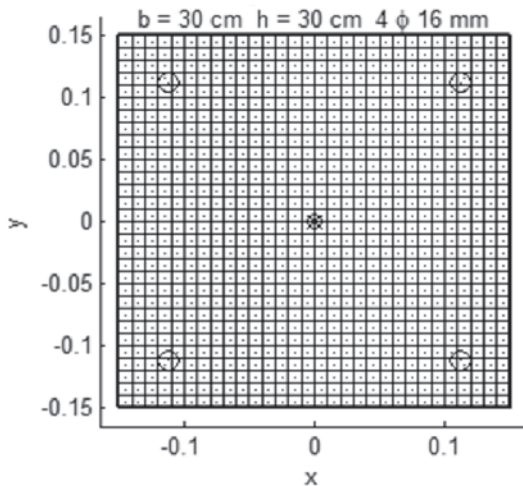


Figure 14a
Cross-section with 4 ϕ 16 mm

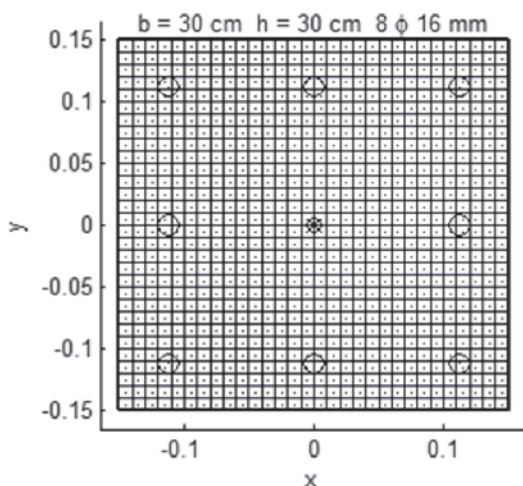


Figure 14b
Cross-section with 8 ϕ 16 mm

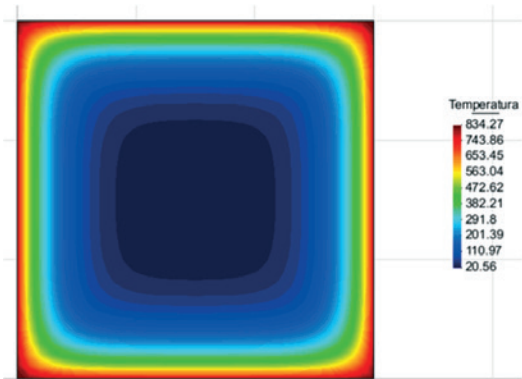


Figure 15a
Temperature field for 30 min

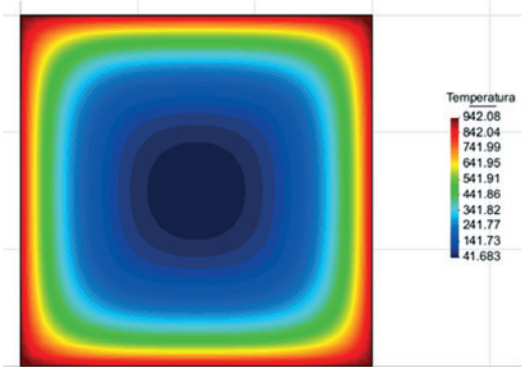


Figure 15b
Temperature field for 60 min

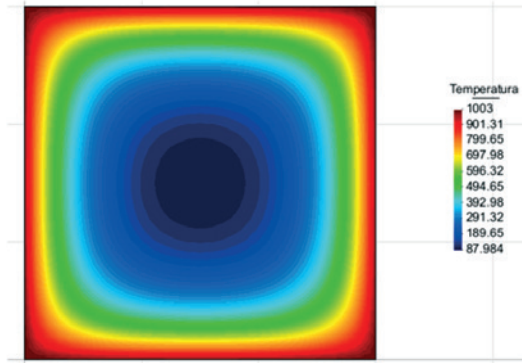


Figure 15c
Temperature field for 90 min

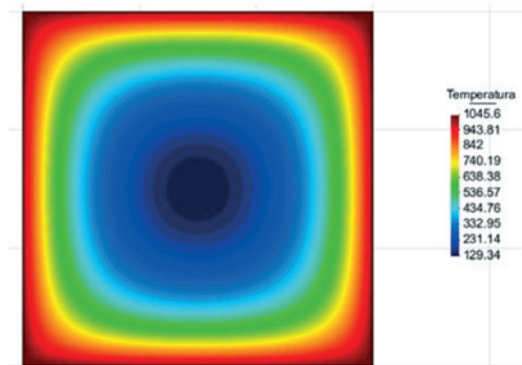


Figure 15d
Temperature field for 120 min

Finally, the mechanical analysis was performed verifying the equilibrium with the calculation of the system of Equations 3. It is recalled that the limit deformations of the concrete were considered at room temperature.

The ultimate limit state curves N-M and N-M_x-M_y were obtained as a result. N, M_x and M_y are the calculation efforts corresponding to the fire situation.

Then, in Figures 16.a and 16.b, the N-M curves of the two cross

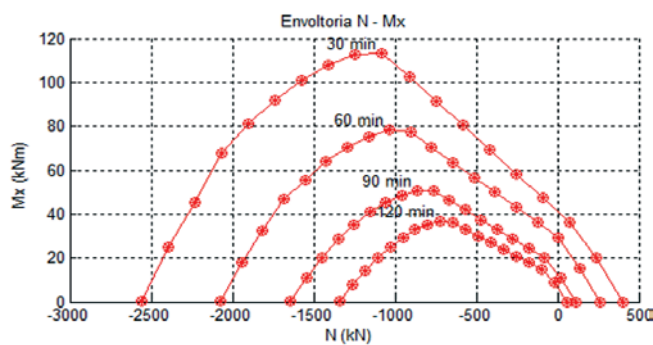


Figure 16a
N-Mx curves of the cross-section 30 cm x 30 cm with 4 φ 16 mm

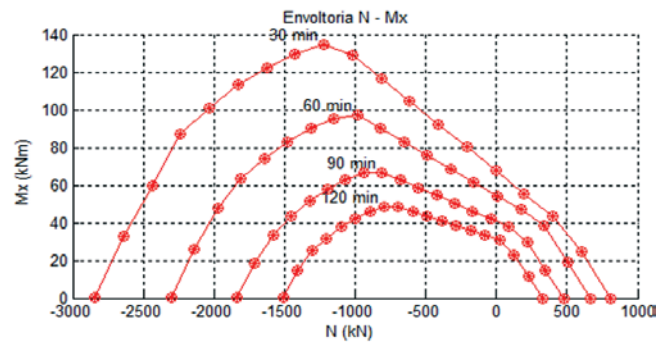


Figure 16b
N-Mx curves of the cross-section 30 cm x 30 cm with 8 φ 16 mm

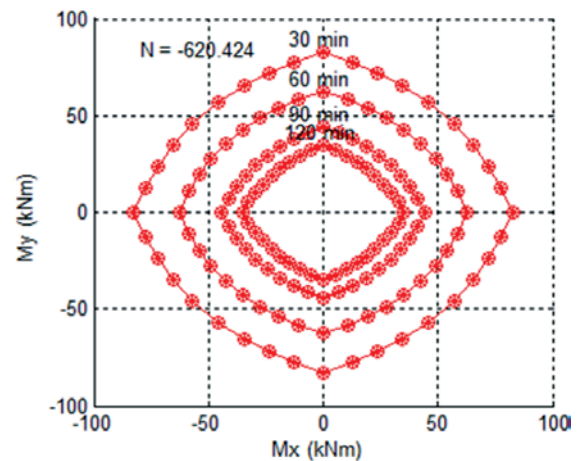


Figure 17a
M_x - M_y curves of the cross-section with 4 φ 16 mm for $N/N_{cmax20} = 0.20$

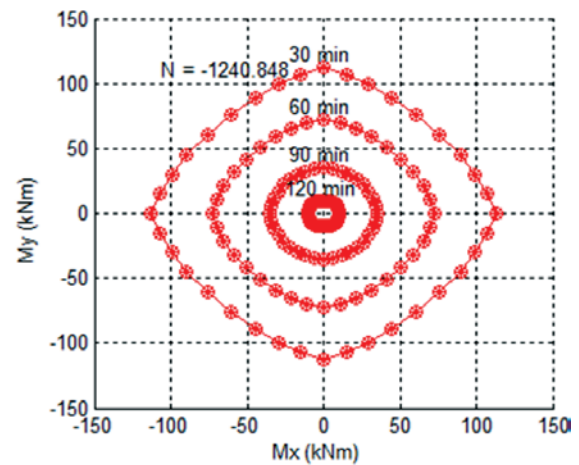


Figure 17b
M_x - M_y curves of the cross-section with 4 φ 16 mm for $N/N_{cmax20} = 0.40$

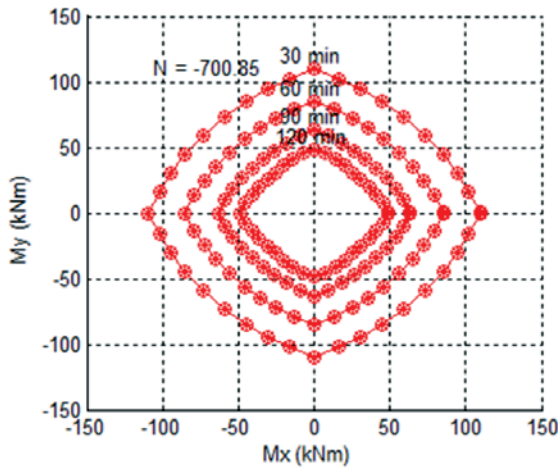


Figure 17c
 $M_x - M_y$ curves of the cross-section with 8 φ 16 mm for $N_{N_{cmax20}} = 0.20$

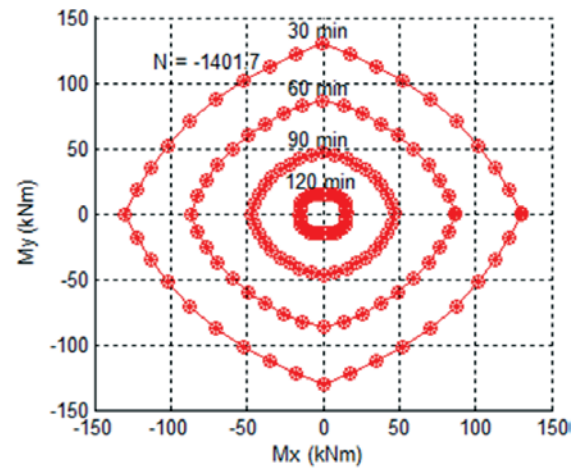


Figure 17d
 $M_x - M_y$ curves of the cross-section with 8 φ 16 mm for $N_{N_{cmax20}} = 0.40$

sections under study (Figures 14.a and 14.b) are presented for the mentioned temperature fields (Figures 15.a, 15.b, 15.c and 15.d) considering the method of 500 °C isotherm.

It is observed that the longer the exposure time to fire, the lower the strength of the column, with a reduction of more than 50% of the axial compressive strength (relative to its capacity at room temperature) when the column is exposed 120 minutes.

Figure 17a, 17.b, 17.c and 17.d show the $M_x - M_y$ curves of the two cross sections under study for the 30, 60, 90 and 120 min temperature fields of exposure to fire ISO 834 (1999) [12], considering the isotherm method of 500 °C, for 3 constant axial loads.

In the previous figures N_{cmax20} is the maximum axial strength in compression at room temperature of the column.

The column strength decreases when temperature and/or axial loading increase.

It should be noted that each point marked on the interaction curves corresponds to a calculated solution of the system of Equations 3.

It is also noted that in this article the thermal deformation restrictions were not considered.

The decrease of the maximum axial strength of centered compression of the sections shown in Figures 14.a and 14.b for the standard fire exposure times shown in Figures 15.a, 15.b, 15.c and 15.d is shown in Table 1.

In this paper all the coefficients of strength and the effects of decreasing the concrete strength with time (Rüsch effect, etc.)

were considered unitary since they were problems associated with exceptional short-term situations.

The code developed by the authors of this paper is being developed in addition to the method of the 500 °C isotherm, in order to perform mechanical analysis considering the variation of stress-strain diagrams as a function of temperature and the variation of stresses in the cross section (Figure 18).

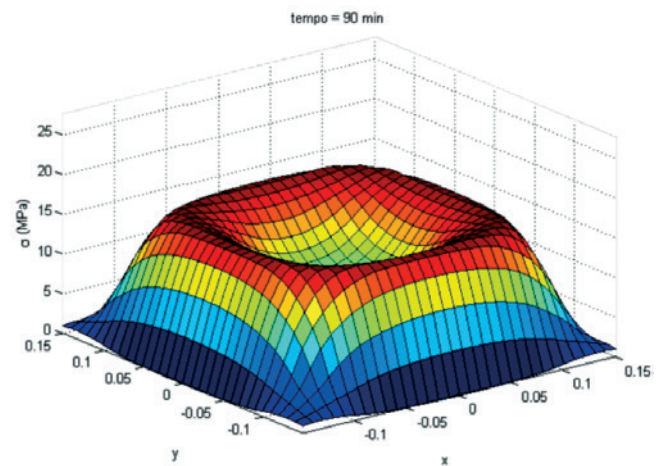


Figure 18
 Stress field of the cross-section 30 cm x 30 cm with 4 φ 16 mm under axial compression

Table 1

Decrease of axial strength as a function of time of exposure to fire

30 cm x 30 cm	N_{max20}	$N_{max\theta} / N_{max20}$				
		0 min	30 min	60 min	90 min	120 min
4 φ 16 mm	3,102.12 kN	1	0.84	0.68	0.55	0.45
8 φ 16 mm	3,504.25 kN	1	0.80	0.65	0.53	0.43

7. Conclusions

In order to perform numerical modeling of short columns of reinforced concrete in a fire situation, the use of the 500 °C isotherm method proved to be a suitable strategy.

The computational code developed for this article was able to generate ultimate limit state curves using the method of the 500 °C isotherm, combined with a method that solves the integrals and systems of equations using a discretization of the cross section.

As expected, the results showed that the longer the exposure time to fire the higher the temperature in the cross section, therefore the lower the strength of the column. The results also showed that the higher the compressive force on the column, the shorter the time it reaches the ultimate limit state.

Finally, it is emphasized that the mathematics used to study the phenomena studied involves systems of equations with integral of non-linear equations. The resolution of these systems of equations was possible using approximate methods with discretization of the cross section considered in the academic environment as advanced methods.

8. Acknowledgments

The authors thank CAPES “Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior”, CNPq “Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento Científico” and FAPESP “Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo”.

9. References

- [1] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Fire design of concrete structures – structural behavior and assessment. State of art report. Lausanne, 2008.
- [2] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Fire design of concrete structures – materials, structures and modelling. State of art report. Lausanne, 2007.
- [3] MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M.; PORTERO, J. C. A. Jimenez Montoya – Hormigón Armado. Gustavo Gili, Barcelona, España, 2009.
- [4] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1.2 General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.
- [5] RODRIGUEZ, J.A.; ARISTIZABAL, O.D. Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section. *Journal of Structural Engineering*. v. 125, p. 672-683, 1999.
- [6] SUAZNABAR, J.S.; SILVA, V.P.; PIERIN, I. Estudo dos Domínios de Deformação em Seções Transversais de Concreto Armado em Situação de Incêndio. 56 Congresso Brasileiro do Concreto. Natal, 2014.
- [7] SUAZNABAR, J.S.; SILVA, V.P. Flexão composta de pilares curtos de concreto armado sob incêndio não simétrico. 3 Congresso Ibero-Latino-Americano Sobre Segurança Contra Incêndios. Porto Alegre, 2015.
- [8] SUAZNABAR, J.S.; SILVA, V.P. Code for combined axial and flexural load on short RC columns: failure surfaces. XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Montevideo, 2014.
- [9] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1.2 General rules – structural fire design. Brussels: CEN, 2004.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [12] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION ISO 834-1:1999(E). Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements. Ginebra, 1999.

Combined axial and flexural loads in short reinforced concrete columns in fire: ultimate limit state curves using 500 °C isotherm method

Flexão composta oblíqua em pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio: curvas do estado – limite último pelo método da isoterma de 500 °C



J. S. SUAZNABAR^a
jorge.suaznabar@usp.br

V. P. SILVA^a
valpigss@usp.br

Abstract

Ultimate limit state curves of short reinforced concrete columns in fire situation are going to be presented in this paper. The authors created a code developed in Matlab. It makes a discretization of the cross sections of the columns and calculates the equilibrium integrals of them. The curves were plotted with the code considering the 500 °C isotherm method.

Keywords: reinforced concrete columns, fire situation.

Resumo

Curvas envoltórias correspondentes ao estado – limite último de pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio serão apresentadas neste artigo. Os autores criaram um código desenvolvido no programa Matlab. Esse código realiza uma discretização da seção transversal dos pilares e o cálculo numérico das integrais de equilíbrio. As curvas foram representadas graficamente com o código considerando o método da isoterma de 500 °C.

Palavras-chave: pilares, concreto armado, incêndio, flexão composta, isoterma de 500 °C.

^a Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introdução

A flexão composta oblíqua de pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio é um tema de estudo muito novo internacionalmente [1] e [2]. Para determinar a segurança desses elementos

titutivas do concreto e do aço, da geometria da seção transversal do pilar e do critério de ruptura escolhido (Estado – Limite Último). Existe bastante material disponível, como ábacos e métodos simplificados [3] [4], e métodos numéricos mais avançados, para seções transversais de pilares à temperatura ambiente [5], porém

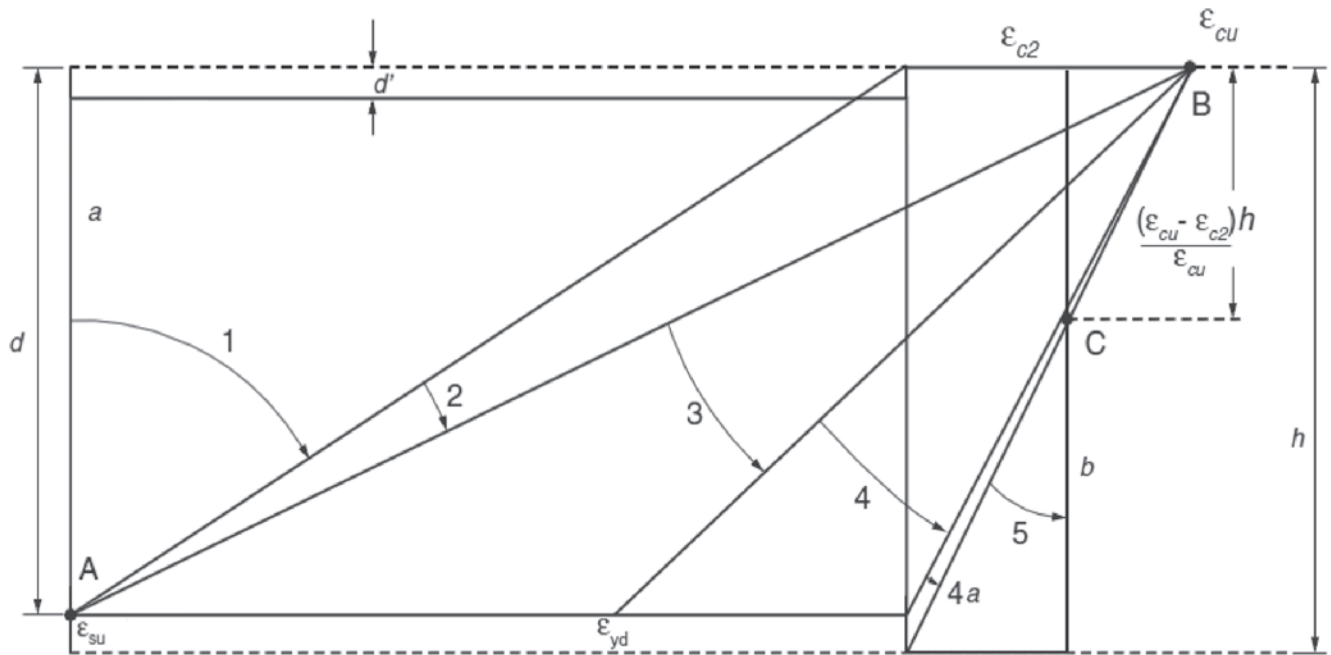


Figura 1
Domínios de deformação à temperatura ambiente

estruturais devem considerados vários aspectos, entre outros, o campo de temperaturas na seção transversal e a não linearidade dos materiais. A consideração desses aspectos aumenta o nível de dificuldade. Como opção, uma estratégia é definir valores limites para as deformações específicas lineares, ou seja, domínios de deformação (Figura 1), e aplicar esses domínios à geração de curvas envoltórias de ruptura, também chamadas curvas de interação de esforços, que permitem verificar a segurança dos pilares. Essa interação de esforços ($N - M_x - M_y$) é função entre outros, das leis consi-

em menor quantidade para a situação de incêndio, entre eles os programas comerciais de computador DIANA, ABAQUS e ANSYS e o programa específico SAFIR.

Na Figura 1:

- ϵ_{cu} : Deformação específica linear convencionalmente correspondente ao estado limite ultimo de ruptura da fibra mais comprimida de concreto, de uma seção transversal totalmente comprimida.
- ϵ_{c2} : Deformação específica linear convencionalmente correspondente ao estado limite ultimo de ruptura da fibra menos comprimida de concreto, de uma seção transversal totalmente comprimida.
- ϵ_{su} : Deformação específica linear convencionalmente correspondente ao estado limite ultimo de ruptura da armadura tracionada.
- ϵ_{yd} : Deformação específica linear correspondente ao início do escoamento da armadura tracionada.
- h : Altura da seção transversal.

Em situação de incêndio, essas curvas de interação são função (além das variáveis mencionadas anteriormente), do tempo. Para gerar essas curvas de interação em situação de incêndio, podem ser consideradas duas estratégias [1] as quais se distinguem entre as que consideram a relação momento-curvatura e as que consideram as deformações-limite de acordo com domínios diferentes dos usados à temperatura ambiente, que devem variar de acordo com a temperatura. Esses domínios de deformação têm sido estudados em [6], são apresentados na Figura 2 e formam parte de

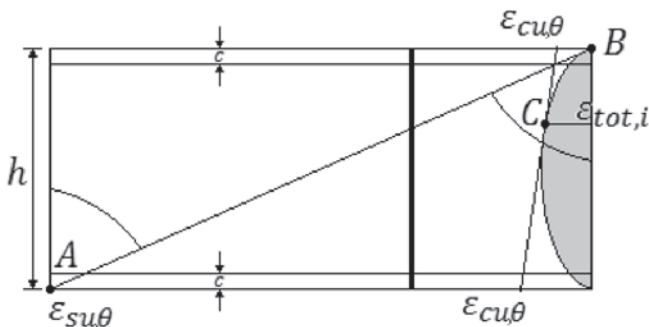


Figura 2
Domínios de deformação em situação de incêndio

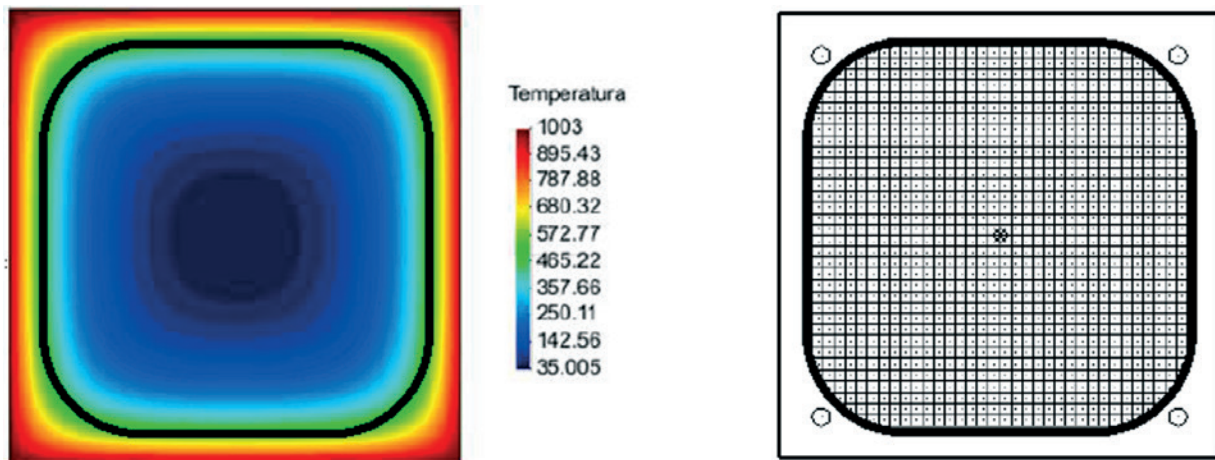


Figura 3
Seção transversal discretizada com o campo de temperaturas mostrando a isoterma de 500 °C

pesquisas mais avançadas do mesmo grupo de pesquisa dos autores. Porém, usar esses domínios implica maior esforço computacional e permite estudar os pilares submetidos à flexão composta reta, mas não oblíqua [7].

Na Figura 2:

$\epsilon_{cu,\theta}$: Deformação específica linear convencionalmente correspondente ao estado limite último de ruptura do concreto à temperatura θ .

$\epsilon_{su,\theta}$: Deformação específica linear convencionalmente correspondente ao estado limite último de ruptura da armadura tracionada à temperatura θ .

$\epsilon_{tot,i}$: Deformação específica linear total em um ponto i na seção de concreto totalmente comprimida.

O objetivo deste artigo é apresentar um código computacional desenvolvido em MATLAB [8] que, por meio de métodos numéricos calcula de maneira precisa esforços, deformações lineares específicas e diagramas de interação, para pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio, considerando as hipóteses do método da isoterma de 500 °C para gerar as curvas de interação.

2. Método da isoterma de 500 °C

O método da isoterma de 500 °C é um método simplificado criado pelo pesquisador sueco Dr. Yngve Anderberg. Em 1978, Anderberg propôs o método da isoterma de 550 °C, mais tarde o método foi modificado considerando-se como limite a isoterma de 500 °C.

Considerando uma seção transversal em situação de incêndio, com o campo de temperaturas conhecido, o método da isoterma de 500 °C consiste em assumir que o concreto com temperaturas maiores do que 500 °C é desconsiderado. Dessa maneira, considera-se unicamente o concreto com temperaturas menores do que 500 °C, ou seja, a região da seção transversal interior à isoterma de 500 °C. De maneira simplificada, o concreto dessa região interior é considerado com as propriedades originais à temperatura ambiente, inclusive os limites de deformação específica, no entanto, com os coeficientes de ponderação de ação excepcional. As armaduras são consideradas com as propriedades do aço à temperatura atual (em situação de incêndio).

Na Figura 3, é apresentado um exemplo de seção transversal com a isoterma de 500 °C marcada no campo de temperaturas e desconsiderando o concreto com temperatura maior do que 500 °C. Apesar de ser considerado um método simplificado pelo EN 1992-1-2:2004 [9], para se aplicar este método é necessário o uso de um programa de análise térmica, que não é comum na engenharia civil, para calcular o campo de temperaturas na seção transversal.

3. Equilíbrio na seção transversal

Para desenvolvimento do código computacional foram adotadas as seguintes hipóteses:

- a) Na seção transversal, são apenas consideradas as tensões normais, sendo desconsideradas as tensões tangenciais e as deformações decorrentes delas.
- b) A seção permanece plana após a deformação térmica mais a mecânica.
- c) Existe aderência entre as armaduras e o concreto adjacente a elas.

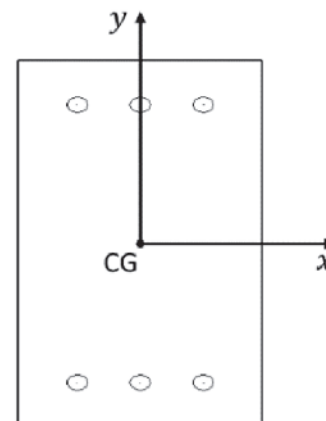


Figura 4
Seção transversal de pilar de concreto armado

- d) Não é considerado qualquer efeito de não linearidade geométrica relacionada à esbeltez do pilar, a análise é feita unicamente na seção transversal.
- e) Não é considerado o efeito das restrições às deformações térmicas.

Sob as hipóteses anteriores e para a região da seção de concreto interna à isoterma de 500 °C, considera-se que a seção transversal da Figura 4 está em equilíbrio, se é satisfeito o Sistema de Equações 1.

Na Figura 4:

CG: Centro geométrico da seção transversal.

$$S = \iint \sigma(\varepsilon)Z dx dy \quad (1)$$

No sistema de Equações 1 têm-se:

$$S = \begin{bmatrix} N \\ M_x \\ M_y \end{bmatrix} \quad Z = \begin{bmatrix} 1 \\ y \\ x \end{bmatrix}$$

Em que:

N : Força normal solicitante.

M_x : Momento solicitante em torno do eixo x .

M_y : Momento solicitante em torno do eixo y .

No sistema de Equações 1, a parcela da esquerda representa as solicitações em situação de incêndio e a da direita representa as tensões e forças resistentes (Figura 5).

Todos os esforços solicitantes e tensões atuantes citados neste artigo são para a situação de incêndio. Por simplicidade, resolveu-se aliviar a notação, não incluindo o subíndice “ θ ”. Os valores dessas solicitações devem ser as determinadas, conforme ABNT NBR 15200:2012 [10].

Resalta-se que neste artigo são calculadas as curvas de estado limite-ultimo para pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio, usando o método da isoterma de 500 °C, segundo o qual, como foi explicado anteriormente, as tensões e forças resistentes do concreto são as correspondentes à temperatura ambiente, com

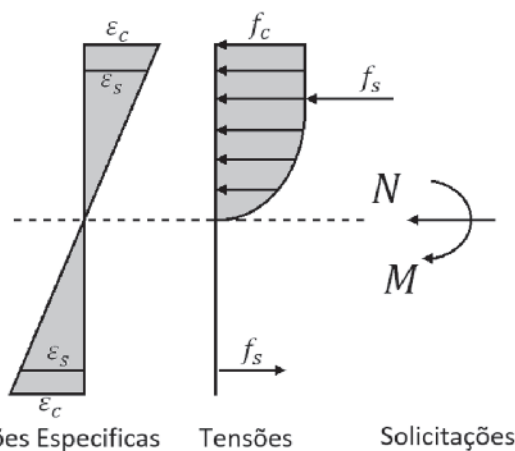


Figura 5

Equilíbrio na seção transversal para flexão composta reta, à temperatura ambiente

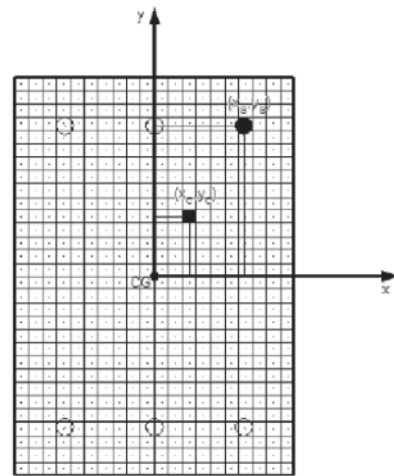


Figura 6

Seção transversal discretizada

os coeficientes de ponderação unitários, e as do aço são as correspondentes à temperatura atual (em situação de incêndio).

Na Figura 5:

ε_c : Deformação específica linear do concreto.

ε_s : Deformação específica linear do aço.

f_c : Tensão do concreto.

f_s : Tensão do aço.

N : Força normal solicitante.

M : Momento fletor solicitante.

Para resolver o sistema de Equações 1, é realizada uma discretização da seção transversal. Dessa maneira é possível resolver as integrais de maneira bastante precisa inclusive quando se tem seções transversais com geometria pouco comum.

3.1 Equilíbrio na seção discretizada

O código desenvolvido pelos autores permite realizar uma discretização da seção transversal, em elementos quadrados ou retangulares. A deformação linear específica do concreto e a tensão são consideradas constantes em cada elemento e iguais à do respectivo centro geométrico. Para as armaduras, que sempre têm seções circulares e diâmetro pequeno em relação às dimensões da seção transversal de concreto, a deformação linear específica e a tensão são consideradas constantes e iguais à do respectivo centro geométrico de cada barra de armadura. Nas áreas onde há superposição entre as áreas do concreto e as áreas das armaduras é subtraída a tensão do concreto correspondente àquela área da armadura.

A seguir é apresentada a formulação de equilíbrio para a seção discretizada, que é análoga à formulação já apresentada. Nessa formulação o subíndice “ e ” indica que está se referindo a um elemento genérico “ e ”.

Realizada a discretização, um elemento da seção discretizada pode ser considerado em equilíbrio se é satisfeito o sistema de Equações 2.

$$S_e = \iint \sigma_e(\varepsilon_e)Z_e dx dy \quad (2)$$

No sistema de Equações 2, têm-se:

$$S_e = \begin{bmatrix} N_e \\ M_{xe} \\ M_{ye} \end{bmatrix} \quad Z_e = \begin{bmatrix} 1 \\ y_e \\ x_e \end{bmatrix}$$

De maneira análoga ao sistema de Equações 1, no sistema de Equações 2 a parcela da esquerda representa as solicitações relacionadas ao elemento e a da direita representa as tensões e forças resistentes relacionadas ao elemento.

Para a seção transversal completa, já discretizada, o sistema de Equações 1 pode ser expresso segundo o sistema de Equações 3.

$$\begin{aligned} N &= \sum_{i=1}^{nec} \sigma_{ci}(\varepsilon_{ci})A_{ci} + \sum_{i=1}^{nes} \sigma_{si}(\varepsilon_{si})A_{si} \\ M_x &= \sum_{i=1}^{nec} \sigma_{ci}(\varepsilon_{ci})y_{ci}A_{ci} + \sum_{i=1}^{nes} \sigma_{si}(\varepsilon_{si})y_{si}A_{si} \\ M_y &= \sum_{i=1}^{nec} \sigma_{ci}(\varepsilon_{ci})x_{ci}A_{ci} + \sum_{i=1}^{nes} \sigma_{si}(\varepsilon_{si})x_{si}A_{si} \end{aligned} \quad (3)$$

No sistema de Equações 3:

N : Força normal solicitante.

M_x : Momento solicitante em torno do eixo x.

M_y : Momento solicitante em torno do eixo y.

σ_{ci} : Tensão no elemento de concreto i.

σ_{si} : Tensão no elemento de aço i.

ε_{ci} : Deformação linear específica no elemento de concreto i.

ε_{si} : Deformação linear específica no elemento de aço i.

A_{ci} : Área do elemento de concreto i.

A_{si} : Área do elemento de aço i.

x_{ci} : Coordenada x do centro geométrico do elemento de concreto i.

y_{ci} : Coordenada y do centro geométrico do elemento de concreto i.

x_{si} : Coordenada x do centro geométrico do elemento de aço i.

y_{si} : Coordenada y do centro geométrico do elemento de aço i.

Note-se que a distribuição de tensões é considerada constante na seção transversal de cada elemento, portanto, é necessária

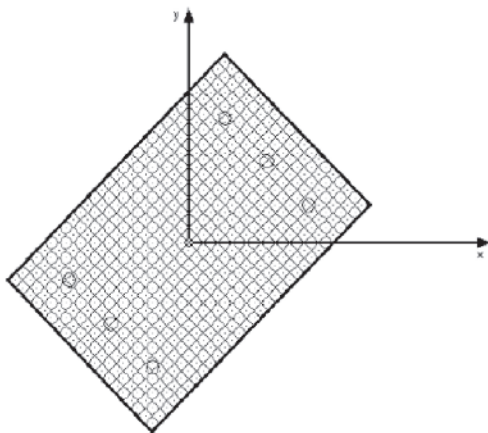


Figura 7
Seção transversal discretizada, sob rotação em torno do eixo longitudinal do pilar

uma discretização adequada para obter uma boa distribuição de tensões na seção transversal do pilar.

4. Geração das curvas do estado limite – último

Sob as hipóteses indicadas anteriormente, para um conjunto de esforços solicitantes em situação de incêndio fornecidos ao código, ele aplica campos de deformações à seção transversal e avalia o sistema de Equações 3. Realiza esse processo de maneira iterativa até ser satisfeito o equilíbrio. Porém, é mais simples aplicar as deformações convencionais do estado limite – último e calcular os esforços relacionados a essas deformações.

Para gerar as curvas envoltórias de ruptura ou curvas de interação de esforços, basta definir as deformações de ruptura convencionais à temperatura ambiente (lembrando que está sendo aplicado o método da isoterma de 500 °C) e calcular os esforços solicitantes associados a essas deformações. Percorrendo o campo de deformações de ruptura, se obtêm as curvas de interação de esforços.

Vale a pena salientar que se for necessário obter apenas a curva de interação $N - M_x$, correspondentes à flexão composta reta, todos os campos de deformação têm em comum, rotações em torno do eixo x, pois o momento M_y é nulo.

Para a curva de interação de momentos $M_x - M_y$ o código aplica rotações à seção transversal em torno do eixo longitudinal do pilar (Figura 7) e, posteriormente, aplica os campos de deformação com as rotações em torno do eixo x. Vale a pena lembrar que para essas curvas de interação de momentos, a força normal é constante.

5. Materiais

No código desenvolvido foram empregadas as recomendações do EN 1992-1-1:2004 [4] e a ABNT NBR 6118:2014 [11] para os diagramas tensão-deformação do concreto e aço à temperatura ambiente e as recomendações do EN 1992-1-2:2004 [9] e a ABNT NBR 15200:2012 [10] para os diagramas tensão-deformação do concreto e aço em situação de incêndio.

A seguir serão apresentados os diagramas tensão-deformação para concreto e aço tanto à temperatura ambiente convencional, quanto em situação de incêndio.

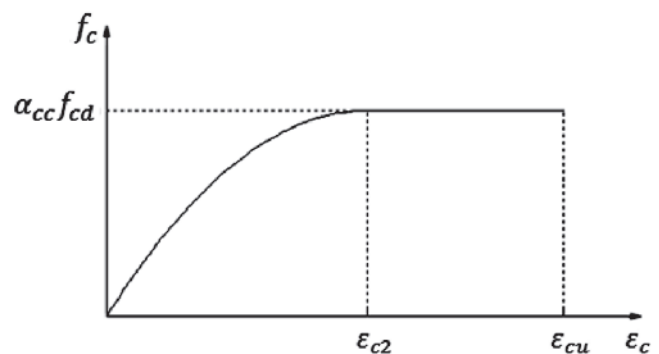


Figura 8
Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido à temperatura ambiente

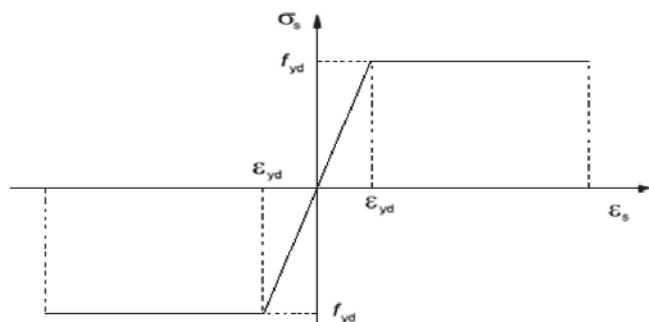


Figura 9
Diagrama tensão-deformação do aço à temperatura ambiente

5.1 Materiais à temperatura ambiente

Para os materiais à temperatura ambiente, o EN 1992-1-1:2004 [4] e a ABNT NBR 6118:2014 [11] permitem o uso das relações tensão-deformação da Figura 8 e Figura 9 dadas pelas Equações 4 e Equações 5 para o concreto comprimido e o aço respectivamente.

$$\sigma_c = \alpha_{cc} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (4)$$

$$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = \alpha_{cc} f_{cd}$$

$$\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$$

Em que:

f_{cd} : Resistência de cálculo do concreto.

α_{cc} : Coeficiente de diminuição da resistência do concreto sob carregamento de longa duração.

Para $|\varepsilon_s| \leq \varepsilon_{yd}$

$$f_s = E_s \varepsilon_s$$

Para $\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$

$$f_s = f_{yd}$$

Para $\varepsilon_s < -\varepsilon_{yd}$

$$f_s = -f_{yd}$$

Em que:

E_s : Módulo de elasticidade do aço.

f_{yd} : Resistência de cálculo do aço.

5.2 Materiais em situação de incêndio

Para os materiais em situação de incêndio o EN 1992-1-2:2004 [9] e a ABNT NBR 15200:2012 [10] permitem o uso das relações tensão-deformação da Figura 10 e Figura 1 dadas pela Equação 5 e Equações 6 para o concreto comprimido e o aço respectivamente.

$$\frac{\sigma_{c,\theta}}{f_{c,\theta}} = \frac{3 \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)}{2 + \left(\frac{\varepsilon_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3} \quad (6)$$

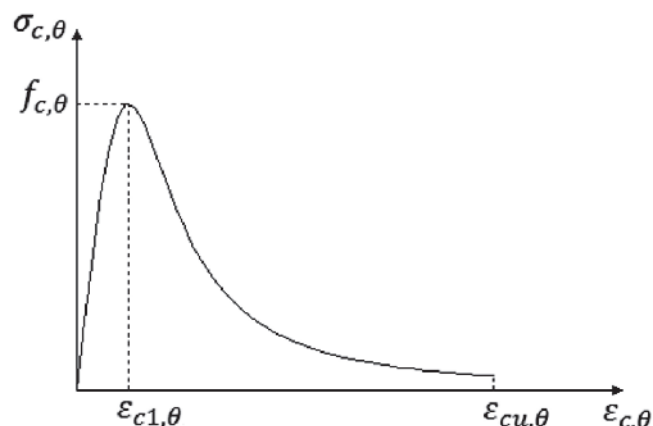


Figura 10
Diagrama tensão-deformação do concreto comprimido em situação de incêndio

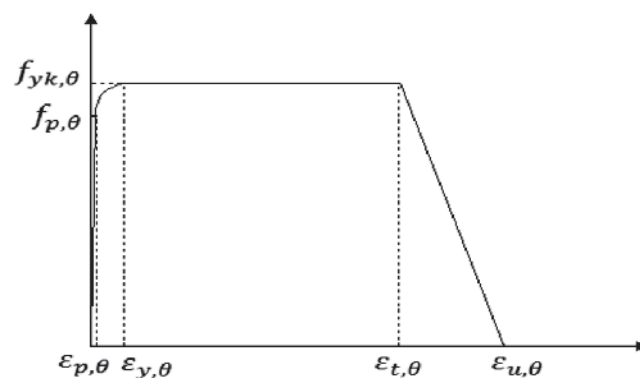


Figura 11
Diagrama tensão-deformação do aço em situação de incêndio

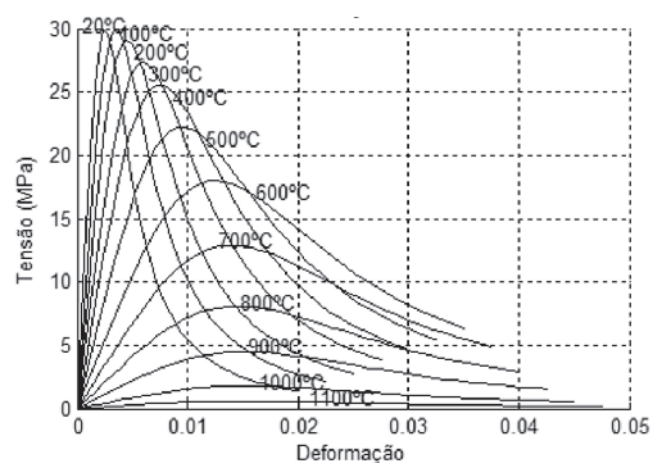


Figura 12
Diagrama tensão-deformação do concreto variando com a temperatura

¹ Average humidity estimated for the city of Foz do Iguaçu (Brazil).

² Average value based on report from IPCC [27].

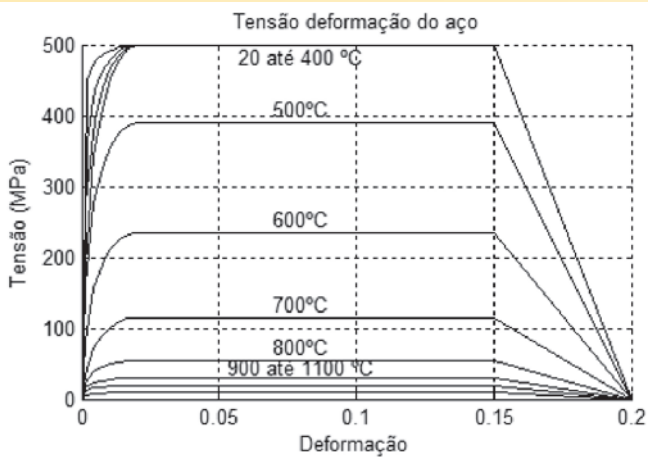


Figura 13
Diagrama tensão-deformação do aço variando com a temperatura

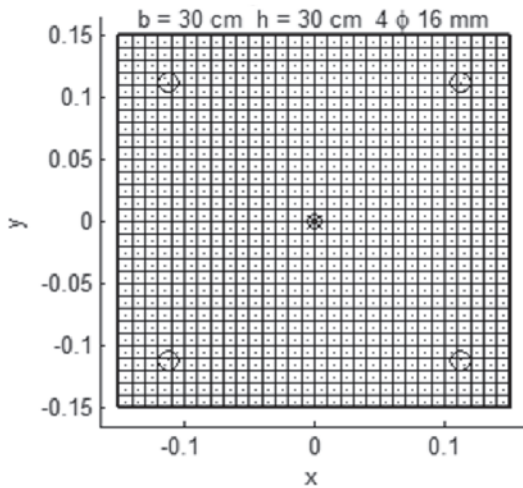


Figura 14a
Seção transversal com 4 φ 16 mm

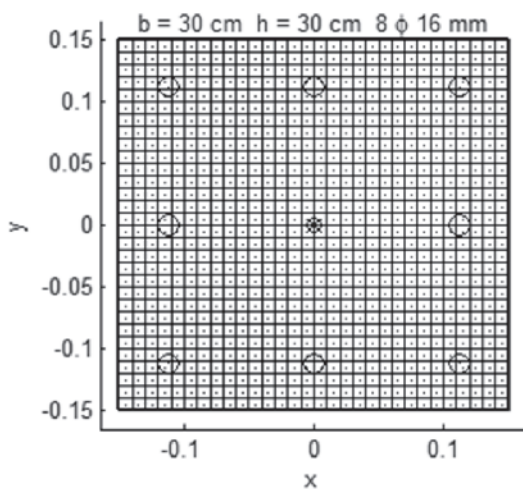


Figura 14b
Seção transversal com 8 φ 16 mm

$$\sigma_{s,\theta} = \varepsilon_{s,\theta} \cdot E_{s,\theta}$$

$$0 \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{p,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{p,\theta} - c + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{a^2 - \left(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right)}$$

$$\varepsilon_{p,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{y,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta}$$

$$\varepsilon_{y,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} \leq \varepsilon_{t,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = f_{yk,\theta} \cdot \left[1 - \frac{(\varepsilon_{s,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})}{(\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})} \right]$$

$$\varepsilon_{t,\theta} \leq \varepsilon_{s,\theta} < \varepsilon_{u,\theta}$$

$$\sigma_{s,\theta} = 0$$

$$\varepsilon_{s,\theta} \geq \varepsilon_{u,\theta}$$

Em que:

$\sigma_{c,\theta}$: Tensão do concreto à temperatura θ .

$\varepsilon_{c,\theta}$: Deformação linear específica do concreto à temperatura θ .

$\sigma_{s,\theta}$: Tensão do aço à temperatura θ .

$\varepsilon_{s,\theta}$: Deformação linear específica do aço à temperatura θ .

Como exemplo, a seguir são apresentados os diagramas tensão-deformação de um concreto $f_c=30$ MPa para vários valores de temperatura (Figura 2) e os diagramas tensão-deformação do aço CA50, $f_y = 500$ MPa, para vários valores de temperatura (Figura 3).

6. Resultados e discussões

Foram realizadas algumas modelagens no código desenvolvido

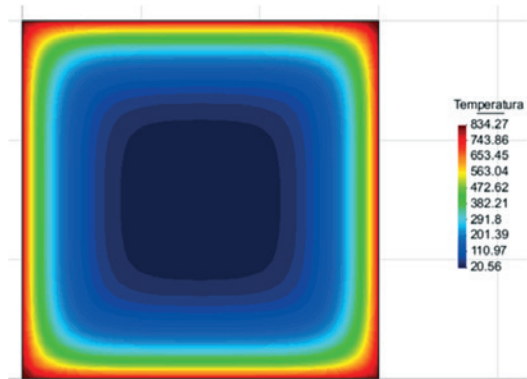


Figura 15a
Campo de temperaturas para 30 min

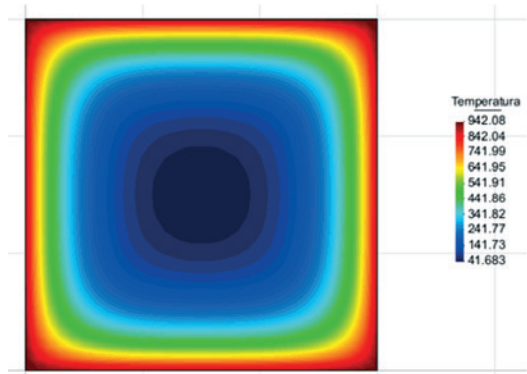


Figura 15b
Campo de temperaturas para 60 min

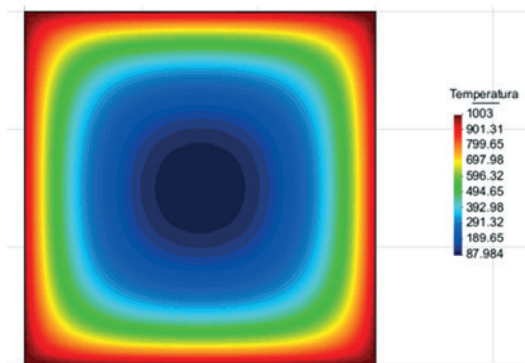


Figura 15c
Campo de temperaturas para 90 min

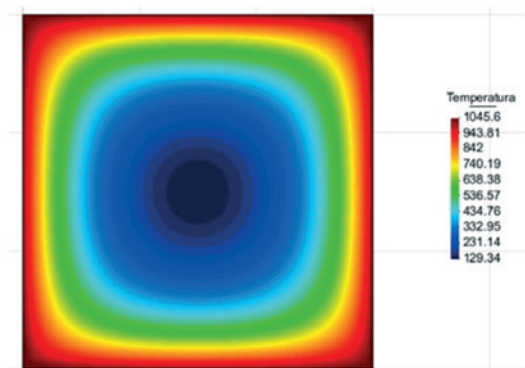


Figura 15d
Campo de temperaturas para 120 min

em MATLAB [8] para análises mecânicas de estruturas de concreto armado em situação de incêndio considerando o método da isoterma de 500 °C. Para isso foram realizadas as análises térmicas com o programa DIANA cujos resultados foram usados nas análises mecânicas no código em MATLAB. Para as modelagens deste artigo foi usado concreto com $f_{ck} = 30$ Mpa, aço com $f_y = 500$ Mpa e $E = 210$ GPa. Foram estudadas duas seções transversais de 30 cm x 30 cm com

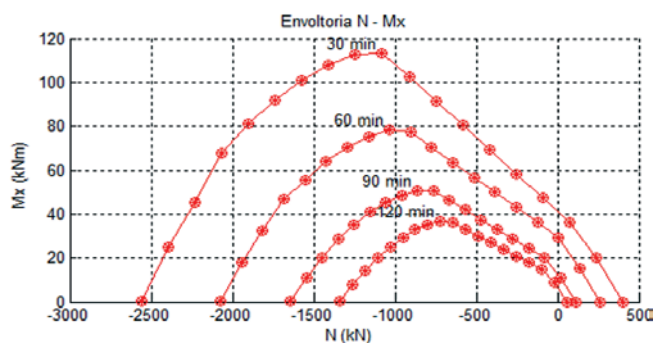


Figura 16a
Curvas de interação N x M_x da seção 30 cm x 30 cm com 4 ϕ 16 mm

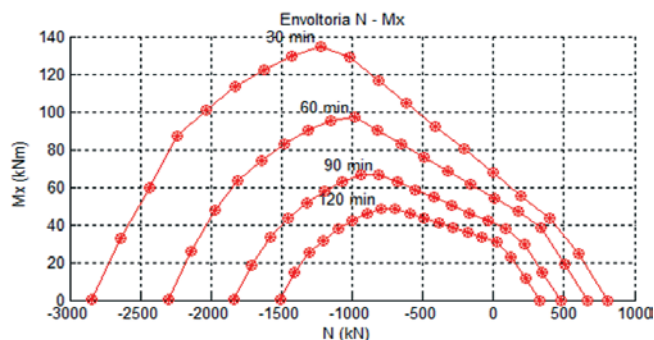


Figura 16b
Curvas de interação N x M_x da seção 30 cm x 30 cm com 8 ϕ 16 mm

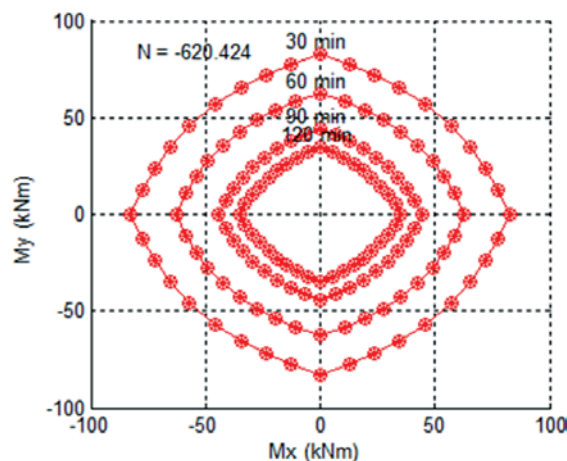


Figura 17a
Curvas de interação de momentos da seção 30 cm x 30 cm com 4 ϕ 16 mm para $N_s/N_{cm-ax20} = 0.20$

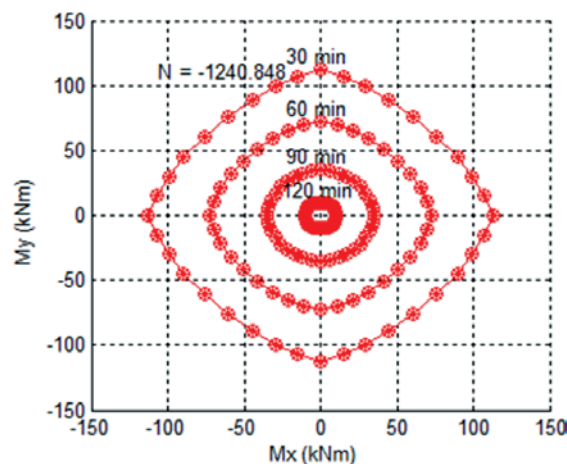


Figure 17b
 $M_x - M_y$ curves of the cross-section with 4 ϕ 16 mm for $N_s/N_{cm-ax20} = 0.40$

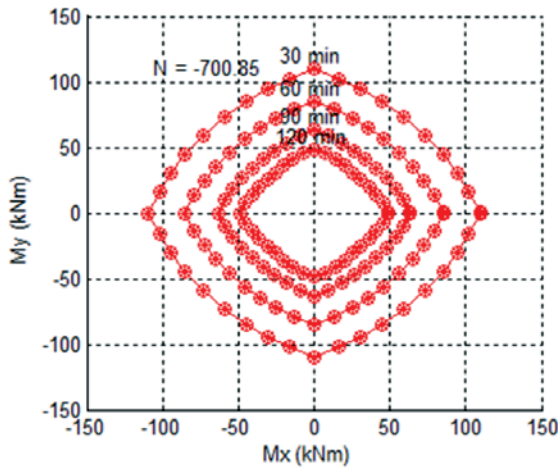


Figure 17c
 $M_x - M_y$ curves of the cross-section with 8 ϕ 16 mm for $N_s/N_{cm\text{-ax}20} = 0.20$

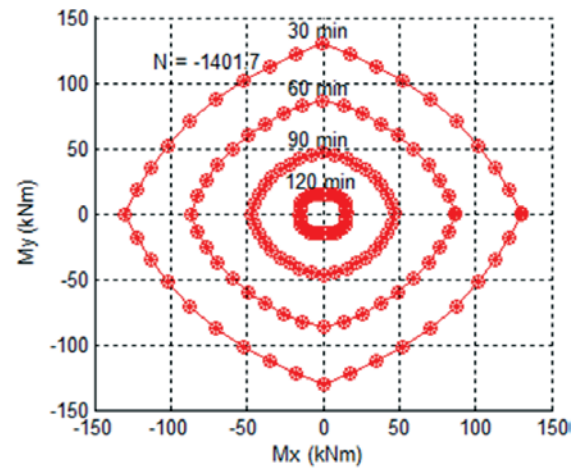


Figura 17d
 Curvas de interação de momentos da seção 30 cm x 30 cm com 8 ϕ 16 mm para $N_s/N_{cm\text{-ax}20} = 0.40$

4 ϕ 16 mm (Figura 14.a) e 8 ϕ 16 mm (Figura 14.b) com discretização em elementos quadrados de 1 cm x 1 cm.

Posteriormente foram realizadas as análises térmicas para 30 min, 60 min, 90 min e 120 min de exposição à curva-padrão ISO 834 (1999) [12]. Os correspondentes campos de temperatura são apresentados nas Figuras 15.a, 15.b, 15.c e 15.d respectivamente. Conhecidos os campos de temperatura, o código desconsidera o concreto com temperaturas maiores do que 500 °C, considerando apenas o concreto interior à isoterma de 500 °C com as propriedades à temperatura ambiente. Já as armaduras, independentemente da posição, foram consideradas à sua temperatura atual (em situação de incêndio).

Finalmente, foi realizada a análise mecânica verificando o equilíbrio com o cálculo do sistema de Equações 3. Lembra-se que foram consideradas as deformações-limite do concreto à temperatura ambiente.

Obtiveram-se como resultado as curvas de interação de esforços para Flexão Composta Reta ($N - M$) e Flexão Composta Oblíqua ($N - M_x - M_y$). Observa-se que N , M_x e M_y são os esforços de cálculo correspondentes à situação de incêndio.

A seguir, nas Figuras 16.a e 16.b, são apresentadas as curvas de interação $N - M$ das duas seções transversais em estudo (Figuras 14.a e 14.b) para os campos de temperatura mencionados (Figuras 15.a, 15.b, 15.c e 15.d) considerando o método da isoterma de 500 °C.

Observa-se que quanto maior o tempo de exposição ao fogo, menor é a capacidade resistente do pilar, observando-se uma

diminuição de mais de 50% da capacidade resistente à compressão centrada (em relação à sua capacidade à temperatura ambiente) quando o pilar é exposto 120 minutos.

A seguir, nas Figuras 17.a, 17.b, 17.c e 17.d são apresentadas as curvas de interação de momentos $M_x - M_y$ das duas seções transversais em estudo para os campos de temperatura de 30, 60, 90 e 120 min de exposição ao fogo ISO 834 (1999) [12], considerando o método da isoterma de 500 °C, para 3 carregamentos normais constantes. Essas combinações de esforços são próprias da flexão composta oblíqua.

Nas figuras anteriores $N_{cm\text{-ax}20}$ é a força normal máxima resistente de compressão centrada à temperatura ambiente.

Observa-se a diminuição da capacidade resistente do pilar com o aumento da temperatura e com o carregamento axial.

Salienta-se que cada ponto marcado nas curvas de interação corresponde a uma solução calculada do sistema de Equações 3.

Lembra-se, também, que neste artigo não foram consideradas as restrições às deformações térmicas.

Não foi considerada a variação do diagrama tensão – deformação do concreto em função da temperatura, por se tratar do emprego do método da isoterma de 500 °C.

A seguir apresenta-se uma tabela com a diminuição da força normal máxima de compressão centrada das seções apresentadas nas Figuras 14.a e 14.b para os tempos de exposição ao incêndio-padrão apresentados nas Figuras 15.a, 15.b, 15.c e 15.d.

Neste artigo consideraram-se todos os coeficientes de ponderação das resistências unitários e desconsideraram-se os efeitos

Tabela 1

Diminuição da força normal resistente em função do tempo de exposição ao fogo

30 cm x 30 cm	$N_{m\text{-ax}20}$	$N_{m\text{-ax}0} / N_{m\text{-ax}20}$				
		0 min	30 min	60 min	90 min	120 min
4 ϕ 16 mm	3.102,12 kN	1	0,84	0,68	0,55	0,45
8 ϕ 16 mm	3.504,25 kN	1	0,80	0,65	0,53	0,43

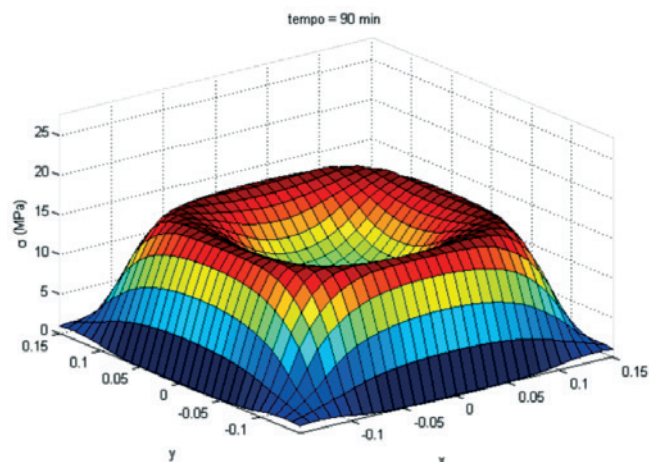


Figura 18
Campo de tensões da seção 30 cm x 30 cm com 4 ϕ 16 mm submetida à compressão centrada

da diminuição da resistência do concreto com o tempo (efeito de Rüsçh, etc.) por se tratar de problemas associados a situações excepcionais de curta duração desde o ponto de vista da segurança.

O código desenvolvido pelos autores deste artigo está em desenvolvimento para além do método da isoterma de 500 °C, a fim de realizar análises mecânicas considerando a variação dos diagramas tensão – deformação em função da temperatura e a variação das tensões na seção transversal (Figura 18).

7. Conclusões

Para realizar modelagens numéricas de pilares curtos de concreto armado em situação de incêndio, o uso do método da isoterma de 500 °C mostrou-se uma estratégia adequada.

O código computacional desenvolvido para este artigo foi capaz de gerar curvas de interação usando o método da isoterma de 500 °C, combinado com um método que resolve as integrais e sistemas de equações por meio da discretização da seção transversal. Como esperado, os resultados comprovaram que quanto maior o tempo de exposição ao fogo maior é a temperatura na seção transversal, portanto menor a capacidade resistente do pilar e que quanto maior a força de compressão no pilar, menor é o tempo em que atinge o estado-limite último.

Finalmente, salienta-se que a matemática usada para estudar os fenômenos estudados envolve sistemas de equações com integrais de equações não lineares. A resolução desses sistemas de equações foi possível usando métodos aproximados com discretização da seção transversal, considerados no meio acadêmico como métodos avançados.

8. Agradecimentos

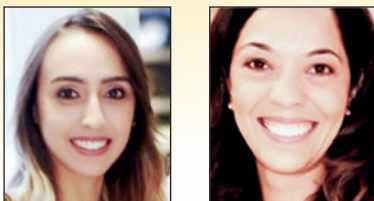
Os autores agradecem à CAPES Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, ao CNPq - Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento Científico e à FAPESP Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo.

9. Referências bibliográficas

- [1] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Fire design of concrete structures – structural behavior and assessment. State of art report. Lausanne, 2008.
- [2] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. Fire design of concrete structures – materials, structures and modelling. State of art report. Lausanne, 2007.
- [3] MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M.; PORTERO, J. C. A. Jimenez Montoya – Hormigón Armado. Gustavo Gili, Barcelona, España, 2009.
- [4] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARIZATION. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1.2 General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.
- [5] RODRIGUEZ, J.A.; ARISTIZABAL, O.D. Biaxial Interaction Diagrams for Short RC Columns of Any Cross Section. Journal of Structural Engineering. v. 125, p. 672-683, 1999.
- [6] SUAZNABAR, J.S.; SILVA, V.P.; PIERIN, I. Estudo dos Domínios de Deformação em Seções Transversais de Concreto Armado em Situação de Incêndio. 56 Congresso Brasileiro do Concreto. Natal, 2014.
- [7] SUAZNABAR, J.S.; SILVA, V.P. Flexão composta de pilares curtos de concreto armado sob incêndio não simétrico. 3 Congresso Ibero-Latino-Americano Sobre Segurança Contra Incêndios. Porto Alegre, 2015.
- [8] SUAZNABAR, J.S.; SILVA, V.P. Code for combined axial and flexural load on short RC columns: failure surfaces. XXXVI Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Montevideo, 2014.
- [9] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARIZATION. EN 1992-1-2. Eurocode 2: Design of concrete structures – part 1.2 General rules – structural fire design. Brussels: CEN, 2004.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [12] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARIZATION ISO 834-1:1999(E). Fire-resistance tests – Elements of building construction – Part 1: General requirements. Ginebra, 1999.

Physical and geometrical non-linear behavior of precast beams on elastomeric supports

Comportamento não linear físico e geométrico de vigas pré-moldadas sobre apoios elastoméricos



M. T. S. A. CARDOSO^a
mariateresasacardoso@gmail.com

M. C. V. LIMA^a
macris@ufu.br

Abstract

The stability of long and slender precast beams has been associated with structural collapse during the transitory phase of construction. The inevitable deviations regarding the execution between the support cross-section and midspan aggravate the instability problem, thus causing the beams to become even more susceptible to its effects. The focal point of this study is the numerical and behavioral evaluation of concrete beams that present geometric imperfections on elastomeric supports and analyze the influence exerted by the variables of: strength characteristics of concrete, physical non-linearity of the concrete and the compression stiffness of the bearing pad. The numerical analyses were developed on a computer program based on the finite element method (FEM). Among the principle conclusions drawn from the study, one finds that the increase in the characteristic strength of the concrete provides the beam with a higher degree of stability, and the consideration of the physical non-linear behavior of the material did not allow the equilibrium point on the numerical model to be found in some of the cases that were evaluated. The rotational stiffness of the pad decreases as the skew angle increases. Therefore, one needs to remember that in very critical situations, it may not be possible to find the point of equilibrium, thus leading to collapse.

Keywords: stability, bearing pad, stiffness, equilibrium, toppling.

Resumo

A estabilidade lateral de vigas pré-moldadas longas e esbeltas tem sido associada a colapsos durante as fases transitórias de montagem. Os inevitáveis desvios de execução entre a seção transversal do apoio e a do meio do vão agravam e tornam mais suscetíveis os problemas de instabilidade. O objetivo deste trabalho é avaliar numericamente o comportamento de vigas de concreto que apresentam imperfeições geométricas sobre almofadas de apoio de elastômero e analisar a influência de variáveis, como: resistência característica do concreto, não linearidade física do concreto e rigidez à compressão da almofada. As análises numéricas foram desenvolvidas em um programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos. Dentre as principais conclusões, percebeu-se que o aumento da resistência característica do concreto confere à viga maior estabilidade e que a consideração do comportamento não linear físico do material não permite encontrar uma posição de equilíbrio no modelo numérico em alguns casos avaliados. A rigidez ao giro da almofada diminui na medida em que o ângulo de escondidade aumenta. Deve-se ter em mente que, em situações muito críticas, pode não ser possível encontrar equilíbrio para a viga, levando ao seu colapso.

Palavras-chave: estabilidade, almofada, rigidez, equilíbrio, tombamento.

^a Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, Brasil.

1. Introduction

Precast concrete beams, in light of the suspension equipment as well as the limitations of the transport vehicles, have presented cross-sections with better mechanical efficiency. Furthermore, these elements are demanded by the very forces of the transitory phase, such as handling, along with lifting and transport. Even the characteristics of public roads (superelevation and curves) and the damping system of the transport vehicle can affect the stability and the security of these beams.

When the beam is seated in its resting position on the structure over deformable supports, although without any real connection or lateral bracing, there can still occur problems related to lateral instability. In a majority of cases, the beams are supported on elastomeric supports, flexible and deformable, which may not be able to resist rigid body rotation of the beam, and in more critical situations not resist toppling.

The presence of geometric imperfections on the beam, due to the inevitable errors during concreting, prestressing or from different heat sources during thermal curing aggravate and heighten the probability of instability problems. The beam presents, from its initial conception, a curved form that is not foreseen in the project, as for example that which occurs due to the deviation of the support cross-section in relation to the midspan, and through such is more susceptible to toppling and rigid body rotation.

In the Literature, it is possible to find authors that report the occur-

rence of accidents with precast beams during the handling transitory phase, which are related to the lateral instability of these elements. The studies by Tremblay & Mitchell [1], Oesterle et al. [2] and Bairán & Cladera [3] analyze the collapse of beams on deformable supports and reported that the cause was due to insufficient lateral bracing for withstanding the rigid body rotation of the beam or to the incorrect sizing and positioning of the bearing pad support on the structure. A recent case occurred in Brazil in 2014, with the collapse of a beam on the monorail in São Paulo, which had already been positioned onto the structure.

The authors Burgoyne & Stratford [4] and Plaut & Moen [5] deal with lateral instability of precast concrete beams on deformable supports and show that the deformability of the support influences the equilibrium and stability of the beam. When one analyses the problem of lateral instability of concrete beams, it is necessary to take into consideration conditions that are as close as possible to real conditions. Hence, there are those geometric variables that are of extreme importance in the analyses.

According to Consolazio & Hamilton [6], the lateral eccentricity or geometric imperfection presented in

Figure 1, is the lateral displacement between the straight beam and the real configuration in curved form. This lateral displacement can arise from deviations during prestressing and on the prestressed cables, deviations in the positioning of the molds and during concreting as well as in heat sources, as in the different sources of heat during thermal curing. In Figure 2, the skewness of the support is the angle formed between the longitudinal axis of the route taken (roadway) and the central line of the support. Mainly in prestressed beams, it is common to see a vertical curvature between the longitudinal axis of the beam on the support and the surface of the bearing pad support (Figure 3).

In this sense, the objective behind this study is to evaluate the lateral stability of the AASHTO Type IV beam on FDOT Type A and FDOT Type B bearing pads, through considerations made with different initial geometric imperfections during handling. Furthermore, an evaluation will be made concerning the influence of the strength characteristic of the concrete and its physical non-linearity and stiffness to compression of the elastomeric bearing pad, keeping in mind the partial contact loss between the beam and the support device. Finally, the stiffness of the bearing pad to rotation is estimated for the different skewness angles.

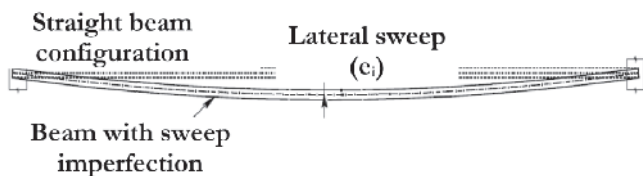


Figure 1 Lateral eccentricity

Source: Adapted from Consolazio & Hamilton (2007)

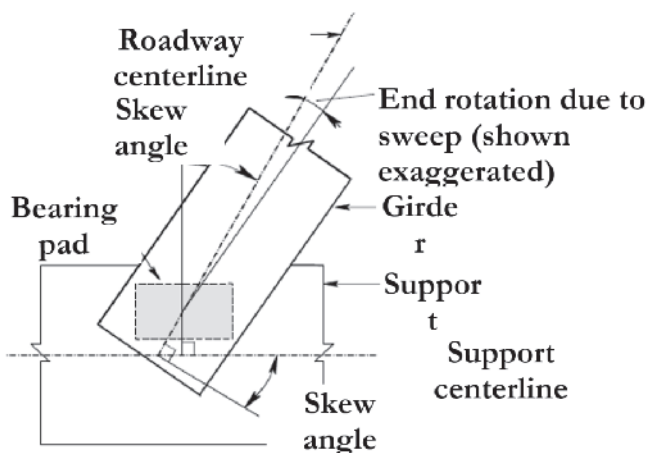


Figure 2 Skewness of the support

Source: Adapted from Consolazio & Hamilton (2007)

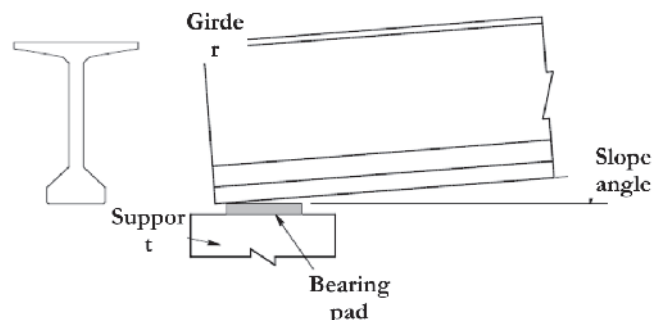


Figure 3 Vertical curvature of the beam

Source: Adapted from Consolazio & Hamilton (2007)

2. The AASHTO Type IV beam on laminated bearing pads

This work conducted a numerical analysis on the ANSYS computer program [7], which is based on the Finite Elements Method. The beam section was defined as a standard AASHTO Type IV, as presented in Figure 4, at 32 m in length, supported on FDOT Type A and FDOT Type B standard bearing pads, for which the dimensions are presented on Table 1.

The AASHTO Type IV beam was analyzed with different initial geometric imperfections. The centroid position deviations of the cross-section at midspan relative to its intended position on the supports are presented on Table 2 and in

Figure 1. It started out by adopting a maximum eccentricity at the midsection of the beam in relation to the supports permitted by the PCI [8]: 1 cm for every 10 m of beam length. Analyses were also made of the eccentricities close to field measurements as in Cojocarú [9], and in a complementary manner, analysis was made of a very critical and unfavorable situation, where the values of 13.5 cm and 18 cm were adopted. The authors Burgoyne & Stratford [4] recommend working with values for initial geometric imperfections in the order of $L/1000$, where L is the total length of the beam. In the Eurocode [10], it is suggested that for braced beams in the transport and handling phase, a geometric imperfection in the order of $L/300$ is adopted.

In order to numerically represent the elastomeric bearing pads, the decision was made to adopt the simplified model proposed and experimentally evaluated by Harper & Consolazio [11], and discussed and calibrated in Cardoso [12]. In this model, the bearing pad is considered as a rigid grill responsible for joining springs of different stiffness when subjected to axial compression. This model of grill divides the bearing pad into small rectangular regions and for each there is associated a compression spring that is of a different stiffness from the others. Springs were employed that worked entirely compressed, in a way that traction requests result in no support reaction on the spring. Thus, it is possible to contemplate the partial loss of contact between the beam and bearing pad.

In the present study, the FDOT Type A and FDOT Type B bearing pads are considered with standardized size and characteristics, for which the stiffness when subjected to axial compression are respectively 10991 kN/cm and 12512 kN/cm. Bearing pad A is designed as a grill with 105 compression springs (7×15), and an area region

Table 1

Dimensions and characteristics of the analyzed bearing pads

Dimension/characteristic	Bearing pad	
	A	B
Length, L (cm)	60	60
Width, W (cm)	28	36
Height, H (cm)	4.8	6.5
Quantity of steel plates	3	4

Source: Authors (2017)

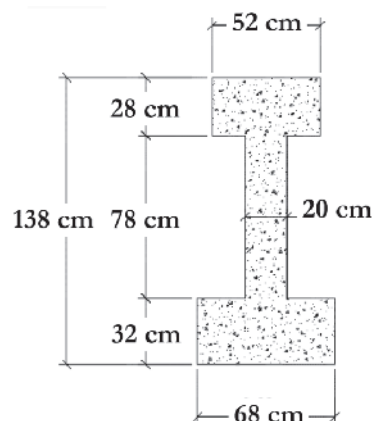


Figure 4

Modified cross-section of the AASHTO Type IV beam

Source: Authors (2017)

equal to 16 cm^2 . Bearing pad B is designed with a grill containing 135 compression springs (9×15), with an area equal to 16 cm^2 .

Figure 5 presents the rigid grills for bearing pads A and B, and Figure 6, the distribution of the stiffness on the bearing pads A and B. The values for stiffness to compression and the final considerations prepared in the numeric models are the same as those presented in Cardoso [12].

Guarantees were made to see that the nodes from the lower table of the beam coincided exactly with the nodes on the bearing pad in accordance with the simplified model. For the beam, the three-dimensional element SOLID65 was employed and for the bearing pad springs, the LINK180 was employed.

Under the beam on supports setup, the only loading that acts on the structure is its own weight, which was applied by the inertia command from ANSYS [7]. In all of the analyses performed, the geometric non-linearity was considered as being very important in lateral instability problems.

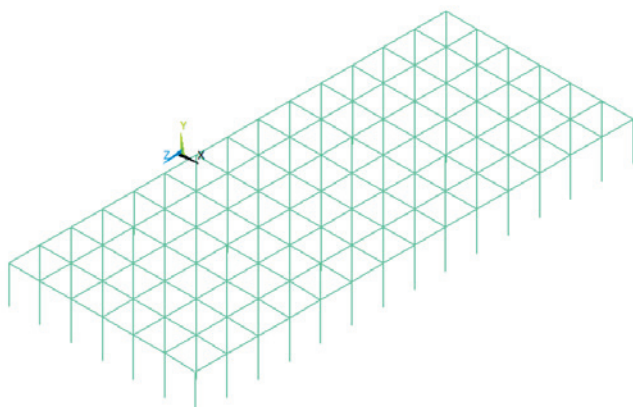
Three strength values characteristic of concrete were adopted (f_{ck}), namely: 27.5, 45 and 90 MPa. The initial concrete elasticity

Table 2

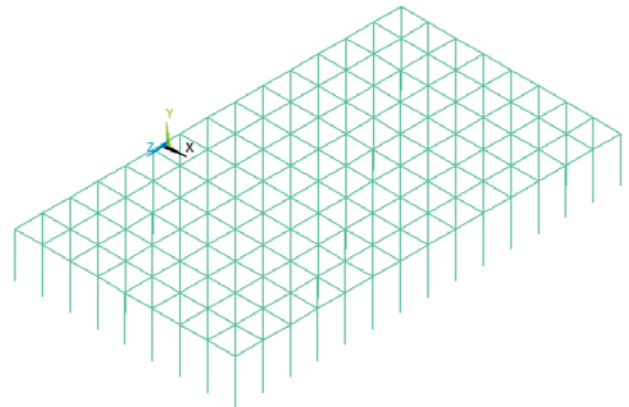
Initial lateral eccentricities adopted

Beam	Initial eccentricity (e_i)	
	Absolute (e_i) (cm)	Relative (e_i/L)
B1	1.0 ($L/3200$)	0.0003
B2	3.0 ($L/1067$)	0.0009
B3	3.2 ($L/970$)	0.0010
B4	5.0 ($L/640$)	0.0016
B5	6.6 ($L/485$)	0.0021
B6	9.0 ($L/356$)	0.0028
B7	13.5 ($L/237$)	0.0042
B8	18.0 ($L/178$)	0.0056

Source: Authors (2017)



A Rigid grill for bearing pad A



B Rigid grill for bearing pad B

Figure 5
Rigid grills for bearing pads A and B

Source: Authors (2017)

models adopted for the beam were respectively, 2936.67, 3756.59 and 5312.63 kN/cm², with a Poisson coefficient equal to 0.2 and a specific weight of 25 kN/m³. The behavior of the concrete to compression was considered through the parabola-rectangle diagrams, without softening.

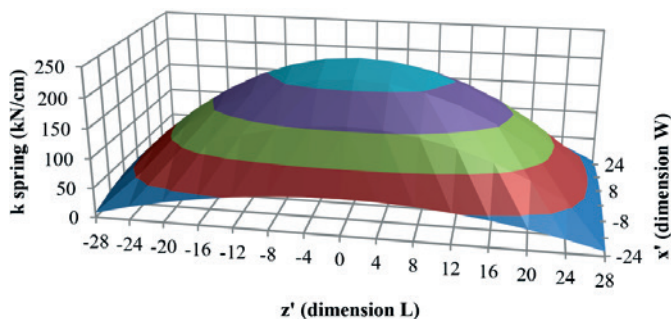
It is of importance to emphasize here that in the pre-service situation, it is expected that the beam is not cracked. However, in practice one knows that it is possible that the beam cracks due to forces arising from handling and transport until its final resting position. Furthermore, even when the beam is on support bearing pads, the forces generated in the concrete due to rigid body rotation and the toppling of the beam lead to cracking and loss in strength capacity. Therefore, aimed at representing the strength capacity loss of the beam and the non-linear behavior of the concrete, a physical non-linear analysis was performed on ANSYS [7]. The model *concrete* from the very SOLID65 element was used. The force-deformation curve was obtained by the definition of the six points, for which the coordinates were calculated through parametric equations that relate to the characteristic strength of the concrete and its initial or tangent elasticity module.

In order to use the model *concrete* on ANSYS [7], it was necessary to define four parameters relevant to the behavior of drawn and compressed concrete. The first two refer to the shear stress transferred to the open and closed crack. For these variables, the values of 0.2 and 1.0 were adopted, respectively. The two remaining parameters are related to the cracking and crushing stress of the concrete, for which the values were defined as one tenth of the concrete strength and (-1.0), respectively.

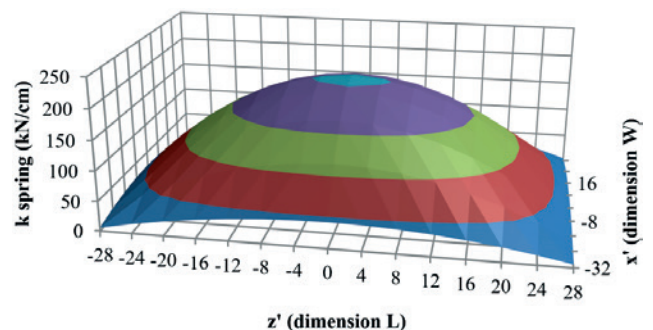
3. Results and discussions

3.1 Non-linear geometric analysis

Initially, a static analysis was performed that considered the geometric non-linearity, which is necessary to simulate the exclusive effect of compression on the springs of the simplified model of the bearing pads. In this analysis, the support reactions on the springs were obtained for each of the eight beams analyzed, for each of the three evaluated f_{ck} , and for each of the bearing pads under



A Bearing pad A



B Bearing pad B

Figure 6
Stiffness distribution

Source: Authors (2017)

consideration. In Figures 7 and 8, the hatched area represents the region of the bearing pad on the left-hand side of the beam (Figure 1), where there is no support reaction, or be it, the loss of contact between the beam and the bearing pad. Note also the offset of the result for the vertical support reaction on the elastomeric support, which deviates from the central region.

The characteristic strength of the concrete confers contact loss protection between the beam and bearing pad. The degree at which f_{ck} increased toward 90 MPa, it was noted that there was no contact loss between the beams B1, B2 and B3 and bearing pad A, which was not verified for lower values of f_{ck} . Furthermore, for the most critical case represented by beam B8, there is a gain of 6% in

bearing pad area, which effectively resists the rigid body rotation of the beam when compared to the hatched region in Figure 7 for the beam with $f_{ck} = 27.5$ MPa and $f_{ck} = 90$ MPa.

As seen on bearing pad A, one also notes that for bearing pad B, the characteristic concrete strength of the beam plays an important role in the stability of the element in terms of toppling. Higher values of f_{ck} reduce the contact loss between the beam and the bearing pad, thus a greater area of the bearing pad effectively works in balancing the rigid body. Taking as a reference beam B3, for which the initial eccentricity was considered as the limit established by the PCI [8], for $f_{ck} = 27.5$ MPa, one has a contact loss of 23% of the bearing pad area. Next, for $f_{ck} = 45$ MPa, this value is reduced

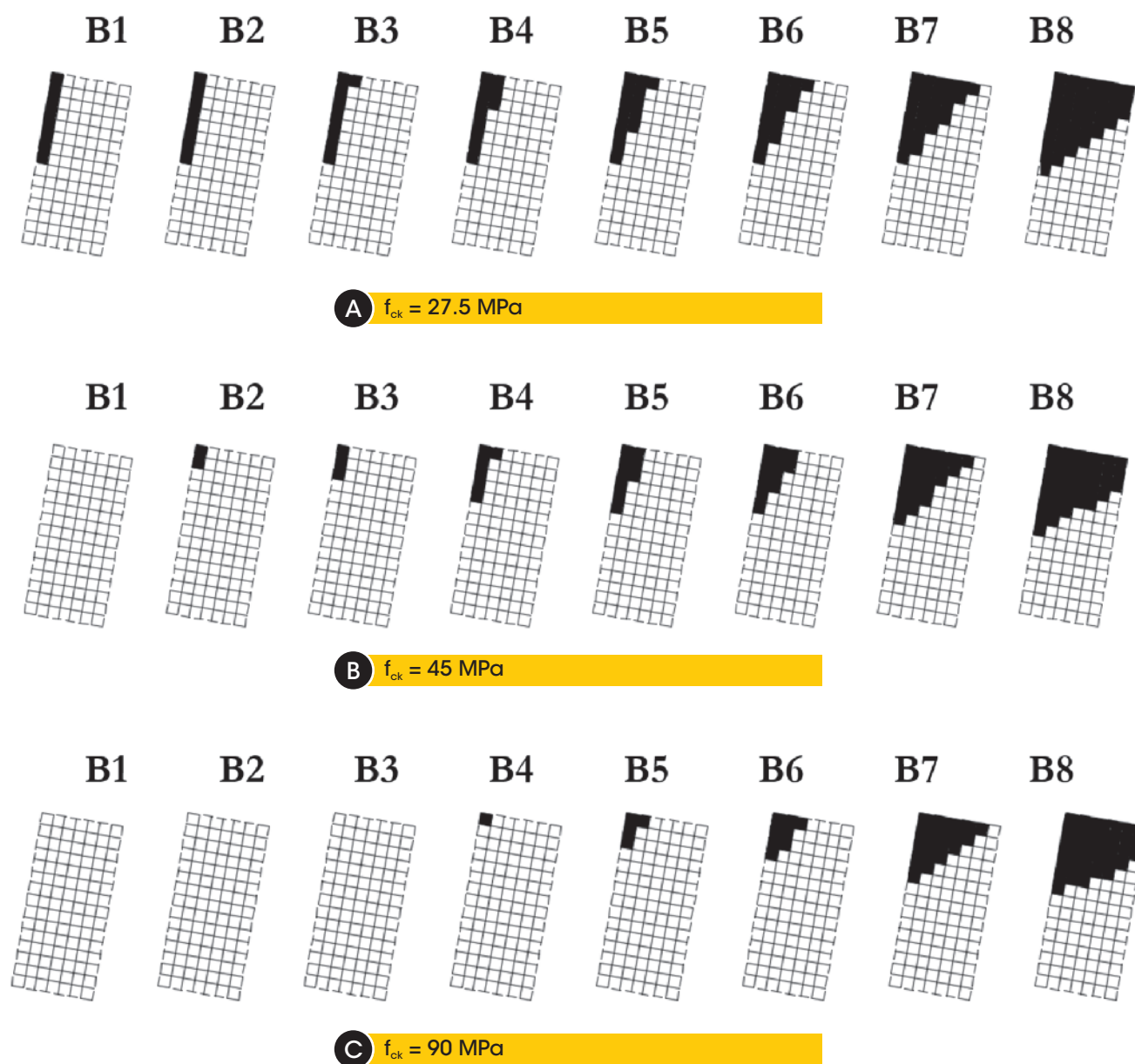


Figure 7
Contact loss on bearing pad A

Source: Authors (2017)

to 13%, and for $f_{ck} = 90$ MPa, one has a bearing pad area of 3.7%, where there is no contact with the beam.

The maximum vertical and horizontal displacements obtained at the beam midspan are presented in Figures 9 and 10, respectively. In a general sense, one notes that the increase in compression stiffness of the bearing pad, provided when using bearing pad B, led to slightly lower vertical displacements in all cases. In addition, one notes here that the influence of concrete strength is also beneficial, since it reduces in almost twice the value the maximum vertical displacements measured on the cross-section of the beam midspan. The increase in the concrete strength and the use of a bearing pad of higher compression stiffness (bearing pad B) confer less

horizontal displacements to the beam in the middle of its span. The effect of the initial imperfections was felt most strongly on the horizontal displacements than on the vertical displacements. One notes from

Figure 10, that the variation of the horizontal displacement in regards to the variation of the initial imperfection was greater for the beams that presented higher initial lateral displacements.

3.2 Geometric and physical non-linear analysis

Numerically, in the non-linear analyses with the eight beams with $f_{ck} = 27.5$ MPa and with the beams B7 and B8 with $f_{ck} = 45$ MPa, no

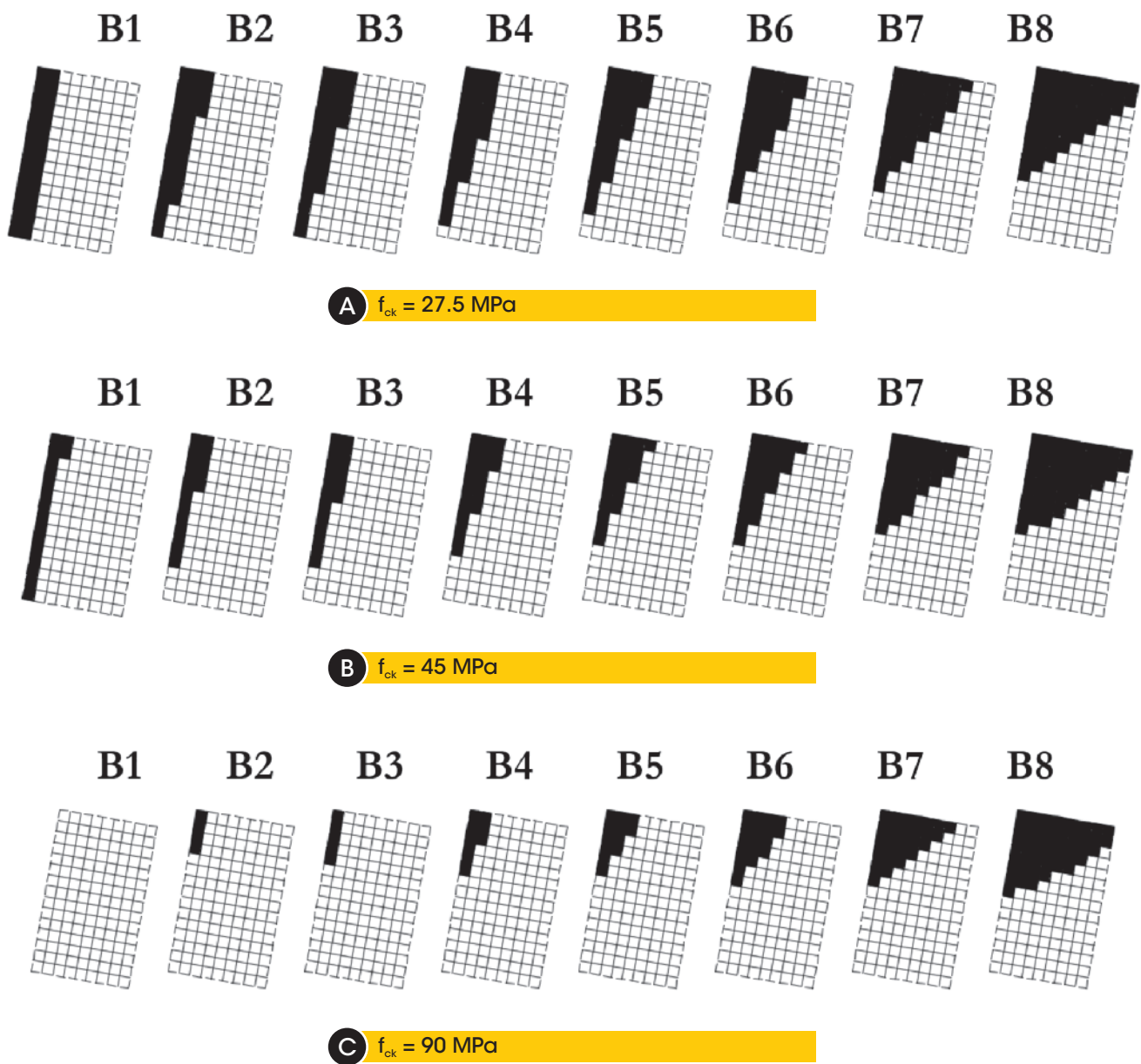


Figure 8
Contact loss on bearing pad B

Source: Authors (2017)

¹ Average humidity estimated for the city of Foz do Iguaçu (Brazil).
² Average value based on report from IPCC [27].

position of equilibrium was encountered. For $f_{ck} = 90$ MPa, results were obtained for the eight eccentricities evaluated. Once more, the strength and stiffness of the concrete provide the structure protection and leads to the equilibrium of the beam face through lateral stability.

The value of the support reaction with the inclusion of the physical non-linearity of the concrete was maintained equal to that verified by the geometric non-linear analysis, which respected the static balance condition.

Figures 11 and 12 present the maximum vertical and horizontal displacements obtained at the midspan for geometric non-linear analysis, as well as those already presented for geometric non-linear analysis.

Noted here is that the geometric and physical non-linear analysis presented displacement values close to those obtained in the geometric non-linear analysis. The contribution of increasing the characteristic strength of the concrete is also observed here, except in those cases that did not converge.

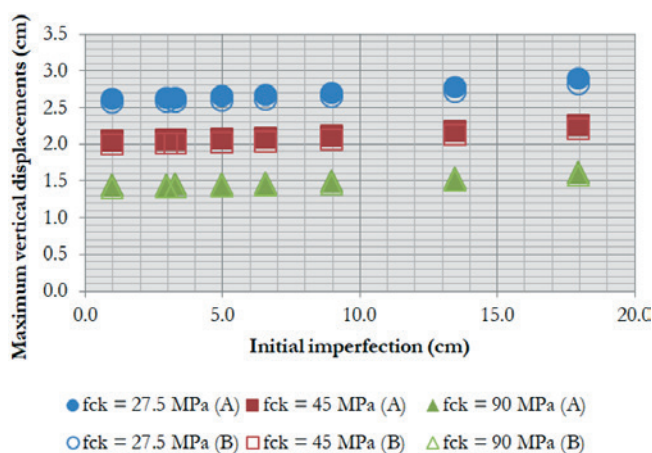


Figure 9
Maximum vertical displacements
Source: Authors (2017)

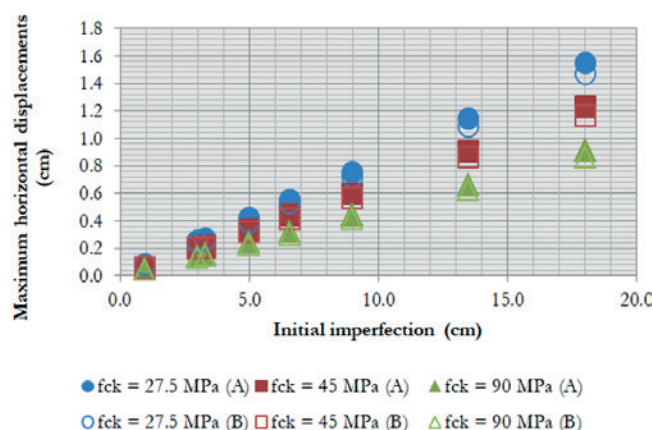


Figure 10
Maximum horizontal displacements
Source: Authors (2017)

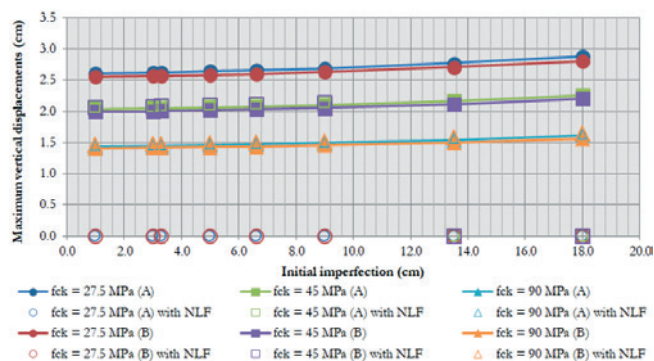


Figure 11
Maximum vertical displacements with physical non-linear analysis
Source: Authors (2017)

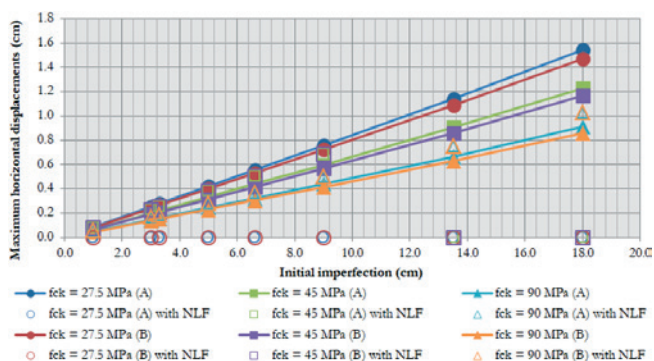


Figure 12
Maximum horizontal displacement with physical non-linear analysis
Source: Authors (2017)

The maximum horizontal displacements measured in the non-linear geometric and physical analysis were higher than those obtained only in the geometric non-linear analysis. This difference was small, but sharper when compared with the vertical displacements. In the same manner, the contribution of the highest characteristic strength of the concrete is maintained along with the most important effect of the increase in initial geometric imperfections on horizontal displacements than on vertical displacements.

3.3 Determining rigid body rotation for different angles of bearing pad skewness

The AASHTO Type IV beam was analyzed with eight different initial eccentricity values as presented on Table 2. Each beam was modelled with an arc, and each arc had associated to it an initial angle (a_1), as presented in Figure 13.

Therefore, in regards to the global coordinate system (x and z), there arise two new axes obtained (x' and z') rotating the previous from a_1 . As a result of the support reaction on the bearing pad, this becomes displaced in respect to the axes x' and z' , hence two bending moments are generated around these axes ($M_{x'}$ and $M_{z'}$), as presented in Figure 14.

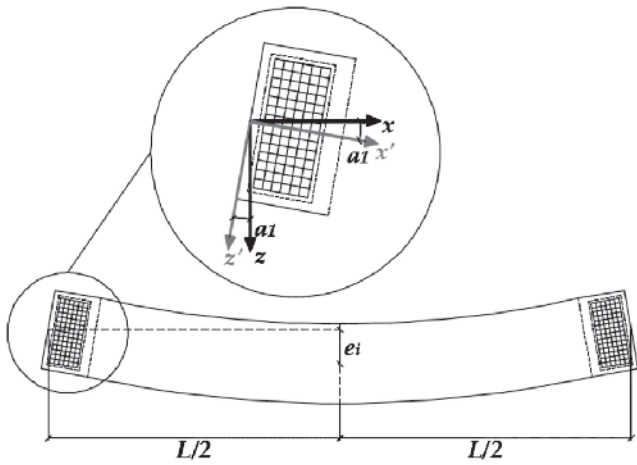


Figure 13
Initial angle on the beam with initial lateral eccentricity

Source: Authors (2017)

In order to determine the rigid body rotation in the skewed condition, the first step consists of obtaining the values of the bending moments. Through knowledge of the reactions on each spring of the simplified model, it was possible to determine the result of the support reaction and its position on the bearing pad, and thus obtain the values of the bracing moments (a and b) presented in Figure 14, along with the value of the bending moments. Following this, the rotations were determined for the axes directions x' and z' . As a result of the numerical model, the rotations in x (ROT X) and in z (ROT Z) were obtained from ANSYS. Through these rotations, its components on the axes x' and z' were calcu-

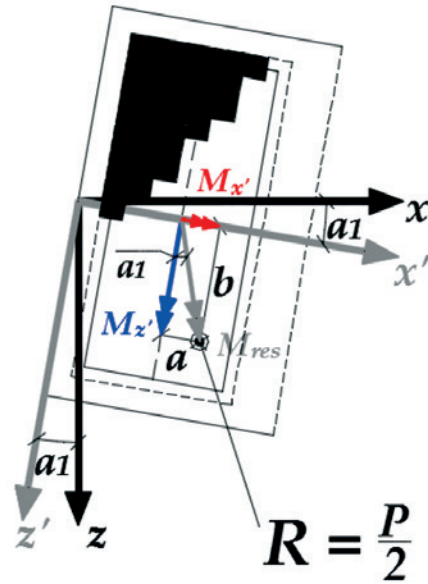


Figure 14
Bending moments generated by the reaction of the support on the bearing pad

Source: Authors (2017)

lated, in order to obtain the rotation ψ on the z' -axis and rotation φ on the x' -axis, as presented in Figure 15. Through the values for moment and rotation on the axes x' and z' , the resulting moment and rotation for each one of the eight beams analysed were obtained. The stiffness to rotation under the occult bearing pad condition was determined by producing the quotient between the resulting moment to the resulting rotation.

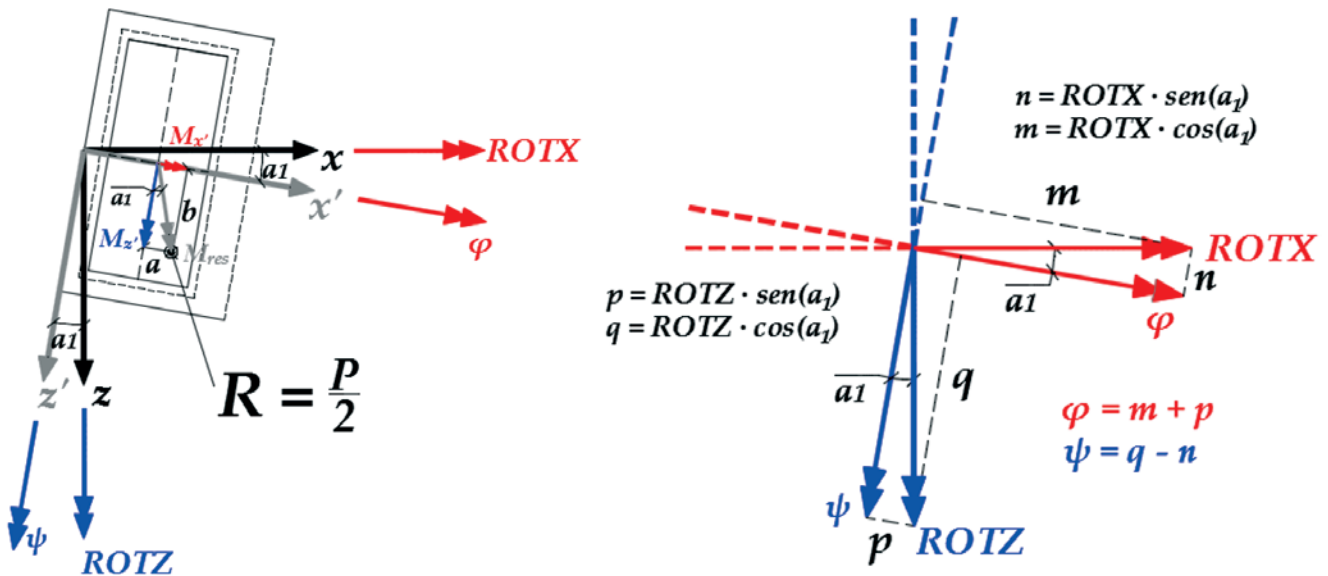


Figure 15
Rotations on axes x' and z'

Source: Authors (2017)

Table 3Rotational stiffness obtained for beams with $f_{ck} = 45$ MPa

Beam	Angle (α) (degree)	Rotational stiffness (kN-cm/rad)			
		Bearing pad A	Bearing pad B	Bearing pad A with NLF	Bearing pad B with NLF
B1	0.071	3.78E+06	3.95E+06	3.79E+06	3.91E+06
B2	0.212	3.72E+06	3.91E+06	3.71E+06	3.86E+06
B3	0.233	3.70E+06	3.89E+06	3.70E+06	3.85E+06
B4	0.354	3.61E+06	3.81E+06	3.59E+06	3.76E+06
B5	0.467	3.49E+06	3.72E+06	3.47E+06	3.67E+06
B6	0.637	3.29E+06	3.55E+06	3.26E+06	3.49E+06
B7	0.955	2.87E+06	3.13E+06	-	-
B8	1.273	2.43E+06	2.68E+06	-	-

Source: Authors (2017)

The stiffness to rotation coefficients were calculated for the eight beams with $f_{ck} = 45$ MPa, through a consideration of the results obtained only with the geometric non-linear analysis as well as those obtained through the geometric and physical non-linear analysis. Table 3 and Figure 16 present the stiffness to rotation obtained for each beam, through the consideration or not of the physical non-linearity of the concrete. There are no results presented for beams B7 and B8, as the solution does not converge on the numerical model of these beams when the characteristic strength value of the concrete was equal to 45 MPa.

As expected, greater skewness angles lead to lower coefficient values of stiffness to bearing pad rotation. The action of the bending moments in both directions of the bearing pad reduce the capacity of the bearing pad to resist rigid body rotation of the beam and impairs lateral stability in view of the toppling of the beam. The skewness angles considered in this work are small, since these are due to the geometric imperfections, but in the case of curved beams, the influence of this parameter makes this fact significant. Noteworthy still is that Burgoyne & Stratford [5] stated in their work that the stiffness necessary for the bearing pad can be eas-

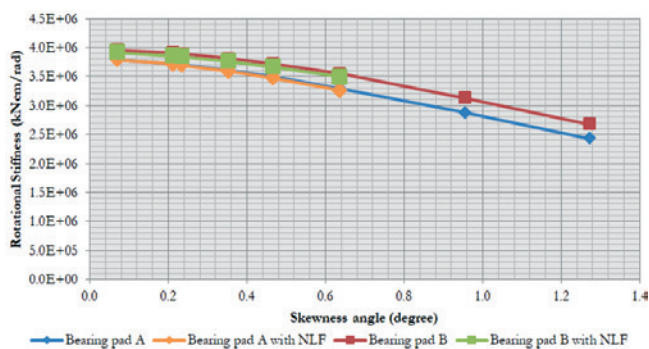
ily calculated and should be adequately specified in the project. However, due to the high and complex interaction of the geometric imperfections of the beam, misalignment of supports and buckling modes, it is desirable that one has a high safety margin (it is for this reason, the authors recommend a high safety factor) from the stiffness to rotation given by the bearing supports. Furthermore, it is necessary to take care and stick to the centralized positioning of the beam on the support device.

4. Conclusions

The reports of accidents and beam collapses in the Literature associate these problems to the lateral instability of precast beams during the transport phase. In this manner, the study of the subject and reaching an understanding as to the different variables that influence the behavior of the beams is of the utmost importance. The simplified model adopted in this work presented a satisfactory response to the main considerations that should be taken into account when working with beams on deformable supports. The use of compression springs allowed for the simulation of contact loss between the beam and the elastomer, which generated a position change in the reaction of the support on the bearing pad.

The developed analyses allowed for the quantification of the combined effect of the parameters, such as initial geometric imperfection, stiffness of the beam and physical non-linear effects of the concrete. The main conclusions of this study were:

- In the geometric non-linear analysis, the increase in the characteristic strength of the concrete, and consequently the stiffness of the beam, led to less displacements and less areas with contact loss between the beam and the bearing pad.
- The consideration of the physical non-linear behavior of the material (to the cracking of the concrete) showed that for the lowest concrete strength value, the numerical model did not find equilibrium. In terms of the intermediary concrete strength, this also occurred to the two highest values of initial imperfections, and for the highest concrete strength, it was possible to arrive at equilibrium over all values of initial imperfection.

**Figure 16**Rotational stiffness \times skewness angle of the bearing pad

Source: Authors (2017)

- c) The rotational stiffness of the bearing pad decreased at the rate that the eccentricity of the beam increased, or be it, the rate at which higher bending moments began to act on both directions of the support device.
- d) The presence of initial geometric imperfections generate a skewness angle that interferes with the rotational stiffness of the bearing pad, when considering as a reference the beam with the initial imperfection limit as established by the PCI [8]. Initial imperfection limits that exceed this limit by five times can bring about a reduction by around 22% in the stiffness to rotation.

Future analyses that take into consideration distortions on the bearing pad, the vertical curving of the beam and the effect of possible forces due to wind can lead to a more profound evaluation of the problem.

This work shows the importance that should be given to geometric imperfections of long and slender precast beams in the analyses of instability during the handling phase. It is necessary to be aware of the fact that the increase in the midspan curve, caused by the presence of initial imperfections, generates an increase in stresses on the beam that normally are not considered during the project. These stresses can become significant when the stiffness of the support is reduced, thus suggesting that a higher safety factor be employed by means of choosing the most adequate support bearing pad. In those more severe cases, the higher stresses can create cracking in the concrete, thus reducing the stiffness of the beam and causing sudden collapse.

5. Acknowledgements

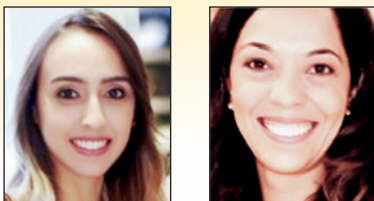
The authors would like to thank CAPES for granting the scholarship on the Master Academic level to Maria Teresa Santos do Amaral Cardoso.

6. Bibliographical references

- [1] Tremblay, R.; Mitchell, D. Collapse during Construction of a Precast Girder Bridge. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, v. 20, n. 2, 2006; p. 113-125.
- [2] Oesterle, R. G.; Sheehan, M. J.; Lotfi, H. R.; Corley, W. G.; Roller, J. J. Investigation of red mountain freeway bridge girder collapse. Arizona Department of Transportation, Bridge Group, Skokie, Illinois. CTL Group Project No. 262291, 2007.
- [3] Bairán, J. M.; Cladera, A. Collapse of a precast concrete beam for a light roof. Importance of elastomeric bearing pads in the element's stability. *Engineering Failure Analysis*, v. 39, 2014; p. 188-199.
- [4] Burgoyne, C. J.; Stratford, T. J. Lateral Instability of long-span prestressed concrete beams on flexible bearings. *The Structural Engineer*, v. 79, n. 6, 2001; p. 23-26.
- [5] Plaut, R. H.; Moen, C. D. Stability of unbraced concrete beams on bearing pads including wind loading. *Journal of Structural Engineering*, v. 69, 2014; p. 246-254.
- [6] Consolazio, G. R.; Hamilton, H. R. Lateral bracing of long-span Florida bulb-tee-girders. Structures Research Report 2007/52290. University of Florida, Gainesville, 2007.
- [7] ANSYS. v. 17.0. ANSYS, Inc.
- [8] PCI Committee on Tolerances. PCI Tolerance Manual for Precast and Prestressed Concrete Construction. 1st ed. Chicago, IL: PCI, 2000.
- [9] Cojocar, R. Lifting analysis of precast prestressed concrete beams, Blacksburg, VA, 2012, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Virginia Polytechnic Institute and State University, 94 p.
- [10] Comité Européene de Normalisation. NF EN 1992 (Français): Eurocode 2: Calcul des structures en béton. CEN, Bruxelles, 2004.
- [11] Harper, Z. S.; Consolazio, G. R. Calculation method for quantifying axial and roll stiffnesses of rectangular steel-reinforced elastomeric bridge bearing pads. *Journal of the Transportation Research Board*, n. 2331, 2013; p. 3-13.
- [12] Cardoso, M. T. S. A. Instabilidade lateral de vigas pré-moldadas sobre apoios elastoméricos considerando o efeito das imperfeições geométricas, Uberlândia, 2017, Dissertação (mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 140 p.

Physical and geometrical non-linear behavior of precast beams on elastomeric supports

Comportamento não linear físico e geométrico de vigas pré-moldadas sobre apoios elastoméricos



M. T. S. A. CARDOSO^a
mariateresasacardoso@gmail.com

M. C. V. LIMA^a
macris@ufu.br

Abstract

The stability of long and slender precast beams has been associated with structural collapse during the transitory phase of construction. The inevitable deviations regarding the execution between the support cross-section and midspan aggravate the instability problem, thus causing the beams to become even more susceptible to its effects. The focal point of this study is the numerical and behavioral evaluation of concrete beams that present geometric imperfections on elastomeric supports and analyze the influence exerted by the variables of: strength characteristics of concrete, physical non-linearity of the concrete and the compression stiffness of the bearing pad. The numerical analyses were developed on a computer program based on the finite element method (FEM). Among the principle conclusions drawn from the study, one finds that the increase in the characteristic strength of the concrete provides the beam with a higher degree of stability, and the consideration of the physical non-linear behavior of the material did not allow the equilibrium point on the numerical model to be found in some of the cases that were evaluated. The rotational stiffness of the pad decreases as the skew angle increases. Therefore, one needs to remember that in very critical situations, it may not be possible to find the point of equilibrium, thus leading to collapse.

Keywords: stability, bearing pad, stiffness, equilibrium, toppling.

Resumo

A estabilidade lateral de vigas pré-moldadas longas e esbeltas tem sido associada a colapsos durante as fases transitórias de montagem. Os inevitáveis desvios de execução entre a seção transversal do apoio e a do meio do vão agravam e tornam mais suscetíveis os problemas de instabilidade. O objetivo deste trabalho é avaliar numericamente o comportamento de vigas de concreto que apresentam imperfeições geométricas sobre almofadas de apoio de elastômero e analisar a influência de variáveis, como: resistência característica do concreto, não linearidade física do concreto e rigidez à compressão da almofada. As análises numéricas foram desenvolvidas em um programa computacional baseado no Método dos Elementos Finitos. Dentre as principais conclusões, percebeu-se que o aumento da resistência característica do concreto confere à viga maior estabilidade e que a consideração do comportamento não linear físico do material não permite encontrar uma posição de equilíbrio no modelo numérico em alguns casos avaliados. A rigidez ao giro da almofada diminui na medida em que o ângulo de escondidade aumenta. Deve-se ter em mente que, em situações muito críticas, pode não ser possível encontrar equilíbrio para a viga, levando ao seu colapso.

Palavras-chave: estabilidade, almofada, rigidez, equilíbrio, tombamento.

^a Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, Brasil.

1. Introdução

As vigas pré-moldadas de concreto, em virtude dos equipamentos de suspensão e das limitações dos veículos de transporte, têm apresentado seções transversais com melhor rendimento mecânico. Ainda, esses elementos são solicitados por esforços próprios das fases transitórias, como: o manuseio, o içamento e o transporte. Até mesmo as características das vias públicas (superelevação e curvas) e o sistema de amortecimento do veículo de transporte podem afetar a estabilidade e a segurança dessas vigas.

Quando a viga encontra-se em sua posição definitiva na estrutura sobre apoios deformáveis, porém sem nenhuma ligação efetivada ou sem contraventamento lateral, também podem ocorrer problemas relativos à instabilidade lateral. Na maioria das vezes, as vigas estão apoiadas em almofadas de elastômero, flexíveis e deformáveis, que podem não ser capazes de resistir ao giro de corpo rígido da viga e, em situações mais críticas, ao seu tombamento.

A presença de imperfeições geométricas na viga, decorrentes de inevitáveis erros na concretagem, na aplicação da protensão ou de diferentes fontes de calor na cura térmica, agravam e tornam mais prováveis os problemas de instabilidade. A viga que apresenta, desde a sua concepção, uma forma curva não prevista em projeto como, por exemplo, devido ao desvio da seção transversal do apoio em relação à do meio do vão, é ainda mais suscetível ao tombamento e ao giro de corpo rígido.

Na literatura, é possível encontrar autores que relataram a ocorrência de acidentes com vigas pré-moldadas nas fases transitórias de montagem, relacionando-os com a estabilidade lateral desses elementos. Tremblay e Mitchell [1], Oesterle et al. [2] e Bairán e

Cladera [3] analisaram o colapso de vigas sobre apoios deformáveis e relacionaram a sua causa ao contraventamento lateral insuficiente para resistir ao giro de corpo rígido da viga ou ao dimensionamento e posicionamento incorreto da almofada de apoio na estrutura. Um caso recente ocorreu no Brasil em 2014, com a queda da viga do mon trilho de São Paulo, que já estava posicionada na estrutura.

Burgoyne e Stratford [4] e Plaut e Moen [5] trataram da instabilidade lateral de vigas pré-moldadas de concreto sobre apoios deformáveis e mostraram que a deformabilidade do apoio influencia o equilíbrio e estabilidade da viga. Quando se analisa o problema da estabilidade lateral de vigas de concreto, é preciso considerar condições que sejam as mais próximas possíveis da realidade. Assim, algumas variáveis geométricas são de extrema importância nas análises.

Segundo Consolazio e Hamilton [6], a excentricidade lateral ou imperfeição geométrica, apresentada na Figura 1, é o deslocamento lateral entre a viga reta e a sua configuração real na forma curva. Esse deslocamento lateral pode ser originado por desvios na aplicação e nos cabos de protensão, desvios no posicionamento das fôrmas e durante a concretagem e também por fontes térmicas, como diferentes fontes de calor na cura térmica. Na Figura 2, a esconsidade do apoio é o ângulo formado entre o eixo longitudinal da via e a linha central do apoio. Principalmente em vigas protendidas, é comum observar uma curvatura vertical entre o eixo longitudinal da viga no apoio e a superfície da almofada de apoio (Figura 3).

Nesse sentido, o objetivo deste trabalho é avaliar a estabilidade lateral da viga AASHTO Tipo IV sobre as almofadas FDOT Tipo A e FDOT Tipo B considerando-a com diferentes imperfeições geométricas iniciais durante a fase de montagem. Ainda, pretende-se avaliar a influência da resistência característica do concreto e sua não linearidade física e da rigidez à compressão da almofada, tendo em vista a perda de contato parcial entre a viga e o aparelho de apoio. Por fim, é estimada a rigidez ao giro da almofada para os diferentes ângulos de esconsidade.

2. Viga AASHTO Tipo IV sobre almofadas de apoio fretadas

Este trabalho conduziu uma análise numérica no programa computacional ANSYS [7] que baseia-se no Método dos Elementos Finitos. Considerou-se que a viga de seção padronizada AASHTO

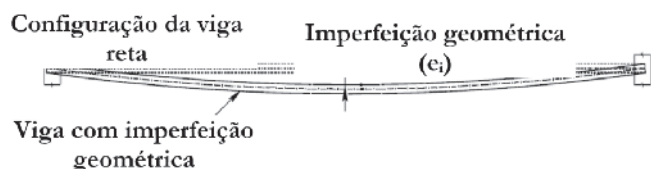


Figura 1
Excentricidade lateral

Fonte: Adaptado de Consolazio e Hamilton (2007)

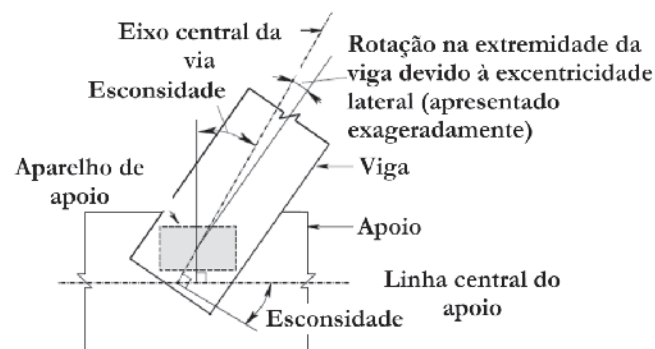


Figura 2
Esconsidade do apoio

Fonte: Adaptado de Consolazio e Hamilton (2007)

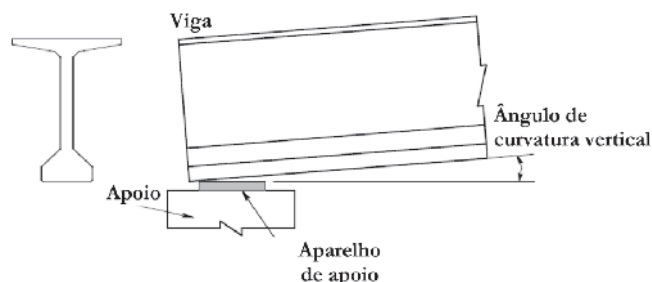


Figura 3
Curvatura vertical da viga

Fonte: Adaptado de Consolazio e Hamilton (2007)

Tipo IV, apresentada na Figura 4, com 32 m de comprimento, encontrava-se apoiada sobre as almofadas também padronizadas FDOT Tipo A e FDOT Tipo B, cujas dimensões são apresentadas na Tabela 1.

A viga AASHTO Tipo IV foi analisada com diferentes imperfeições geométricas iniciais. Os desvios da posição do centroide da seção transversal do meio do vão em relação à sua posição prevista nos apoios são apresentados na Tabela 2 e na Figura 1. Partiu-se adotando a máxima excentricidade no meio do vão em relação aos apoios admitida pelo PCI [8]: 1 cm a cada 10 m de comprimento da viga. Analisou-se também excentricidades próximas às medidas em campo por Cojocarú [9] e, para contemplar uma situação muito crítica e desfavorável, foram adotados os valores de 13,5 cm e 18 cm. Burgoyne e Stratford [4] recomendam trabalhar com valores de imperfeições geométricas iniciais da ordem de $L/1000$, onde L é o comprimento total da viga. O Eurocode [10] sugere que, em vigas não contraventadas nas fases de transporte e manuseio, seja adotada uma imperfeição geométrica da ordem de $L/300$.

Para representar numericamente as almofadas de elastômero, foi adotado o modelo simplificado proposto e experimentalmente avaliado por Harper e Consolazio [11], discutido e calibrado em Cardoso [12]. Nesse modelo, a almofada é considerada como uma grelha rígida responsável por unir molas de diferentes rigidezes à compressão axial. Esse modelo de grelha divide a almofada em pequenas regiões retangulares e a cada uma é associada uma mola de compressão de rigidez diferente das demais. Foram adotadas molas que trabalham exclusivamente comprimidas, de forma que solicitações de tração não resultam em reação de apoio na mola. Assim, é possível considerar a perda de contato parcial entre a viga e a almofada.

Neste trabalho, são consideradas as almofadas de dimensões e características padronizadas FDOT Tipo A e FDOT Tipo B, cujas rigidezes à compressão axial são, respectivamente, 10991 kN/cm e 12512 kN/cm. A almofada A é concebida como uma grelha com 105 molas de compressão (7×15), com região de área igual a 16 cm². A almofada B é concebida como uma grelha com 135 molas de compressão (9×15), com região de área igual a 16 cm². A Figura 5 apresenta as grelhas rígidas representativas das almofadas A e B e a Figura 6, a distribuição de rigidezes nas almofadas A e B. Os valores de rigidez a compressão e as considerações feitas

Tabela 1

Dimensões e características das almofadas analisadas

Dimensão/característica	Almofada	
	A	B
Comprimento, L (cm)	60	60
Largura, W (cm)	28	36
Espessura, H (cm)	4,8	6,5
Quantidade de chapas de aço	3	4

Fonte: Autores (2017)

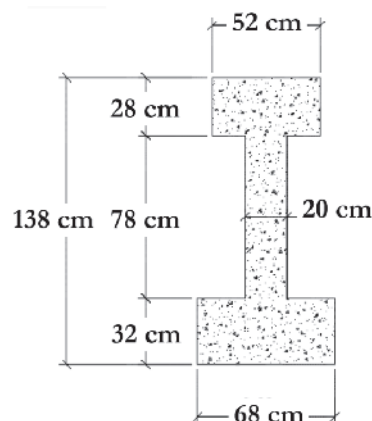


Figura 4

Seção transversal modificada da viga AASHTO Tipo IV

Fonte: Autores (2017)

nos modelos numéricos são as mesmas apresentadas em Cardoso [12].

Foram garantidos que os nós da mesa inferior da viga coincidissem exatamente com os nós da almofada de acordo com o modelo simplificado. Para a viga, adotou-se o elemento tridimensional SOLID65 e para as molas da almofada, o elemento LINK180.

Na condição de viga sobre apoios, o único carregamento que atua na estrutura é o peso próprio, que foi aplicado pelo comando de inércia do ANSYS [7]. Em todas as análises realizadas, foi considerada a não linearidade geométrica, muito importante em problemas de instabilidade lateral.

Foram adotados três valores de resistência característica do concreto (f_{ck}), a saber: 27,5; 45 e 90 MPa. Os módulos de elasticidade inicial do concreto adotados para a viga foram respectivamente: 2936,67; 3756,59 e 5312,63 kN/cm², com coeficiente de Poisson igual a 0,2 e peso específico de 25 kN/m³. O comportamento do concreto à compressão foi considerado pelo diagrama parábola retângulo, sem amolecimento.

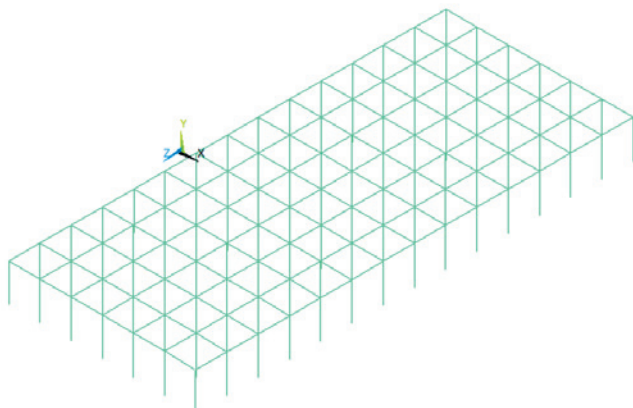
É importante ressaltar que na situação de pré-serviço, espera-se

Tabela 2

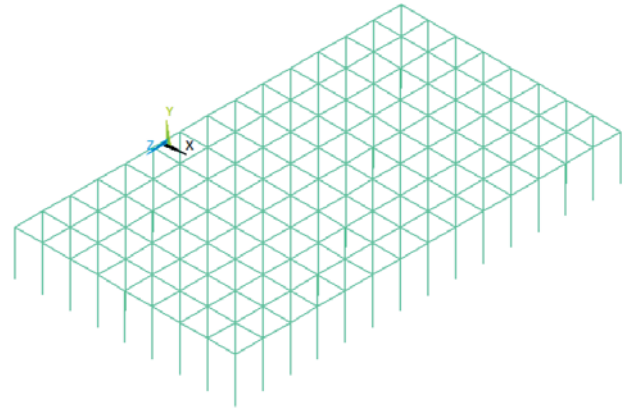
Excentricidades laterais iniciais adotadas

Viga	Excentricidade inicial (e_i)	
	Absoluta (e_i) (cm)	Relativa (e_i/L)
B1	1,0 (L/3200)	0,0003
B2	3,0 (L/1067)	0,0009
B3	3,2 (L/970)	0,0010
B4	5,0 (L/640)	0,0016
B5	6,6 (L/485)	0,0021
B6	9,0 (L/356)	0,0028
B7	13,5 (L/237)	0,0042
B8	18,0 (L/178)	0,0056

Fonte: Autores (2017)



A Grelha rígida da almofada A



B Grelha rígida da almofada B

Figura 5
Grelha rígida das almofadas A e B

Fonte: Autores (2017)

que a viga não esteja fissurada. No entanto, na prática, sabe-se que é possível que a viga fissure devido aos esforços decorrentes do manuseio e do transporte até seu local definitivo. Ainda, mesmo quando a viga está sobre as almofadas de apoio, as tensões geradas no concreto devido ao giro de corpo rígido e ao tombamento da viga podem levar à fissuração e perda da capacidade resistente.

Assim, a fim de representar a perda da capacidade resistente da viga e o comportamento não linear do concreto, foi realizada uma análise não linear física no ANSYS [7]. Utilizou-se o modelo *concrete* próprio do elemento SOLID65. A curva tensão \times deformação foi obtida pela definição de seis pontos cujas coordenadas foram calculadas através de equações paramétricas que relacionam a resistência característica do concreto e seu módulo de elasticidade inicial ou tangente.

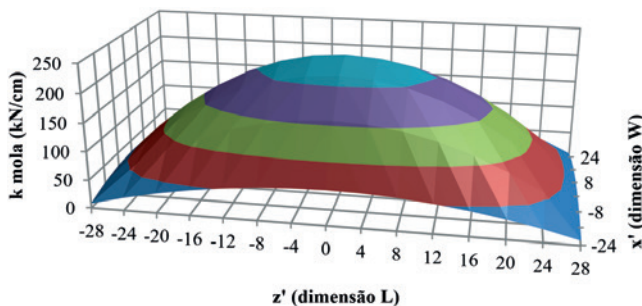
Para utilizar o modelo *concrete* no ANSYS [7], foi necessário definir quatro parâmetros relativos ao comportamento do concreto tração e comprimido. Os dois primeiros referem-se à tensão de cisalhamento transferida para a fissura aberta e fechada. Para

essas variáveis, foram adotados os valores de 0,2 e 1,0, respectivamente. Os dois parâmetros restantes relacionam-se com as tensões de fissuração e de esmagamento do concreto para os quais foram definidos os valores de um décimo da resistência do concreto e (-1,0), respectivamente.

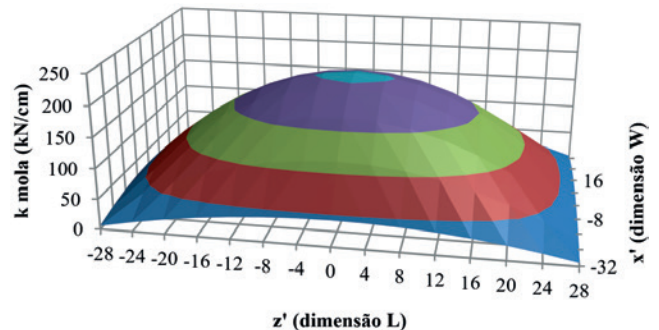
3. Resultados e discussões

3.1 Análise não linear geométrica

Inicialmente, foi feita uma análise estática considerando a não linearidade geométrica que é necessária para simular o efeito exclusivo de compressão nas molas do modelo simplificado das almofadas. Dessa análise, foram obtidas as reações de apoio nas molas para cada uma das oito vigas analisadas, para cada um dos três f_{ck} avaliados e para cada almofada considerada. Nas Figuras 7 e 8, a área hachurada representa a região da almofada do lado esquerdo da viga (Figura 1) em que não há reação de apoio, ou seja, a perda de contato entre a viga e a almofada. Nota-se ainda



A Almofada A



B Almofada B

Figura 6
Distribuição de rigidezes

Fonte: Autores (2017)

o deslocamento da resultante de reação de apoio vertical na almofada elastomérica, saindo da região central.

A resistência característica do concreto confere segurança à perda de contato entre a viga e a almofada. À medida que o f_{ck} aumentou para 90 MPa, percebe-se que não houve perda de contato entre as vigas V1, V2 e V3 e a almofada A, o que não foi verificado para valores menores de f_{ck} . Ainda, para o caso mais crítico representado pela viga V8, há um ganho de 6% em área da almofada que efetivamente resiste ao giro de corpo rígido da viga quando se compara a região hachurada na Figura 7 para esta viga com $f_{ck} = 27,5$ MPa e $f_{ck} = 90$ MPa.

Como visto para a almofada A, também percebe-se que, para

a almofada B, a resistência característica do concreto da viga apresenta um papel importante da estabilidade do elemento quanto ao tombamento. Valores mais elevados de f_{ck} reduzem a perda de contato entre a viga e almofada e, assim, uma maior área da almofada trabalha efetivamente no equilíbrio de corpo rígido. Tomando por referência a viga V3, cuja excentricidade inicial foi considerada como o limite estabelecido pelo PCI [8], para $f_{ck} = 27,5$ MPa, tem-se uma perda de contato em 23% da área da almofada; para $f_{ck} = 45$ MPa, esse valor reduz para 13%; e para $f_{ck} = 90$ MPa, tem-se uma área da almofada de 3,7% em que não há contato com a viga.

Os máximos deslocamentos verticais e horizontais obtidos no

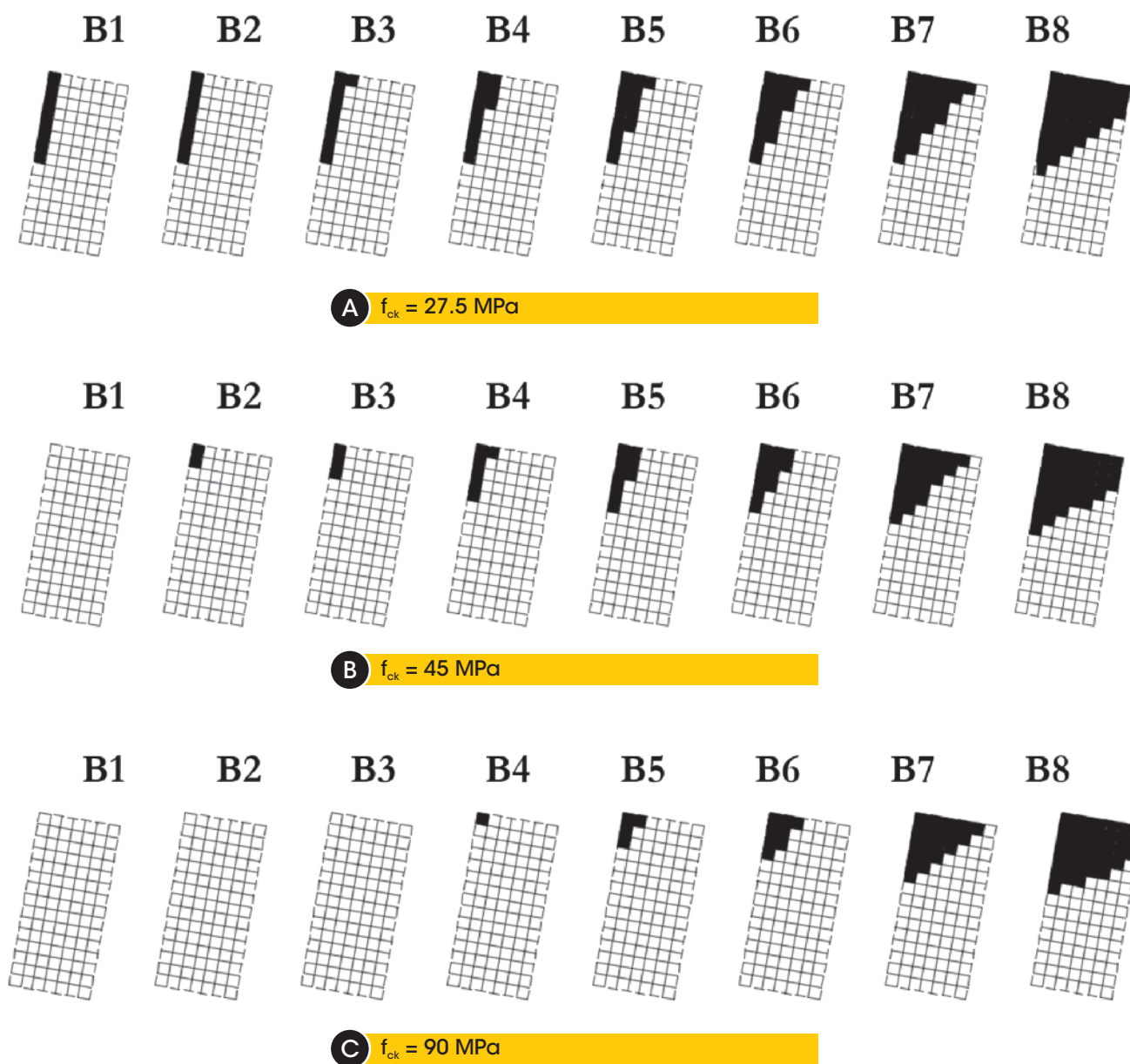


Figura 7

Perda de contato na almofada A

Fonte: Autores (2017)

meio do vão da viga são apresentados nas Figuras 9 e 10, respectivamente.

De modo geral, percebe-se que o aumento da rigidez à compressão da almofada, proporcionado ao utilizar a almofada B, levou a deslocamentos verticais pouco menores em todos os casos. Ainda, percebe-se aqui que a influência da resistência do concreto é também benéfica, uma vez que reduziu em quase duas vezes os máximos deslocamentos verticais medidos na seção transversal do meio do vão da viga.

O aumento da resistência do concreto e a utilização de uma almofada de maior rigidez à compressão (almofada B) conferiram menores deslocamentos horizontais à viga no meio de seu vão.

O efeito das imperfeições iniciais foi sentido mais fortemente nos deslocamentos horizontais que nos verticais. Percebe-se, pela Figura 10, que a variação do deslocamento horizontal em relação à variação da imperfeição inicial foi maior para as vigas que apresentavam maiores deslocamentos laterais iniciais.

3.2 Análise não linear geométrica e física

Numericamente, nas análises não lineares com as oito vigas com $f_{ck} = 27,5$ MPa e com as vigas V7 e V8 com $f_{ck} = 45$ MPa, não se encontrou uma posição de equilíbrio. Para $f_{ck} = 90$ MPa, obtiveram-se resultados para as oito excentricidades avaliadas. Mais

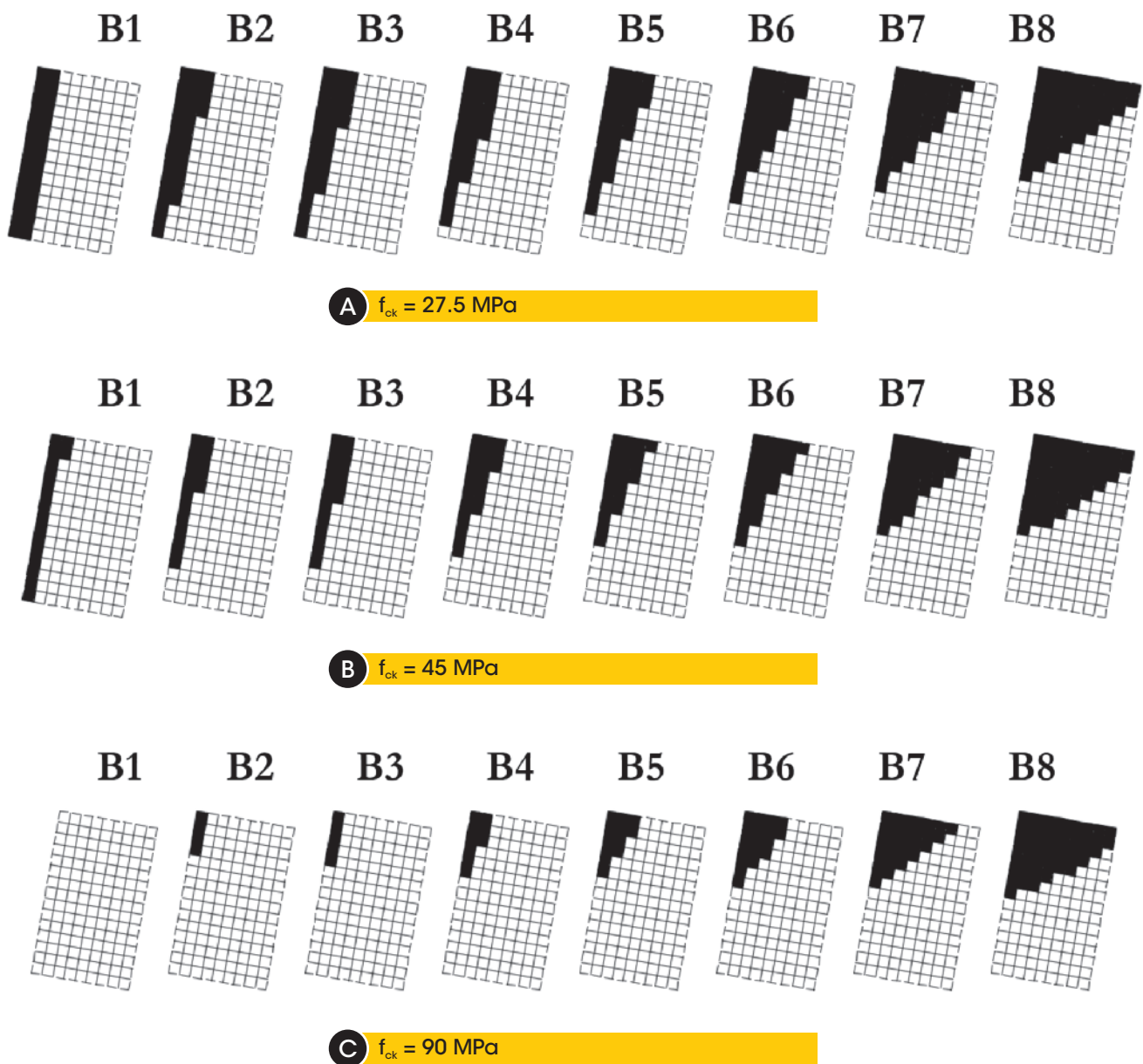


Figure 8
Perda de contato na almofada B

Fonte: Autores (2017)

¹ Average humidity estimated for the city of Foz do Iguaçu (Brazil).
² Average value based on report from IPCC [27].

uma vez, a resistência e rigidez do concreto conferem segurança à estrutura e levam ao equilíbrio da viga face à estabilidade lateral. O valor da reação de apoio com a inclusão da não linearidade física do concreto manteve-se o mesmo daquele verificado pela análise não linear geométrica, respeitando a condição de equilíbrio estático.

As Figuras 11 e 12 apresentam os deslocamentos verticais e horizontais máximos obtidos no meio do vão para análise não linear geométrica e física e também os já apresentados para a análise não linear geométrica.

Percebe-se que a análise não linear geométrica e física apresentou valores de deslocamentos próximos aos obtidos na análise não linear geométrica. A contribuição do aumento da resistência característica do concreto é também observada aqui, exceto para os casos que não convergiram.

Os deslocamentos horizontais máximos medidos na análise não linear geométrica e física foram maiores que os obtidos apenas na análise não linear geométrica. Essa diferença foi pequena, porém

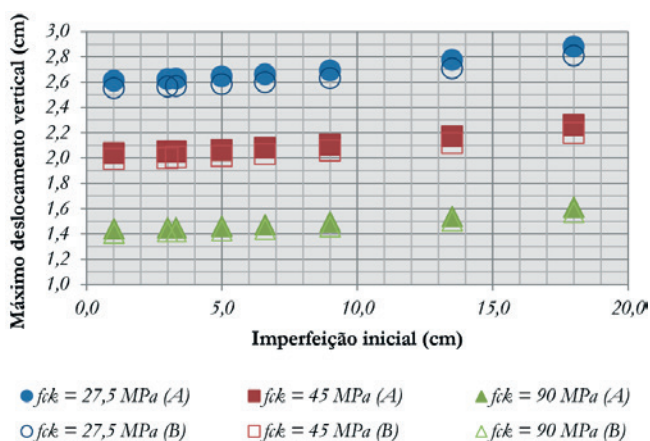


Figura 9
Máximos deslocamentos verticais
Fonte: Autores (2017)

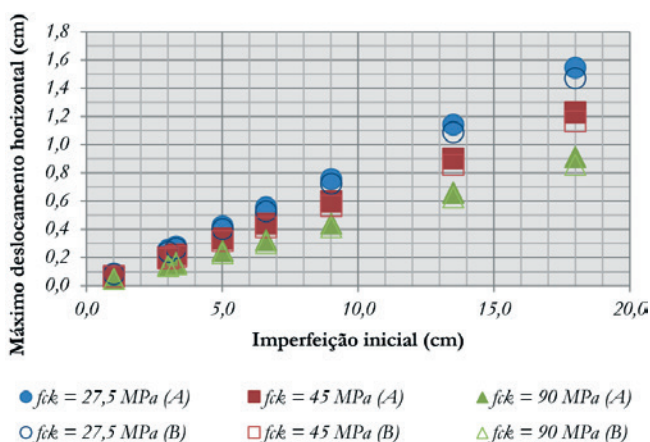


Figura 10
Máximos deslocamentos horizontais
Fonte: Autores (2017)

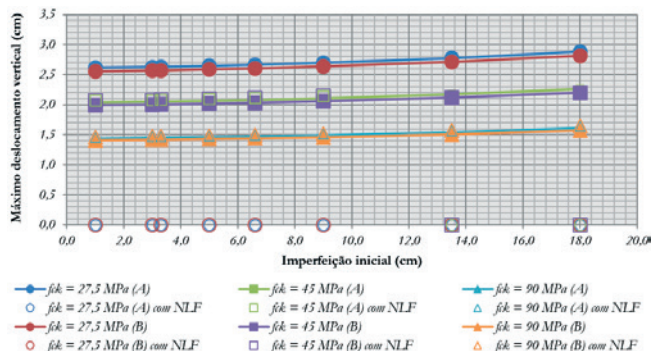


Figura 11
Máximos deslocamentos verticais com análise não linear física

Fonte: Autores (2017)

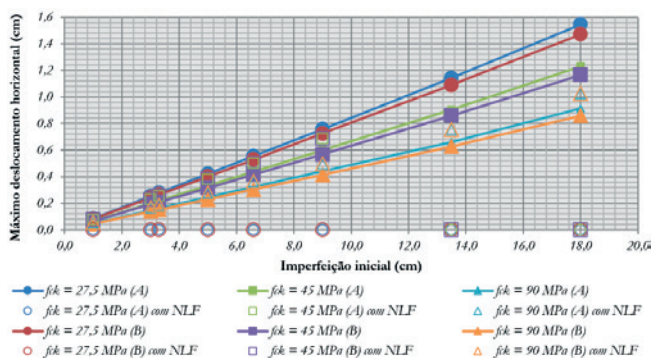


Figura 12
Máximos deslocamentos horizontais com análise não linear física

Fonte: Autores (2017)

mais acentuada, ao se comparar com os deslocamentos verticais. Da mesma forma, mantém-se a contribuição da maior resistência característica do concreto e o efeito mais importante do aumento das imperfeições geométricas iniciais nos deslocamentos horizontais que nos verticais.

3.3 Determinação da rigidez ao giro para diferentes ângulos de escuridade da almofada

A viga AASHTO Tipo IV foi analisada com oito diferentes valores de excentricidade inicial como apresentado na Tabela 2. Cada viga foi modelada como um arco e, a cada arco, foi associado um ângulo inicial (α_1), como apresenta a Figura 13.

Assim, em relação ao sistema de coordenadas global (x e z), surgem dois novos eixos obtidos (x' e z') rotacionando os anteriores de α_1 . Como a resultante da reação de apoio na almofada se encontra deslocada em relação aos eixos x' e z' são gerados dois momentos fletores em torno desses eixos ($M_{x'}$ e $M_{z'}$), como apresenta a Figura 14.

Para determinar a rigidez ao giro da almofada na situação escura, o primeiro passo consiste em obter o valor dos momentos fletores. Conhecendo as reações em cada mola do modelo

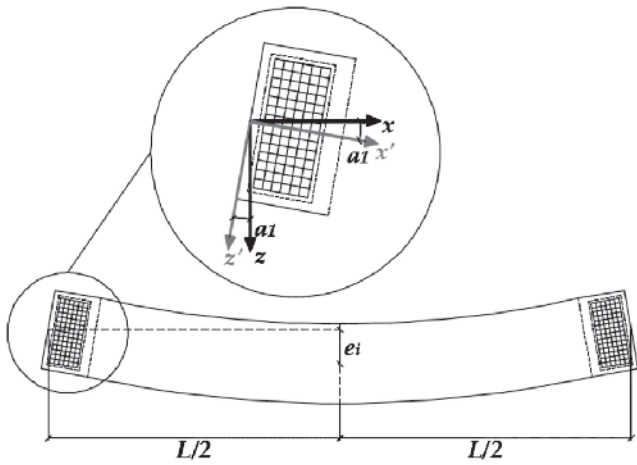


Figura 13
 Ângulo inicial na viga com excentricidade lateral inicial

Fonte: Autores (2017)

simplificado, foi possível determinar a resultante da reação de apoio e sua posição na almofada e, assim, obter o valor dos braços de momento (a e b) apresentados na Figura 14 e o valor dos momentos fletores.

Em seguida, procedeu-se à determinação das rotações nas direções dos eixos x' e z' . Como resultado do modelo numérico, foram obtidas do ANSYS as rotações em x ($ROTX$) e em z ($ROTZ$). Com essas rotações, foram calculadas suas componentes nos eixos x' e z' , a fim de obter a rotação ψ no eixo z' e a rotação φ no eixo x' , como apresenta a Figura 15.

Com os valores de momento e rotação nos eixos x' e z' , foram

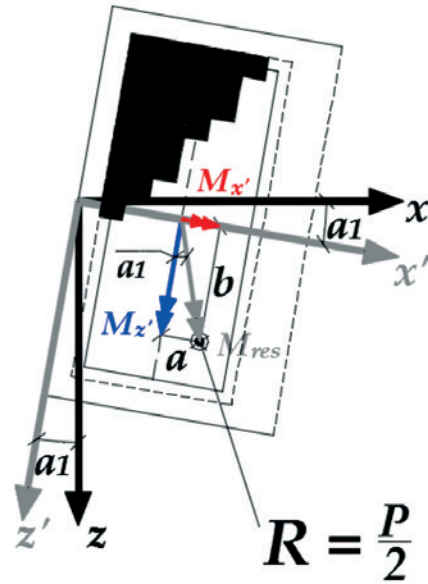


Figura 14
 Momentos fletores gerados pela reação de apoio na almofada

Fonte: Autores (2017)

obtidos o momento e a rotação resultante para cada uma das oito vigas analisadas. A rigidez ao giro na condição de almofada esconsa foi determinada fazendo o quociente entre o momento resultante a rotação resultante.

Os coeficientes de rigidez ao giro foram calculados para as oito vigas com $f_{ck} = 45$ MPa, considerando os resultados obtidos apenas com a análise não linear geométrica e também os

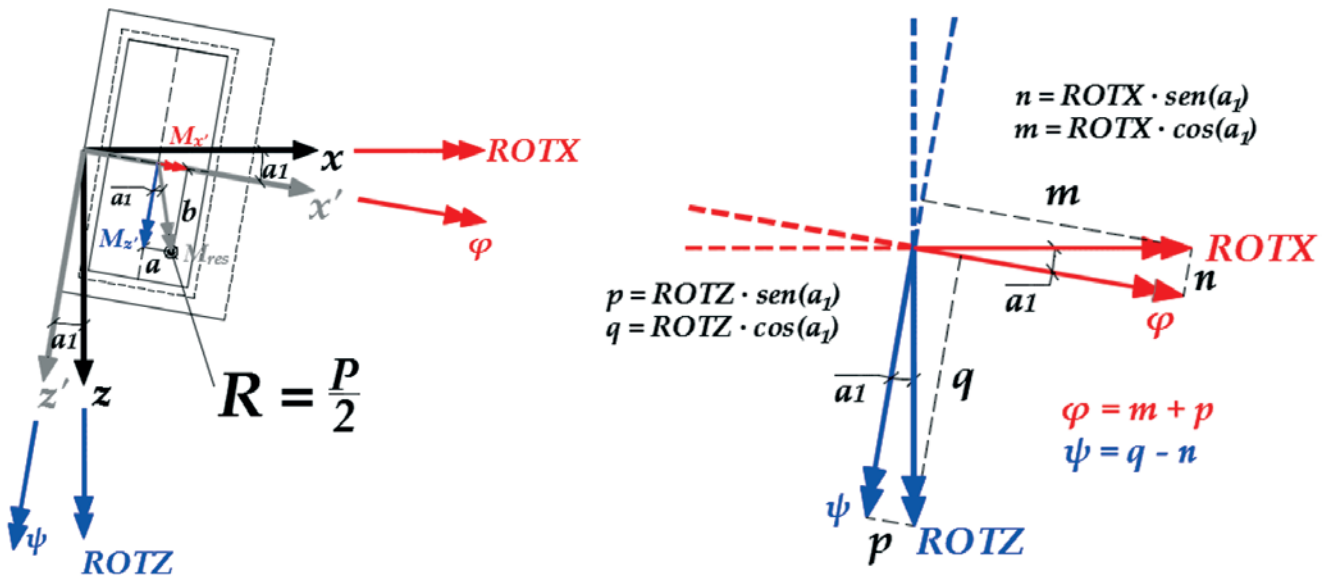


Figura 15
 Rotações nos eixos x' e z'

Fonte: Autores (2017)

Tabela 3Rigidezes ao giro obtidas para as vigas com $f_{ck} = 45$ MPa

Viga	Ângulo (α_1) (grau)	Rigidez ao giro (kN·cm/rad)			
		Almofada A	Almofada B	Almofada A com NLF	Almofada B com NLF
B1	0,071	3,78E+06	3,95E+06	3,79E+06	3,91E+06
B2	0,212	3,72E+06	3,91E+06	3,71E+06	3,86E+06
B3	0,233	3,70E+06	3,89E+06	3,70E+06	3,85E+06
B4	0,354	3,61E+06	3,81E+06	3,59E+06	3,76E+06
B5	0,467	3,49E+06	3,72E+06	3,47E+06	3,67E+06
B6	0,637	3,29E+06	3,55E+06	3,26E+06	3,49E+06
B7	0,955	2,87E+06	3,13E+06	-	-
B8	1,273	2,43E+06	2,68E+06	-	-

Fonte: Autores (2017)

obtidos com a análise não linear geométrica e física. A Tabela 3 e a Figura 16 apresentam as rigidezes ao giro obtidas para cada viga, considerando ou não a não linearidade física do concreto. Não há resultados para as vigas V7 e V8, pois a solução não convergiu no modelo numérico dessas vigas quando o valor da resistência característica do concreto foi igual a 45 MPa.

Como esperado, maiores ângulos de esconsidade levaram a menores valores de coeficiente de rigidez ao giro da almofada. A atuação de momentos fletores nas duas direções da almofada reduz a capacidade da almofada de resistir ao giro de corpo rígido da viga e prejudica a estabilidade lateral tendo em vista o tombamento da viga. Os ângulos de esconsidade considerados neste trabalho são pequenos, uma vez que são decorrentes das imperfeições geométricas, mas no caso de vigas curvas, a influência deste parâmetro torna-se de fato significativa.

Vale ressaltar que Burgoyne e Stratford [5] afirmaram em seu trabalho que a rigidez necessária para a almofada de apoio pode ser facilmente calculada e deve ser especificada adequadamente em projeto. Entretanto, devido à alta e complexa interação das imperfeições geométricas da viga, desalinhamento dos apoios e modos de flambagem, é desejável que se tenha uma grande reserva de segurança (e, por isso, o alto fator de segurança recomendado pelos autores) da rigidez à rotação dada pelas almofadas de apoio. Ainda, é preciso ter cuidado e ater-se ao posicionamento centralizado da viga sobre o aparelho de apoio.

4. Conclusões

Os relatos de acidentes e colapsos de viga existentes na literatura associam esses problemas com a estabilidade lateral das vigas pré-moldadas nas fases transitórias. Dessa forma, estudar o assunto e entender as diferentes variáveis que influenciam o comportamento das vigas é de extrema importância.

O modelo simplificado adotado neste trabalho apresentou uma resposta satisfatória às principais considerações que devem ser levadas em conta quando se trabalha com vigas sobre apoios desformáveis. A utilização de molas de compressão permitiu simular

a perda de contato entre a viga e o elastômero, gerando mudança de posição da reação de apoio na almofada.

As análises desenvolvidas permitiram quantificar o efeito combinado de parâmetros como imperfeição geométrica inicial, rigidez da viga e efeitos não lineares físicos do concreto. As principais conclusões deste trabalho foram:

- Na análise não linear geométrica, o aumento da resistência característica do concreto e, conseqüentemente, da rigidez da viga, levou a menores deslocamentos e a menores áreas de perda de contato entre a viga e a almofada;
- A consideração do comportamento não linear físico do material (a fissuração do concreto) mostrou que, para o menor valor de resistência do concreto, o modelo numérico não encontrou equilíbrio; para o valor intermediário de resistência do concreto, também isso ocorreu para os dois maiores valores de imperfeições iniciais; e, para o maior valor de resistência do concreto, foi possível chegar ao equilíbrio em todos os valores de imperfeições iniciais;
- A rigidez ao giro da almofada decresceu à medida que a excentricidade da viga aumentou, ou seja, na medida em que

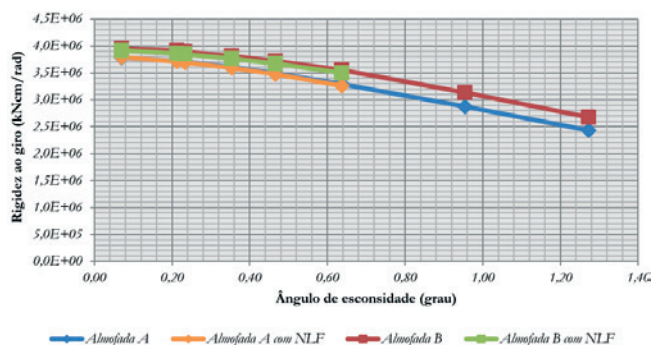


Figura 16
Rigidez ao giro x ângulo de esconsidade da almofada

Fonte: Autores (2017)

maiores momentos fletores passaram a atuar nas duas direções do aparelho de apoio;

- d) A presença de imperfeições geométricas iniciais gera um ângulo de escuridade que interfere na rigidez ao giro da almofada; considerando como referência a viga com imperfeição inicial limite estabelecida pelo PCI [8], valores de imperfeição inicial que superem até cinco vezes este limite podem ocasionar uma redução em torno de 22% na rigidez ao giro.

Análises futuras que levem em conta distorções na almofada, a curvatura vertical da viga e o efeito de possíveis esforços devido ao vento podem conduzir a uma avaliação mais criteriosa do problema. Este trabalho mostra a importância de se considerar as imperfeições geométricas das vigas pré-moldadas longas e esbeltas nas análises de instabilidade durante a fase de manuseio. É necessário estar atento ao fato de que o aumento da curvatura no meio do vão, provocado pela presença das imperfeições iniciais, gera acréscimo de tensões na viga que normalmente não são consideradas durante o projeto. Essas tensões podem tornar-se significativas quando a rigidez do apoio for reduzida, sugerindo-se aqui trabalhar com um fator de segurança elevado por meio da escolha adequada da almofada de apoio. Em casos mais severos, as elevadas tensões podem gerar fissuração no concreto, reduzindo a rigidez da viga e provocando o colapso repentino.

5. Agradecimentos

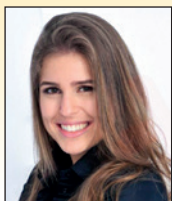
Os autores agradecem à CAPES pela concessão da bolsa de estudo no nível Mestrado Acadêmico a Maria Teresa Santos do Amaral Cardoso.

6. Referências bibliográficas

- [1] Tremblay, R.; Mitchell, D. Collapse during Construction of a Precast Girder Bridge. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, v. 20, n. 2, 2006; p. 113-125.
- [2] Oesterle, R. G.; Sheehan, M. J.; Lotfi, H. R.; Corley, W. G.; Roller, J. J. Investigation of red mountain freeway bridge girder collapse. Arizona Department of Transportation, Bridge Group, Skokie, Illinois. CTL Group Project No. 262291, 2007.
- [3] Bairán, J. M.; Cladera, A. Collapse of a precast concrete beam for a light roof. Importance of elastomeric bearing pads in the element's stability. *Engineering Failure Analysis*, v. 39, 2014; p. 188-199.
- [4] Burgoyne, C. J.; Stratford, T. J. Lateral Instability of long-span prestressed concrete beams on flexible bearings. *The Structural Engineer*, v. 79, n. 6, 2001; p. 23-26.
- [5] Plaut, R. H.; Moen, C. D. Stability of unbraced concrete beams on bearing pads including wind loading. *Journal of Structural Engineering*, v. 69, 2014; p. 246-254.
- [6] Consolazio, G. R.; Hamilton, H. R. Lateral bracing of long-span Florida bulb-tee-girders. Structures Research Report 2007/52290. University of Florida, Gainesville, 2007.
- [7] ANSYS. v. 17.0. ANSYS, Inc.
- [8] PCI Committee on Tolerances. PCI Tolerance Manual for Precast and Prestressed Concrete Construction. 1st ed. Chicago, IL: PCI, 2000.
- [9] Cojocar, R. Lifting analysis of precast prestressed concrete beams, Blacksburg, VA, 2012, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Virginia Polytechnic Institute and State University, 94 p.
- [10] Comité Européene de Normalisation. NF EN 1992 (Français): Eurocode 2: Calcul des structures en béton. CEN, Bruxelles, 2004.
- [11] Harper, Z. S.; Consolazio, G. R. Calculation method for quantifying axial and roll stiffnesses of rectangular steel-reinforced elastomeric bridge bearing pads. *Journal of the Transportation Research Board*, n. 2331, 2013; p. 3-13.
- [12] Cardoso, M. T. S. A. Instabilidade lateral de vigas pré-moldadas sobre apoios elastoméricos considerando o efeito das imperfeições geométricas, Uberlândia, 2017, Dissertação (mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 140 p.

Study of design methodologies of steel column bases

Estudo de metodologias para o dimensionamento de bases de pilares de aço



I. PIANA^a
piana.iza@gmail.com

A. F. G. CALENZANI^a
afcalenzani@gmail.com

Abstract

The behavior of a steel structure is directly related to the type of base used in the columns, which is essential to the stability and security of the structural system. The Brazilian standard ABNT NBR 8800:2008 does not directly covers this subject. Another Brazilian standard, ABNT NBR 16239:2013, presents a limited design procedure to hollow columns. In this paper, two design methodologies are presented considering the uniform and triangular pressure distribution between the base plate and the concrete surface. A computational program has been developed to design steel column bases considering both methodologies mentioned. The program has been validated with manually solved design examples and conclusions about the pressure distribution design procedures were made from the 200 bases designed by the program. It was noted that, for the triangular pressure distribution, there is an interval in which the procedure is not completely applicable. Apart from this interval, there was no significant difference in the results.

Keywords: steel column base plates, design methodologies, computational program.

Resumo

O comportamento de uma estrutura em aço está diretamente relacionado ao tipo de base utilizada nos pilares, sendo esta essencial à estabilidade e segurança do sistema estrutural. A ABNT NBR 8800:2008 não aborda diretamente esse assunto e a ABNT NBR 16239:2013 apresenta formulações somente para bases de pilares tubulares. Neste trabalho, são apresentadas duas metodologias para o dimensionamento de bases de pilares que consideram as hipóteses de distribuição de tensões de contato uniforme e linear entre a placa de base e o concreto. Um programa computacional foi desenvolvido para dimensionar bases de pilares de aço considerando essas duas hipóteses. O programa foi validado com exemplos resolvidos manualmente e 200 bases foram dimensionadas para análise das metodologias. Foi detectada a existência de um intervalo para o qual a metodologia que considera a distribuição linear de tensões não é apropriada. Fora deste intervalo, observou-se pouca divergência entre os resultados.

Palavras-chave: bases de pilares de aço, metodologias para o dimensionamento, programa computacional.

^a Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

1. Introduction

Column bases are used as a steel-concrete interface between steel columns and their foundations. Their main function is to transmit the structure stresses to the concrete footing surface and to link the column bottom end to the footing. Column bases include base plates, anchor rods and shear resistant elements such that shear lugs, Figure 1.

Steel connections are extremely important to steel structures. The connections are the ones who are ensuring the structure stability and must realize the best possible way the type of internal link considered in the design. Brazilian standard ABNT NBR 8800:2008 [1] does not directly cover steel column base connections and takes the reader to the design guide by Fisher and Kloiber [2]. Another Brazilian standard, ABNT NBR 16239:2013 [3], includes this subject, although it is limited to hollow steel column bases. Other writers, such as Bellei [4] and Baião Filho and Silva [5] do not present the stress case of combined tensile axial loads and moment. Additionally, most texts about this kind of connection consider a triangular pressure distribution between the concrete and the base plate. ABNT NBR 16239:2013[3], however, considers a uniform pressure distribution. Therefore, scientific literature lacks more research articles on the design of steel column bases according to

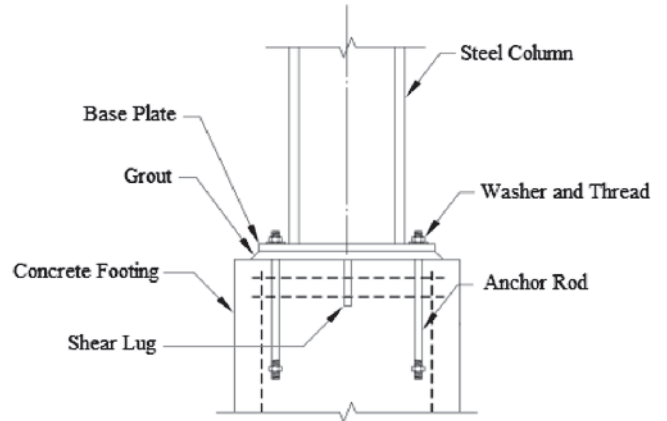


Figure 1
Components of a steel column base
Adapted: Fisher and Kloiber [2]

the newer Brazilian technical guides, the NBRs, and that present a more complete content about the requiring strengths at the plates. This study had as a goal to automate the design of steel column bases following Brazilian technical standards, considering both

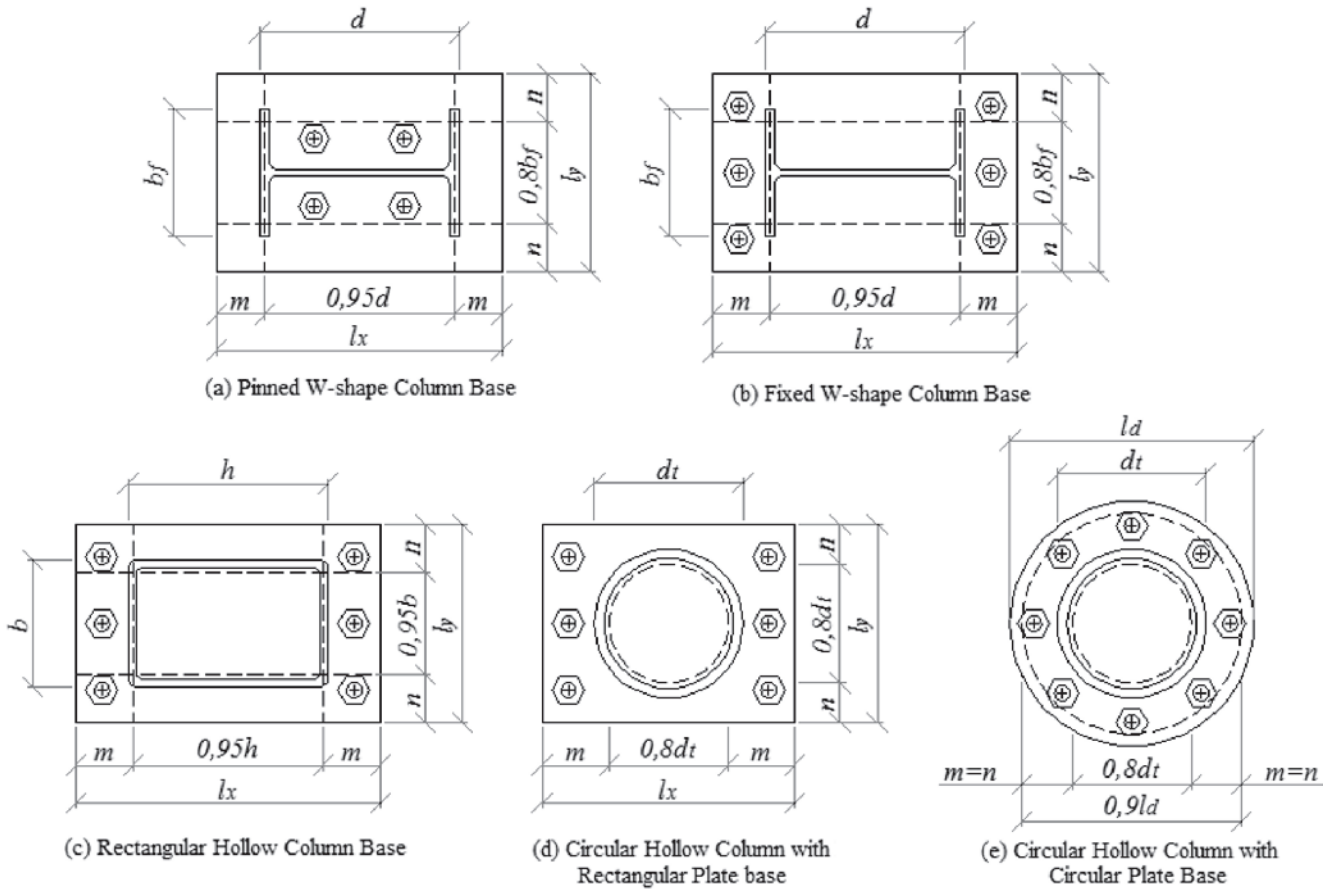


Figure 2
Types of steel column bases

triangular and uniform pressure distribution. Additionally, the designs of column bases considering triangular and uniform pressure distributions were compared.

Five different types of steel column bases were considered: pinned W-shape column bases with no moment transferred to the footing (Figure 2a); fixed W-shape column bases with moment transferred to the footing (Figure 2b); rectangular hollow column (Figure 2c); circular hollow column bases with rectangular base plate (Figure 2d); circular hollow column bases with circular base plates (Figure 2e). Usually, column bases are subject to compression or tensile forces, flexural moment and shear forces that can induce the followings limit states: crushing of the concrete in contact with the base plate, formation of a plastic hinge mechanism in the base plate, yielding of the anchor rod in tension, sliding of the base, anchor rod concrete pullout, among others that will not be covered in this text. For the base design of a W-shape column, the procedure presented in this text is based on the Design Guide of Fisher and Kloiber [2], since ABNT NBR 8800:2008 [1] does not present a design procedure for column base plates. For the base design of hollow columns, the procedure presented in this text can be found in ABNT NBR 16239:2013 [3].

2. Steel column base plate design

2.1 Design of base plates subject to axial forces

To accommodate the elements of a base, such as anchor rods and the column, the base plate minimum dimensions are calculated taking in count column dimensions and the minimum distances for the anchor rods, such as the hole center distance to the edge of the plate and the hole to hole distance.

2.1.1 Base plates subject to compression forces

The design strength of the concrete in a base plate subject to compression axial force is given by equation (1).

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{ck} \quad (1)$$

Where f_{ck} is the compressive strength of concrete, γ_n is a behavior factor equal to 1.40, γ_c is the resistance factor, A_1 is the base plate area and A_2 is the maximum area of the portion of the supporting surface that is geometrically similar to and concentric with the loaded area. The design strength of the concrete can be increased by $\sqrt{A_2/A_1}$ when the concrete surface is larger than the plate area and the effects of the concrete confinement can be considered. However, this increase hits a maximum value when $A_2 \geq 4A_1$. Considering the contact stresses between the plate and the concrete surface as uniformly distributed, the minimum area of a base plate can be determined as equation (2).

$$A_{1,min} = \frac{N_{sd} \gamma_c \gamma_n}{f_{ck}} \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq \frac{N_{sd} \gamma_c \gamma_n}{2f_{ck}} \quad (2)$$

Where N_{sd} is the acting compression force. The base plate is treated as a console for the definition of its thickness. The base plate

must have sufficient thickness to resist bending at the assumed critical sections shown in Figure 2 (distances m and n) and, in W-shape column bases, additionally in the area between the column flanges (distance $\lambda n'$). The design bending moment per unit width of the plate is:

$$M_{p,Sd} = \sigma_{c,Sd} \frac{l_{max}^2}{2} \quad (3)$$

The variable l_{max} is the greater value between distances m , n and $\lambda n'$ (equation (4)). The factor λ can be conservatively taken as 1.

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad (4)$$

Utilizing the nominal bending strength per unit width as the resisting moment of the plate, the equation that determines the minimum thickness for the base plate can be found (equation (5)).

$$t_{p,min} = l_{max} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (5)$$

The variable f_y is the yield limit of the steel and γ_{a1} is the strength reduction factor in bending.

2.1.2 Base plates subject to tensile force

In base plates subject to tensile force, the anchor rods are subject to the same intensity and cause bending moment (equation (6)) on the column web.

$$M_{p,Sd} = F_{t,Sd} \left(\frac{g - t_w}{2} \right) \quad (6)$$

The variable g is the distance between anchor rods in the direction perpendicular to the column web (Figure 3) and t_w is the thickness of the column web. The effective width l_{ef} of the base plate to resist the existing moment can approximately be calculated utilizing a

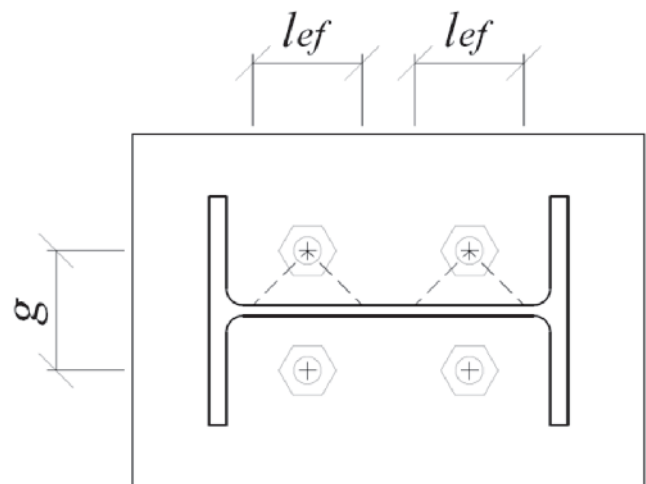


Figure 3
Effective bending width for anchor rods between the column flanges

Adapted: Fisher and Kloiber [2]

45° distribution from the anchor rods centerline, represented by the dashed line at Figure 3, to the edge of the column web (equation (7)). The minimum thickness required for the plate can be determined by equation (8) for W-shape columns and by equation (9) for hollow columns.

$$l_{ef} = 2 \left(\frac{g - t_w}{2} \right) \tag{7}$$

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{2F_{t,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}} \tag{8}$$

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{2n_b F_{t,Sd} (m_{eq} - a_1)}{l_{y,eq} (f_y/\gamma_{a1})}} \tag{9}$$

The variable $l_{y,eq}$ is defined by equations (10) and (11) for hollow columns with rectangular and circular base plates, respectively.

$$l_{y,eq} = n_b (d_b + m - a_1) \leq l_y \tag{10}$$

$$l_{y,eq} = n_b (d_b + m_{eq} - a_1) \leq 0.9l_d \tag{11}$$

The variable m_{eq} is defined by equations (12) and (13) for rectangular and circular base plates, respectively.

$$m_{eq} = m \tag{12}$$

$$m_{eq} = \frac{l_d - 0.8d_t}{2} \tag{13}$$

2.2 Design of base plates subject to axial force combined with moment

According to Fisher and Kloiber [2], base plates subject simultaneously to axial force and bending moment can be calculated assuming that there is a uniform tension between the plate and the concrete surface or that there is a triangular stress distribution. Base plates are treated differently depending on the moment magnitude. Therefore, the plates are classified as subject to small and large moment, relying on the value of the eccentricity e .

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \tag{14}$$

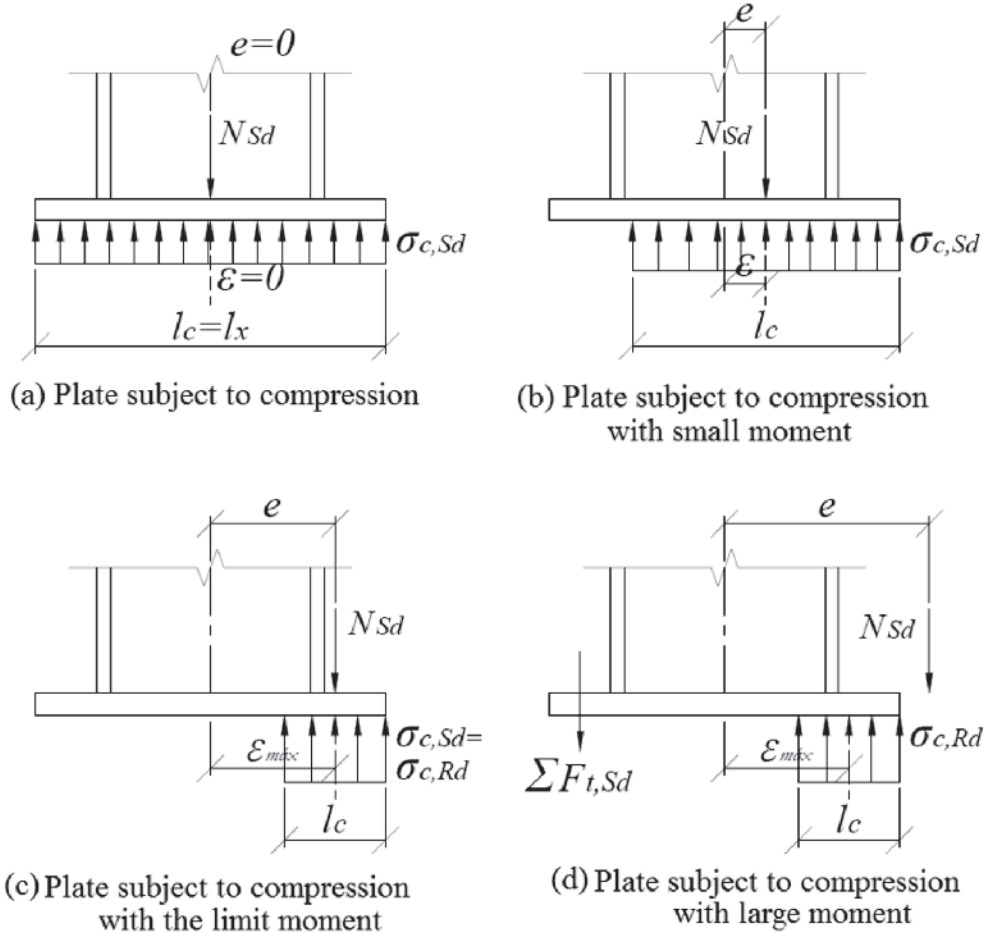


Figure 4 Behavior of plates subject to compression force and moment considering the uniform contact pressure hypothesis

2.2.1 Uniform bearing distribution hypothesis

A base plate is considered subject to compression with small moment when $e \leq \epsilon_{max}$, Figure 4(b), and by large moment when $e > \epsilon_{max}$, Figure 4(d), ϵ_{max} being determined by:

$$\epsilon_{max} = \frac{l_x}{2} - \frac{N_{Sd}}{2\sigma_{c,Rd}l_y} \tag{15}$$

2.2.1.1 Base plates subject to compression force with small moment

In base plates subject to small moment, the contact length between the plate and the concrete is determined by equation (16). When $l_c \geq l_{max}$, the plate thickness is calculated by equation (17), whereas when $l_c < l_{max}$, by equation (18). The stress in the plate is defined by equation (19).

$$l_c = l_x - 2e \tag{16}$$

$$t_{p,min} = l_{max} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}} \tag{17}$$

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{4\sigma_{c,Sd}l_c(l_{max} - l_c/2)}{(f_y/\gamma_{a1})}} \tag{18}$$

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{N_{Sd}}{l_y l_c} \tag{19}$$

2.2.1.2 Base plates subject to compression force with large moment

In base plates subject to large moment, the contact length is calculated from the summation of moments taken about the anchor rod tensile force direction (equation (20)).

$$l_c = \left(a + \frac{l_x}{2}\right) \pm \sqrt{\left(a + \frac{l_x}{2}\right)^2 - \frac{2N_{c,Sd}(e + a)}{\sigma_{c,Rd}l_y}} \tag{20}$$

The variable a being the distance from the anchor rods center to the center of the plate. The horizontal dimensions of the base plate must be increased when a real solution of equation (20) is not possible for W-shape columns, or when the conditions of equations (21) and (22) for hollow columns with rectangular and circular base plates, respectively, cannot be attended.

$$\left(a + \frac{l_x}{2}\right)^2 \geq \frac{2.25N_{Sd}(e + a)}{\sigma_{c,Rd}l_y} \tag{21}$$

$$\left(a + \frac{l_x}{2}\right)^2 \geq \frac{3.125N_{Sd}(e + a)}{\sigma_{c,Rd}l_y} \tag{22}$$

The minimum thickness can be defined the same way as for base

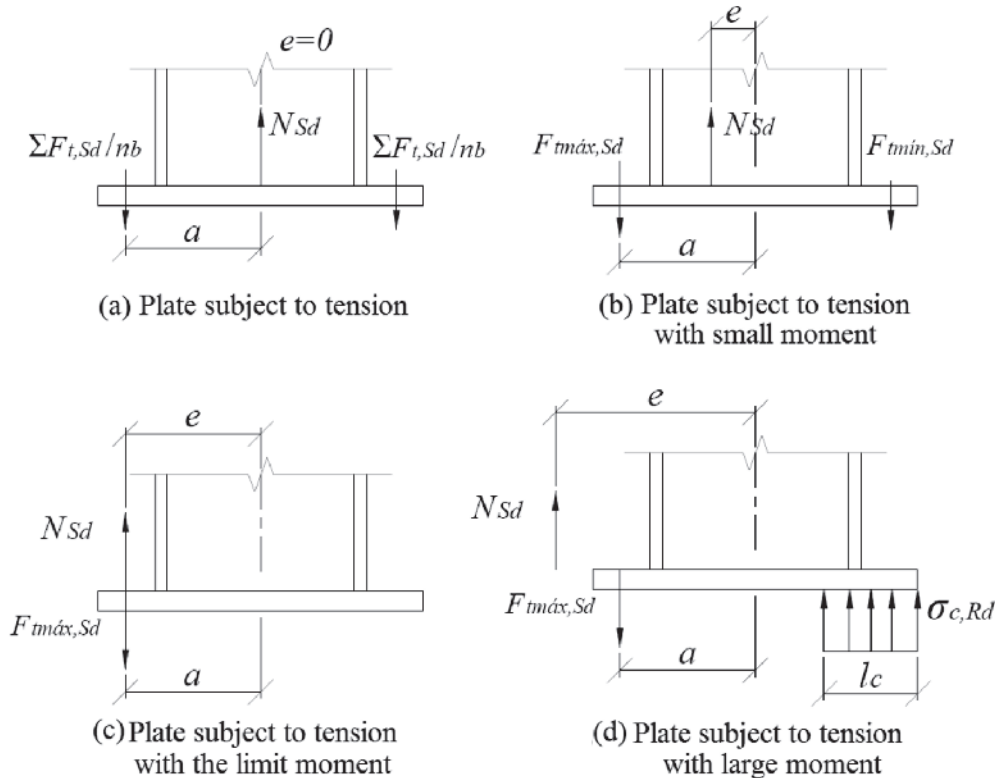


Figure 5

Behavior of plates subject to tensile force and moment considering the uniform contact pressure hypothesis

plates subject to small moments, equations (17) and (18). However, an additional verification must be done due to the presence of the anchor rods tensile force $F_{t,Sd}$, equation (23).

$$F_{t,Sd} = \frac{2(\sigma_{c,Rd} l_y l_c - N_{Sd})}{n_{b,eq}} \tag{23}$$

The equivalent number of anchor rods at the plate $n_{b,eq}$ is equal to the total number of anchor rods n_b for W-shape columns or hollow columns with rectangular base plate. For hollow circular columns with circular plates, $n_{b,eq}$ is equal to $2n_b/3$. The minimum thickness $t_{p,min}$ is given by equation (24).

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{4 \sum F_{t,Sd} x}{l_{y,eq} (f_y / \gamma_{a1})}} \tag{24}$$

The length x for W-shape columns is considered as the distance between the center of the anchor rod to the center of the column flange and, for hollow columns, as the distance from the center of the anchor rods to the critical section of the column. Variable $l_{y,eq}$ is equal to l_y for W-shape columns and defined by equations (10) and (11) for hollow columns with rectangular and circular base plates, respectively.

2.2.1.3 Base plates subject to tensile force with small moment

In case of bases subject to tension with moment, it is considered that a base plate is subject to small moment when $e \leq a$, Figure 5(b), and by large moment when $e > a$, Figure 5(d). For plates subject to tension with small moment, the highest tensioned anchor rod force is determined by equation (25).

$$F_{t,Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_b} + \frac{M_{Sd}}{a n_{b,eq}} \tag{25}$$

The minimum thickness of the base plate must be calculated the same way as for pure tension base plates (item 2.1.2): in case of W-shape column, using equation (8) and in case of hollow columns, equation (9). However, the force in the highest tensioned anchor rods ($F_{t,Sd}$) must be determined by equation (25).

2.2.1.4 Base plates subject to tensile force with large moment

The design procedure for bases subject to tensile force with large moment is similar to the case of compression with large moment.

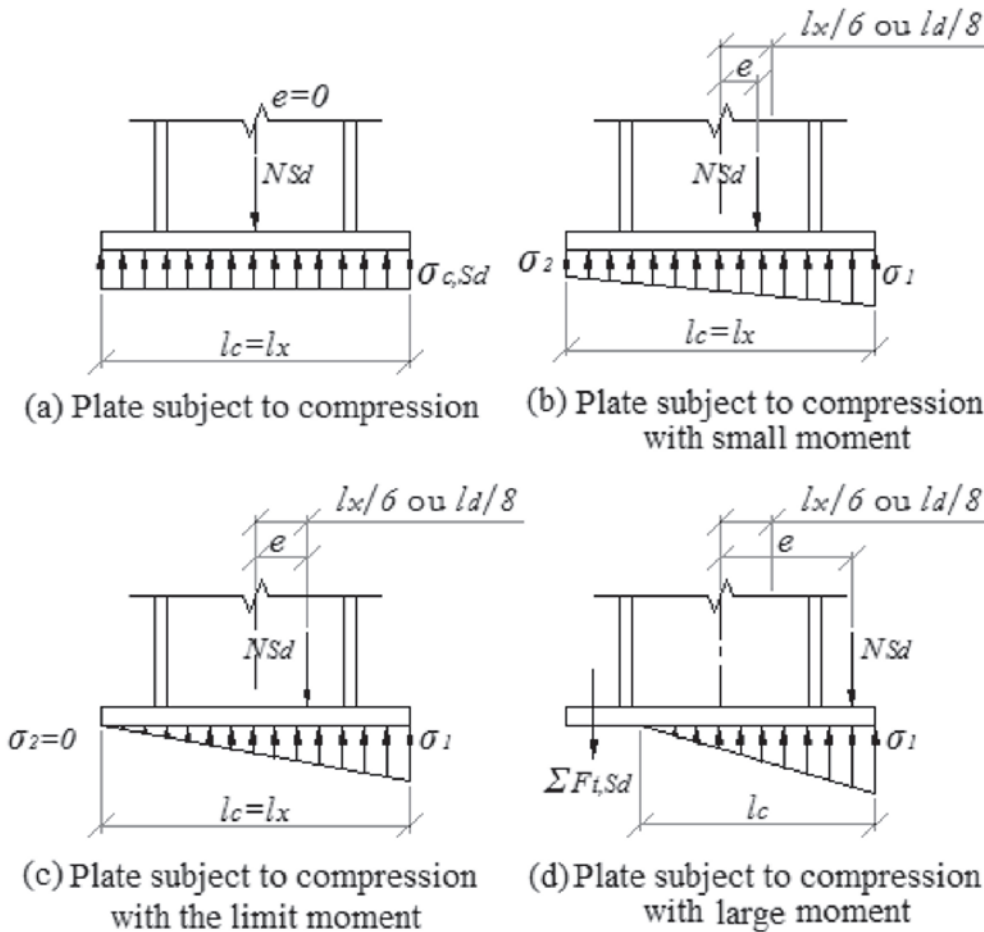


Figure 6 Behavior of plates subject to subject to compression force and moment considering the triangular contact pressure hypothesis for rectangular plates

To calculate the length l_c , equations (20), (21) and (22) must be utilized, but the factor $(e + a)$ must be substituted for $(e - a)$. The anchor rods force $F_{t,Sd}$ is given by equation (26) and the plate thickness is determined the same way as for plates subject to compression force with large moment, equations (17), (18) and (24).

$$\Sigma F_{t,Sd} = (\sigma_{c,Rd} l_y l_c + N_{Sd}) \tag{26}$$

2.2.2 Triangular contact stress distribution hypothesis

2.2.2.1 Base plates subject to compression force with small moment

Considering a triangular contact stress distribution between the base plate and the concrete surface, the base plate is classified as compressed with small moment whether $e \leq l_x/6$ for rectangular plates and $e \leq l_d/8$ for circular plates (Figure 6 (b)) and as compressed with large moment whether $e > l_x/6$ for rectangular plates and $e > l_d/8$ for circular plates (Figure 6 (d)).

In case of plates compressed by small moment, contact pressures σ_1 and σ_2 are determined by equation (27) for rectangular plates and by equation (28) for circular plates. If $\sigma_1 > \sigma_{c,Rd}$, the plates dimensions should be redesigned.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{Sd}}{l_x l_y} \pm \frac{6M_{Sd}}{l_y l_x^2} \tag{27}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{4N_{Sd}}{\pi l_d^2} \pm \frac{32M_{Sd}}{\pi l_d^3} \tag{28}$$

The bending moment per unit width of the plate at the critical section m is defined by equation (29), where σ_m is the stress in section m , and is given by equation (30) for rectangular plates and by equation (31) for circular base plates.

$$M_{p,Sd} = \sigma_m \left(\frac{m^2}{2} \right) + (\sigma_1 - \sigma_m) \left(\frac{m^2}{3} \right) \tag{29}$$

$$\sigma_m = \sigma_1 - \frac{12M_{Sd}m}{l_y l_x^3} \tag{30}$$

$$\sigma_m = \sigma_1 \left(1 - \frac{m}{l_d} \right) \tag{31}$$

The bending moment per unit width of the plate at the critical section n is defined by equation (32). The largest moment between equations (29) and (32) must be taken as the critical moment and be utilized in equation (33) to calculate the plate thickness.

$$M_{p,Sd} = \frac{N_{Sd}}{l_x l_y} \left(\frac{n^2}{2} \right) \tag{32}$$

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{4M_{p,Sd}}{l_{y,eq} (f_y / \gamma_{a1})}} \tag{33}$$

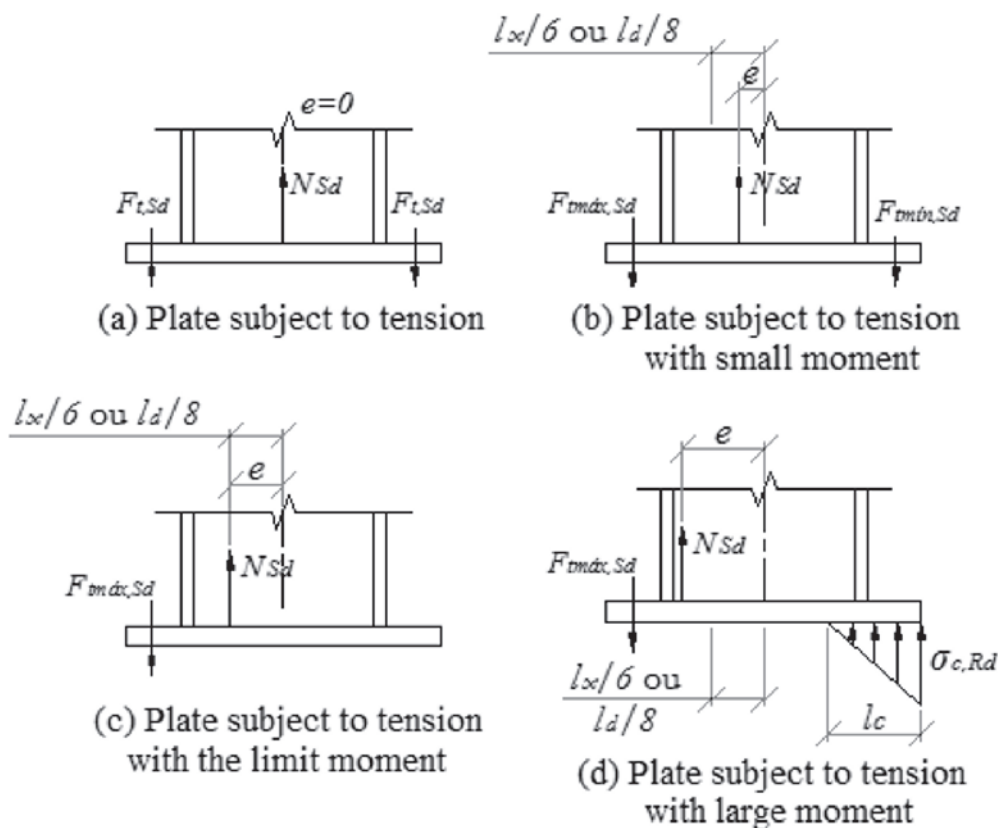


Figure 7 Behavior of plates subject to tensile force and moment considering the triangular contact pressure hypothesis for rectangular plates

2.2.2.2 Base plates subject to compression force with large moment

In base plates compressed with large moment considering triangular contact pressure distribution, the contact length l_c must be determined first by equation (34). In case the solution of equation (34) is not real, plate dimensions must be increased.

$$l_c = \frac{3\left(a + \frac{l_x}{2}\right) \pm \sqrt{\left[3\left(a + \frac{l_x}{2}\right)\right]^2 - \frac{24(N_{sd}a + M_{sd})}{\sigma_{c,Rd}l_y}}}{2} \quad (34)$$

The thickness determined by equation (35) considers bending at the plate caused by contact pressure. If $l_c \geq l_{m\acute{a}x}$, the bending moment per unit width at critical section is given by equation (36), and σ_m is given by equation (37). If $l_c < l_{m\acute{a}x}$, the bending moment per unit width at the critical section is determined by equation (38).

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{4M_{p,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (35)$$

$$M_{p,Sd} = \frac{\sigma_m l_{m\acute{a}x}^2}{2} + \frac{(\sigma_{c,Rd} - \sigma_m) l_{m\acute{a}x}^2}{3} \quad (36)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{c,Rd}(l_c - l_{m\acute{a}x})}{l_c} \quad (37)$$

$$M_{p,Sd} = \frac{\sigma_{c,Rd} l_c}{2} \left(l_{m\acute{a}x} - \frac{l_c}{3} \right) \quad (38)$$

Additionally, the minimum thickness necessary for the plate to resist bending moment caused by anchor rods at the critical section of the column must be calculated. The summation of tensile forces $\Sigma F_{(t,Sd)}$ of the anchor rods that are required at the plate is given by equation (39).

$$\Sigma F_{t,Sd} = \frac{\sigma_{c,Rd} l_c l_y}{2} - N_{sd} \quad (39)$$

The force per anchor rod is equal to the summation of tensile forces divided by half of the equivalent number of anchor rods at the plate. Plate thickness is determined in the same way as for compressed plates with large moment considering a uniform bearing pressure distribution (equation (24), item 2.2.1.2).

2.2.2.3 Base plates subject to tensile force with small moment

For bases subject to tensile force, it is considered that a plate is subject to small moment (Figure 7(b)) if $e \leq l_x/6$ for rectangular plates and $e \leq l_o/8$ for circular plates and subject to large moment (Figure 7(d)) when $e > l_x/6$ or $e > l_o/8$ for rectangular and circular base plates, respectively.

Observing Figure 7(b) and Figure 5(b) which illustrate base plates subject to tensile force with small moment considering triangular and uniform contact pressure distribution, respectively, it is noticeable that there is a similar stress situation. Therefore, the same design procedure is considered to determine tensile force at the anchor rods (equation (25)) and thickness (equation (8) for W-shape column and equation (9) for hollow columns).

2.2.2.4 Base plates subject to tensile force with large moment

It is noticed in Figures 6(d) and 7(d) the similarity of the stress configuration at plates subject to compression or tensile force with large moment. In both cases, there is tensile force at the anchor rods in just one side of the plate and there is contact pressure between the plate and the concrete surface with stress equal to concrete compression strength. Therefore, the design procedure is similar to the case in which the base is subject to compression with large moment, except by the contact length l_c that can be determined by equation (40) and by the anchor rods tensile force that is given by equation (41).

$$l_c = \frac{3\left(a + \frac{l_x}{2}\right) \pm \sqrt{\left[3\left(a + \frac{l_x}{2}\right)\right]^2 - \frac{24(M_{sd} - N_{sd}a)}{\sigma_{c,Rd}l_y}}}{2} \quad (40)$$

$$\Sigma F_{t,Sd} = \frac{\sigma_{c,Rd} l_c l_y}{2} + N_{sd} \quad (41)$$

2.3 Design of base plate subject to shear force

The most common means of transferring shear force (V_{sd}) from column base plates to concrete are: friction, shear lugs and anchor rods. The Brazilian standard ABNT NBR 16239:2013 [3] determines the concrete shear strength $\tau_{c,Rd}$ as showed in equation (42).

$$\tau_{c,Rd} = 0.2 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \leq 4MPa \quad (42)$$

The resisting friction force $V_{at,Rd}$ at a base plate is determined by equation (43). The friction coefficient μ is considered equal to 0.90 for base plates inside the concrete, 0.70 for plates upon concrete surface and 0.55 for plate on grout. In case friction is not enough to totally resist the horizontal forces, another method must be utilized for transferring shear.

$$V_{at,Rd} = \mu \sigma_{c,Sd} l_c l_y \leq \tau_{c,Rd} l_x l_y \quad (43)$$

2.4 Design of anchor bolt

The resisting tensile force $F_{t,Rd}$ of an anchor rod is given by equation (44), where f_{ub} is the tensile strength of the anchor rod material, A_b is the full section area of an anchor rod and γ_{a2} is the resistance factor. The diameter d_b of the contributing anchor rod is determined by equation (45).

$$F_{t,Rd} = 0.75 \frac{f_{ub} A_b}{\gamma_{a2}} \quad (44)$$

$$d_{b,min} = 1.3 \sqrt{\frac{F_{t,Sd}}{(f_{ub}/\gamma_{a2})}} \quad (45)$$

The shear force acting in each anchor rod is given by equation (46). The number of anchor rods for shear n_v must be considered as half the number of anchor rods at the plate or, in case of plate washer welded to the plate between the anchor rod nut and the top

of the base plate, as the total number of anchor rods at the plate. The resistant shear force $F_{v,Rd}$ of an anchor rod is given by equation (47). The necessary diameter d_b to resist shear is determined by equation (48).

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n_v} \quad (46)$$

$$F_{v,Rd} = 0.4 \frac{f_{ub} A_b}{\gamma_{a2}} \quad (47)$$

$$d_{b,min} = 1.76 \sqrt{\frac{F_{v,Sd}}{(f_{ub}/\gamma_{a2})}} \quad (48)$$

Anchor rods subject to combined effect of tensile and shear forces must obey equation (49).

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad (49)$$

2.5 Design of shear lugs

Shear stress transference between column and base occurs at the area in which the shear lug is bearing on concrete. The resistant shear force $V_{bc,Rd}$ given by the shear lug is determined by equation (50). The symbols are illustrated at Figure 8. The minimum plate area ($A_{bc,min} = b_v b_h$) is given by equation (51).

$$V_{bc,Rd} = \sigma_{c,Rd}(b_v - e_n)b_h \quad (50)$$

$$A_{bc,min} = \frac{V_{Sd}}{\sigma_{c,Rd}} \quad (51)$$

The minimum thickness for the shear lug is determined by equation (52). To prevent bending at the base plate due to the shear lug, it is highly recommended for the plate to have a larger or equal thickness than the shear lug ($t_{bc,min} \leq t_{p,min}$).

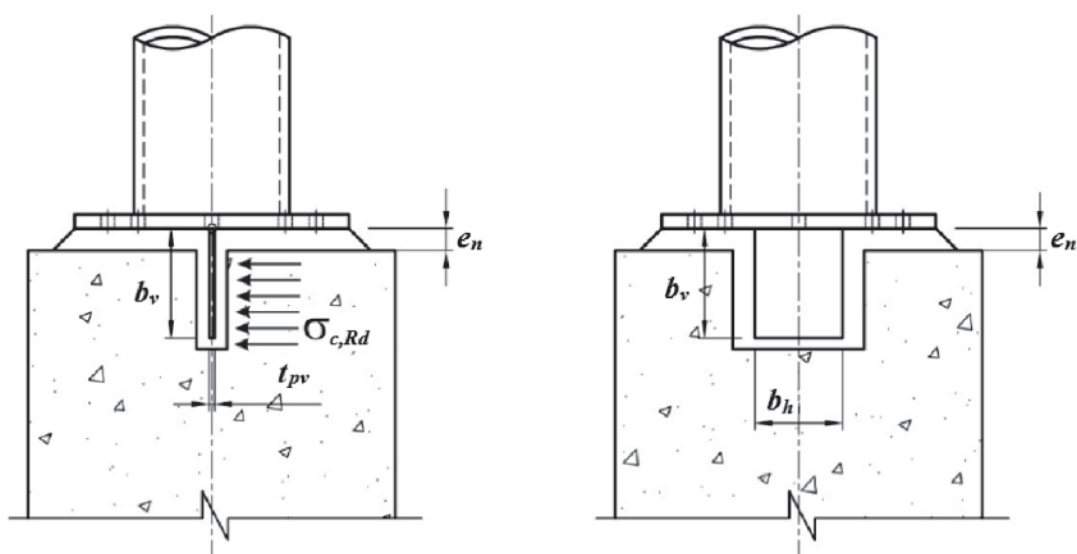


Figure 8
Steel base plate with shear lug

$$t_{bc,min} = \sqrt{\frac{2 V_{Sd} (b_v + e_n)}{b_h (f_y / \gamma_{a1})}} \quad (52)$$

3. Methodology

3.1 Computational implementation

To ease computational implementation, eight flowcharts were developed. One flowchart illustrates the software structure and the others, the bases design: tensile, compression, compression with small moment, tensile with small moment, compression or tensile with large moment, shear and a flowchart about anchor rods design. The goal was to present the sequence and the order of the main equations necessary to the development of the software. For instance, Figure 9 presents the flowchart of tension subject bases with small moment.

The design flowcharts were implemented using Visual Basic [6] language. The tool used for the software development was chosen by the easiness of the interface making procedure, code implementation, and error debugging. Besides that, it was intended to provide to the academic and professional communities a software tool of easy access and comprehension.

3.2 About the software developed

The developed software, named *BASE*, designs base plate, anchor rods and their locations at the plate, shear lug and minimum dimensions for the concrete element that is going to receive the steel column. The developed software makes possible the consideration of both uniform and triangular bearing pressure hypotheses and considers the following stress cases at the plate: tensile, compression, tension with moment and compression with moment. Additionally, the software includes the design of shear strengthening elements.

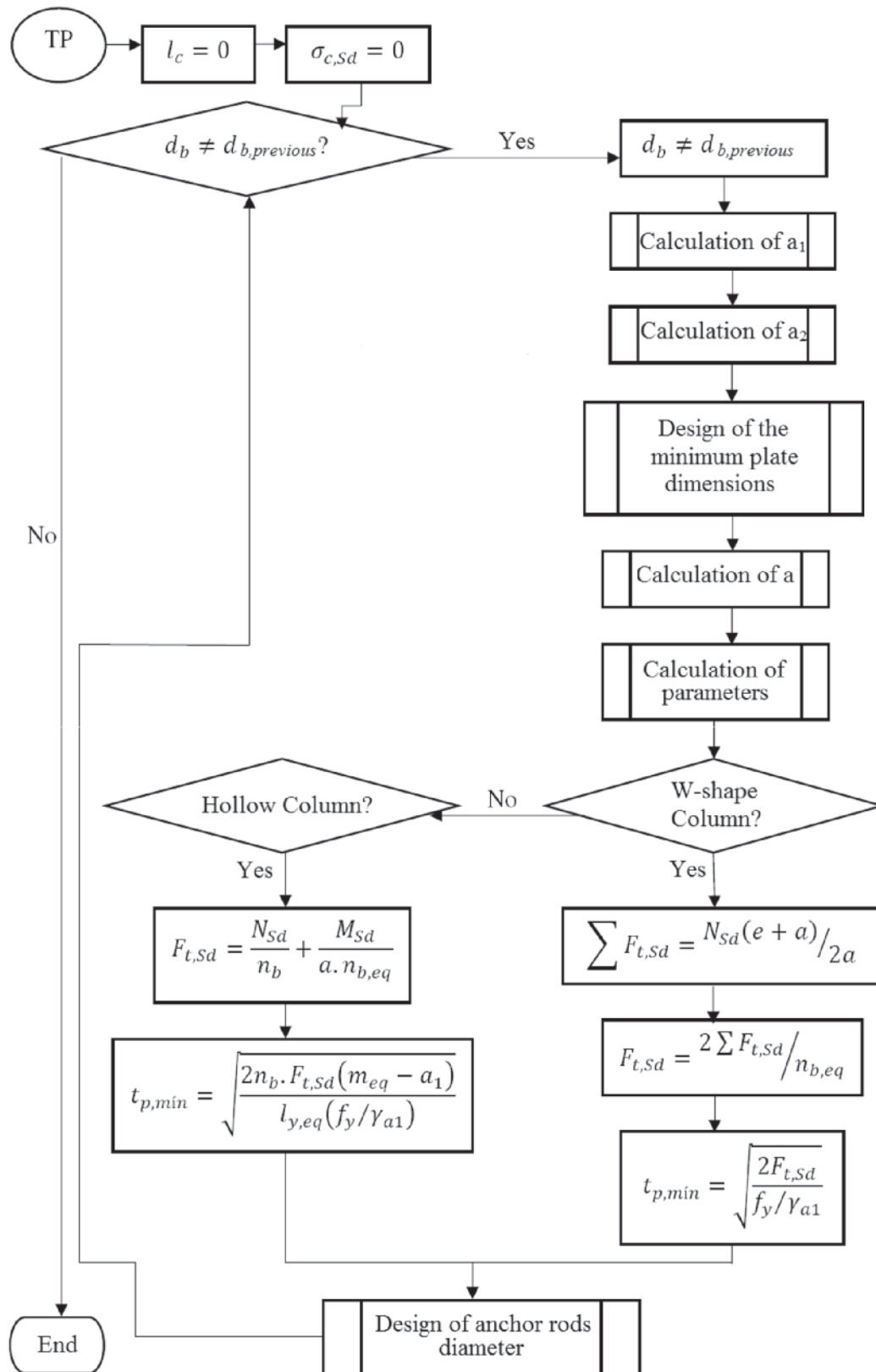


Figure 9
Flowchart of bases subject to tensile force with small moment

The software input data are:

- The geometry of the base plate (base type: in Figure 10, (a) to (e) must be selected);
- Dimensions of the W-shape or hollow column (the user can choose between the preexisting columns or input the dimensions, Figure 11);
- Internal forces, Figure 12;
- Type of shear element: shear lug or anchor rods, Figure 12;
- The position of the contact plane between the plate and the concrete surface: under (embedded plates), coincident (plates

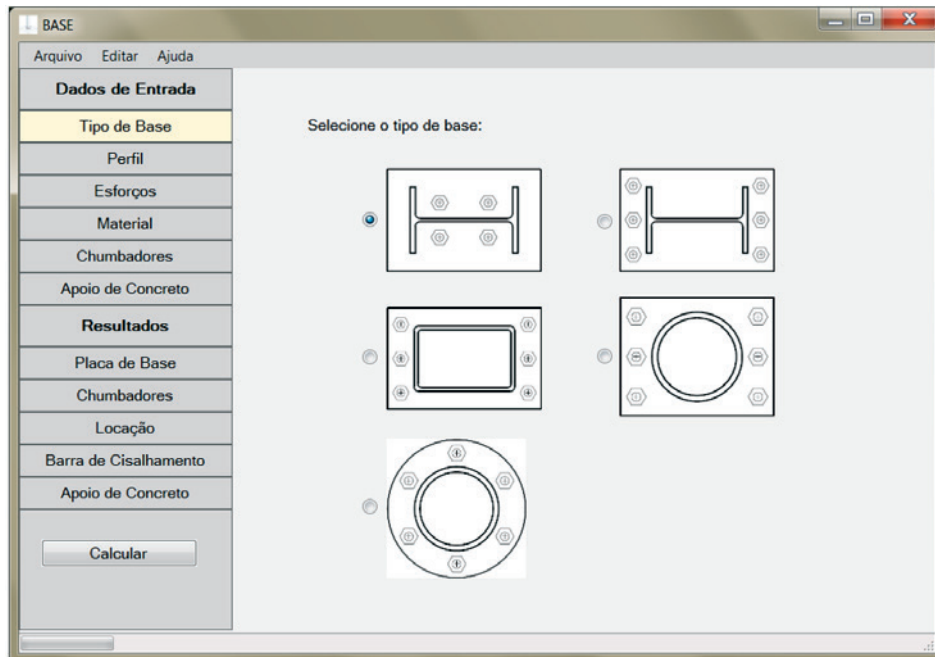


Figure 10
Input data window of base type definition

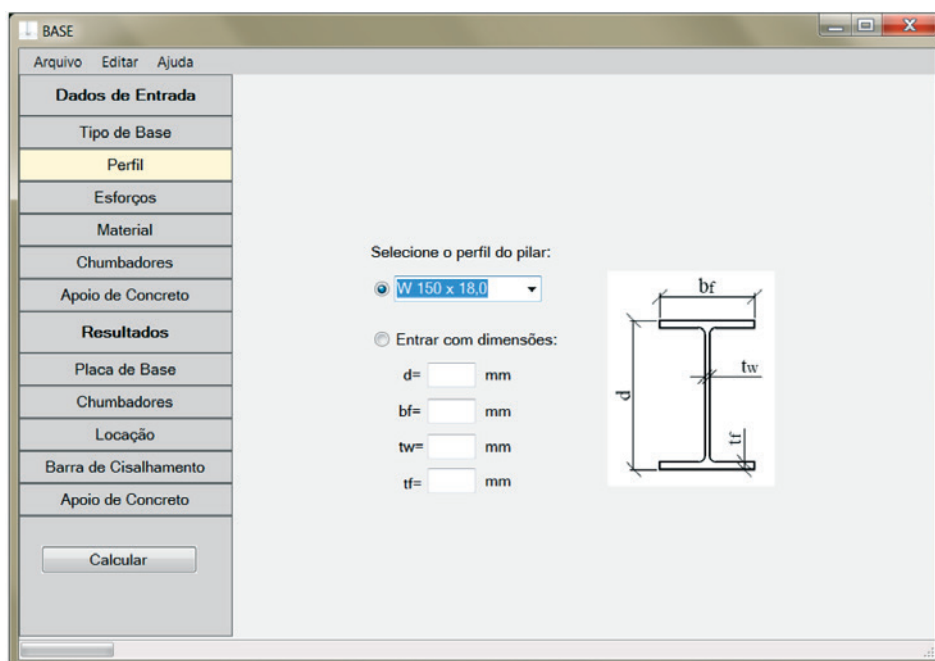


Figure 11
Input data window of column definition

placed directly at footing) or above the concrete surface (plates placed upon grout), Figure 12;

- The steel yield limit of the base plate and shear lug, the steel tensile strength of the anchor rods and the concrete compressive strength (the user can choose between preexisting

materials or input new properties);

- The number of anchor rods at the plate and the type of anchor rod (with 90° elbow or with anchor plate at the end);
- The consideration of the confinement effect on concrete: ignore the effect, dimension the concrete area considering the

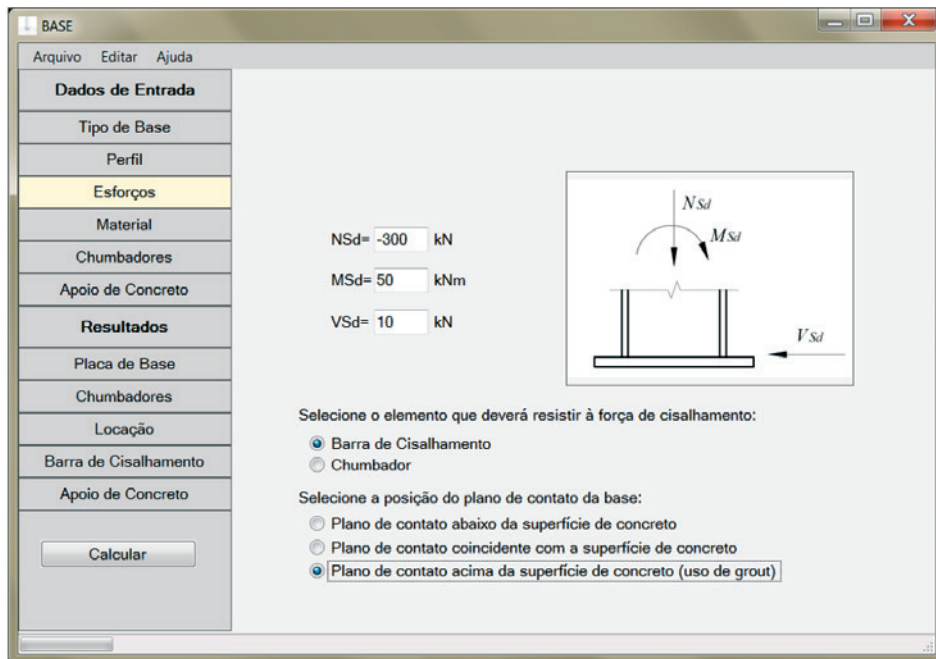


Figure 12
Input data window of forces

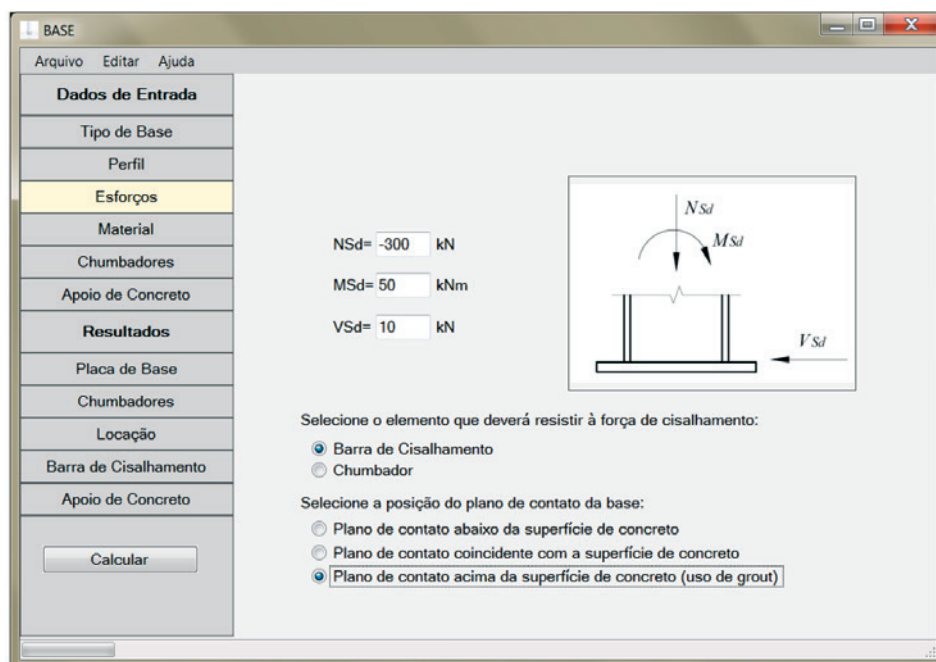


Figure 13
Input data window of concrete footing surface

maximum confinement effect or enter the preexisting dimensions of the concrete area, Figure 13.

The software output data are:

- Plate dimensions (thickness, width and length) and its weight in kilograms;
- Anchor rods length and minimum commercial diameter;
- Shear lug dimensions;
- The distances from the center of the anchor rod to the edge of the plate and to the center of the nearest anchor rod, Figure 14;
- The minimum horizontal dimensions of the concrete footing (when the user chooses to dimension the concrete area).

The software output dimensions are the minimum values determined for the elements to have a safe design. Therefore, the designer can adopt larger dimensions.

With the development of this software, the authors intend to provide the academic community a tool of easy use and in accordance with Brazilian design standards prescriptions which also enables comparison between the uniform and triangular bearing pressure hypotheses.

3.3 Software limitations

The Brazilian standard NBR 16239:2013 [3] restricts the number of anchor rods at hollow columns bases with rectangular plates in four to eight and, for circular plates, between eight and twelve anchor rods. Besides that, the largest dimension of the column transversal section is also limited in 510 mm. Because the software uses the design procedure of NBR 16239:2013 [3], it does not design hollow column bases that are out of these specifications.

Others limitations of the software are:

- Does not design base plates with stiffeners welded to the plate and the column;

- Does not design base plates with moment in the direction of the smaller inertia axis of the column;
- Considers the columns centered in the base plates and the base plates centered in the concrete footing;
- Does not consider the confinement effect for concrete strength determination in plates compressed with moment and for shear lugs design;
- Does not consider bending in anchor rods when there are washers welded to the base plate;
- In case of tensile force at the anchor rods in the bases type (b), (c) and (d) of Figure 2, it is not verified if the lines of distribution of tension in 45° starting in the center of the anchor rod intercept the edge of the base plate;
- The software does not accept null axial force;
- The software dimensions just two types of anchor rods: L-bolts and stud-welded plates (or headed bolts).

3.4 Software presentation

The access to the program windows is done through the input and output data bar located to the left of the screens. The user should enter the data in the input data tabs (tabs: "Tipo de Base", "Perfil", "Esforços", "Material", "Chumbadores" and "Apoio de Concreto") and, after calculating the base, the user can view the results on the output data tabs (tabs: "Placa de Base", "Chumbadores", "Locação", "Barra de Cisalhamento" e "Apoio de Concreto"). To calculate the base, the user must click the "Calculate" button at the bottom of the data bar and select which calculation method will be used (uniform contact pressure distribution or triangular pressure distribution). As illustration, Figures 10 to 14 show some of the program windows.

The program has a database with W-shape profiles produced by

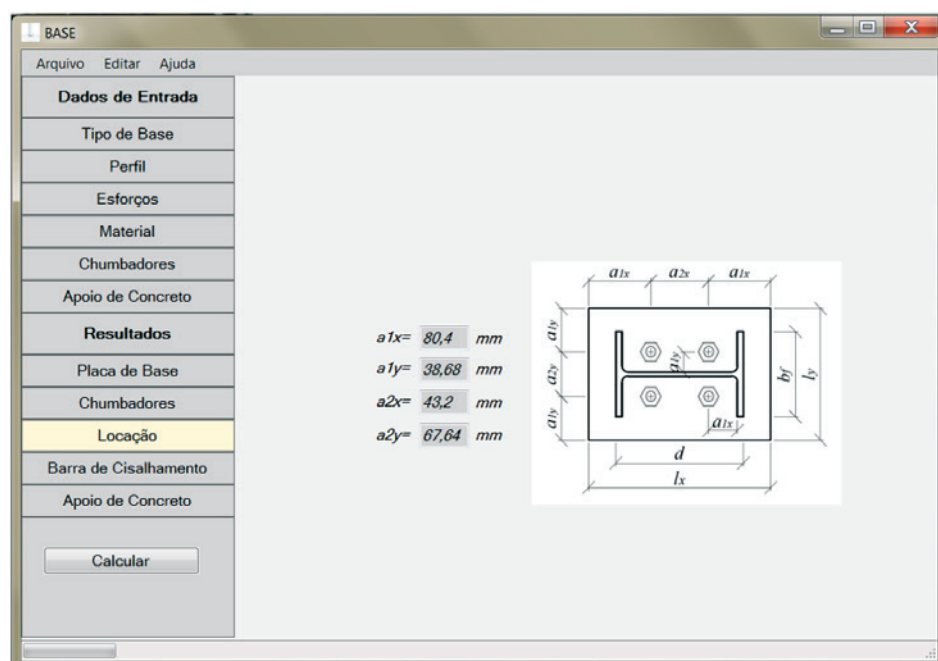


Figure 14
Output data window of anchor rods locations

Gerdau Açominas and with the hollow profiles produced by V & M do Brasil, only needed to select the profile designation. The diameter of the anchor bolt is calculated by the software and indicated in commercial dimensions, with a minimum limit of 16 mm.

In the “Apoio de Concreto” window (Figure 13), the user decides whether or not to consider the confinement effect on concrete. If the user wants to consider, the user should indicate whether there are already defined dimensions for the concrete area that will receive the base plate or if the user wants the software to calculate it. If the user wants the program to dimension the concrete area, an area is going to be determined in which the confinement effect provides a maximum concrete strength.

3.5 Software validation

In order to validate all the design procedures relative to all different force requirement cases addressed in item 2, it was decided to solve examples manually and to compare them with the results of the software *BASE*. This choice is justified due to a lack of examples of column base design in the national literature. In addition, the use of examples from the international literature would not be ideal since there would be divergences in results due to differences in safety coefficients, design distances and profiles used in columns.

In order to elaborate the manually solved examples, the loadings

were chosen so that an example for each case type was solved, that is, examples of compression with small and large moment and tensile with small and large moment were solved considering both uniform and triangular contact pressure distribution hypotheses, according to Table 1. All tests were solved for W-shape column bases, with the parameters related to the fixed materials: ASTM A36 steel for base plates, anchor rods and shear lugs (when used) and C20 concrete. The examples considered four anchor rods per base plate for all validation tests.

Table 1 shows the solved tests with their respective input data. The first column refers to the base types according to Figure 2. The “Effect of Containment” column informs the consideration of the effect of confinement: “não se aplica” (when it is not a case of pure compression), “sim” (when the effect is considered and the dimensions of the concrete element are provided by the user), “Ignorado” (when no effect is desired) and “Dimensionar A2” (when user wishes to consider the effect of confinement and do not has pre-defined concrete element dimensions).

After the resolution of the tests in the software *BASE*, it was observed that there were practically no deviations between the manual and program results (the results of the tests can be observed in Table 1). However, small deviations, of the order of 0.01%, can be expected due to rounding of the manual calculations. Therefore, the program was considered validated for I Profile Baseplates.

Table 1

Input and output data of the tests used for the software validation

Tests	Type of base	Column	Request			Confinement effect	Base plates			Anchor rods	Classification
			N_{Sd}	M_{Sd}	V_{Sd}		I_x	I_y	t_p		
										d_b	
Test 1	(a)	W250 x 73.0	-300	0	0	Do not apply	253	254	25.7	22.0	Tension
Test 2 ⁽¹⁾	(b)	W150 x 18.0	-300	10	0	Do not apply	333	210	29.0	24.0	Tension + small moment
Test 3 ⁽¹⁾	(b)	W150 x 18.0	-300	100	0	Do not apply	527	437	35.9	36.0	Tension + large moment
Test 4	(a)	W200 x 15.0	300	0	0	Ignored	227	130	10.6	16.0	Compression
Test 5	(a)	W200 x 15.0	300	0	0	Dimension A ₂	200	128	11.4	16.0	Compression
Test 6 ⁽²⁾	(a)	W200 x 15.0	300	0	0	Yes	200	128	11.4	16.0	Compression
Test 7 ⁽¹⁾	(b)	W150 x 18.0	300	5	0	Do not apply	277	142	18.2	16.0	Compression + small moment
Test 8 ⁽¹⁾	(b)	W150 x 18.0	300	7	0	Do not apply	277	142	18.7	16.0	Compression + small moment
Test 9 ⁽¹⁾	(b)	W150 x 18.0	300	50	0	Do not apply	366	242	33.1	16.0	Compression + large moment
Test 10 ⁽³⁾	(a)	W200 x 15.0	300	0	100	Ignored	227	130	10.6	16.0	Compression + shear
Test 11 ⁽⁴⁾	(a)	W200 x 15.0	-150	0	50	Do not apply	200	142	18.2	19.0	Compression + shear
Test 12 ⁽⁵⁾	(b)	W150 x 18.0	300	10	0	Do not apply	300	165	22.3	16.0	Compression + small moment
Test 13 ⁽⁵⁾	(b)	W150 x 18.0	300	50	0	Do not apply	396	261	34.8	19.0	Compression + large moment
Test 14 ⁽⁵⁾	(b)	W150 x 18.0	-300	10	0	Do not apply	333	210	29.0	24.0	Tension + small moment
Test 15 ⁽⁵⁾	(b)	W150 x 18.0	-300	100	0	Do not apply	483	385	39.3	38.0	Tension + large moment

⁽¹⁾ Example considers the uniform bearing pressure hypothesis;
⁽²⁾ Example considers as input data the following dimensions for the concrete footing: $L_{x,bl} = 300$ e $L_{y,bl} = 250$;
⁽³⁾ Example considers the use of shear lugs to resist horizontal forces;
⁽⁴⁾ Example considers the use of anchor rods to resist horizontal forces;
⁽⁵⁾ Example considers the triangular contact pressure hypothesis.

4. Results and discussions

Two hundred W-shape column bases were designed in the developed software, the first one hundred bases subject to tensile force with moment and the last one hundred to compression force with moment. The goal was to compare the results of the designed base plates subject to moment considering both hypotheses of contact pressure distribution, uniform and triangular.

All calculated bases had the following common features: base

type (b) of Figure 2, ASTM A36 steel for base plates and anchor bolts, C20 concrete and four anchor rods per plate. Given the large amount of information about the two hundred column bases calculated, it is not possible to present all input and output data. Therefore, in Table 2 were selected some of the bases designed with tensile force with moment and presented their respective results. Analogously, Table 3 shows the input data and results of some of the bases designed with compression and moment. In addition, both tables show the respective percentage differences between

Table 2

Bases designed considering tensile force with moment (sample results)

N°	Column	Input data		Hypothesis	Results				
		Request			Base plate			Anchor rods	
		N_{sd}	M_{sd}		l_x	l_y	t_p	d_b	L_c
1	W150x13,0	-25	30	Uniform	311	192	24.24	20.0	240
				Triangular	328	210	23.57	20.0	240
				Difference (%)	-5.47%	-9.38%	2.76%	0.00%	0.00%
19	W200x26,6	-150	40	Uniform	420	242	26.78	24.0	288
				Triangular	420	242	26.82	24.0	288
				Difference (%)	0.00%	0.00%	-0.15%	0.00%	0.00%
41	W250x25,3	-250	60	Uniform	484	264	33.84	30.0	360
				Triangular	484	264	33.85	30.0	360
				Difference (%)	0.00%	0.00%	-0.03%	0.00%	0.00%
48	W250x25,3	-300	80	Uniform	531	317	35.65	32.0	384
				Triangular	531	317	35.66	32.0	384
				Difference (%)	0.00%	0.00%	-0.03%	0.00%	0.00%
52	W310x21,0	-200	50	Uniform	516	242	29.94	27.0	324
				Triangular	516	242	29.94	27.0	324
				Difference (%)	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
60	W360x57,8	-200	100	Uniform	602	282	34.50	30.0	360
				Triangular	602	282	34.57	30.0	360
				Difference (%)	0.00%	0.00%	-0.20%	0.00%	0.00%
72	W410x38,8	-400	30	Uniform	626	264	33.73	30.0	360
				Triangular	626	264	33.73	30.0	360
				Difference (%)	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
86	W530x72,8	-200	200	Uniform	798	317	40.04	36.0	432
				Triangular	809	333	39.10	36.0	432
				Difference (%)	-1.38%	-5.05%	2.35%	0.00%	0.00%
97	W610x113,0	-400	150	Uniform	882	317	41.41	36.0	432
				Triangular	882	317	41.41	36.0	432
				Difference (%)	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
100	W610x113,0	-1000	150	Uniform	982	437	55.05	50.0	600
				Triangular	982	437	55.05	50.0	600
				Difference (%)	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

the design considering uniform and triangular bearing pressure distribution hypotheses. Bases subject to shear stress were not designed since the procedure is the same independent of the considered contact stress hypothesis.

Some bases subject to tension with moment did not provide plate thickness t_p values. It was observed that this situation always occurred for the triangular hypothesis of stress distribution. When analyzing the design of these bases in particular, it was noticed that all these cases were bases with large moment and that the

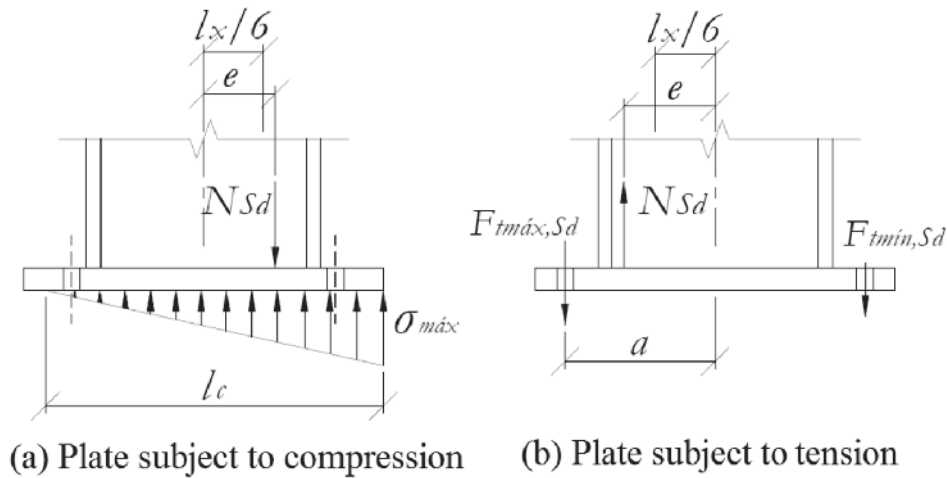
reason why the program did not return values was because the variable l_c that represents the bearing length between the plate and the concrete acquired a negative value, which is inconsistent for a distance. This was due to the factor $(e-a)$ used in the calculation of l_c returning a negative value. These results indicate a failure in the design procedure of bases subject to tensile with large moment and triangular contact pressure distribution, showing that the formulation in this case is only valid when $e > a$.

Analyzing the results of the bases subject to compression with mo-

Table 3

Bases designed considering compression force with moment (sample results)

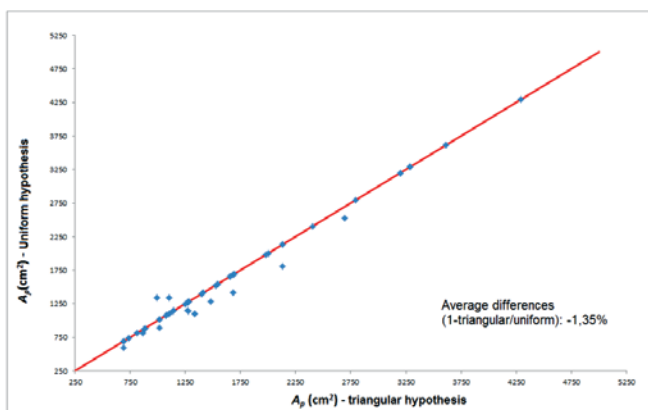
N°	Column	Input data		Hypothesis	Results				
		Request			Base plate			Anchor rods	
		N_{sd}	M_{sd}		l_x	l_y	t_p	d_b	L_c
101	W150x13,0	25	30	Uniform	311	192	25.29	19.0	228
				Triangular	328	210	24.59	19.0	228
				Difference (%)	-5.47%	-9.38%	2.77%	0.00%	0.00%
119	W200x26,6	150	40	Uniform	357	175	24.03	19.0	228
				Triangular	357	182	22.75	20.0	240
				Difference (%)	0.00%	-4.00%	5.33%	-5.26%	-5.26%
141	W250x25,3	250	60	Uniform	484	264	35.71	16.0	192
				Triangular	442	203	28.30	20.0	240
				Difference (%)	8.68%	23.11%	20.75%	-25.00%	-25.00%
148	W250x25,3	300	80	Uniform	531	317	41.51	16.0	192
				Triangular	477	238	33.09	22.0	264
				Difference (%)	10.17%	24.92%	20.28%	-37.50%	-37.50%
152	W310x21,0	200	50	Uniform	441	164	22.95	16.0	192
				Triangular	442	164	22.27	19.0	228
				Difference (%)	-0.23%	0.00%	2.96%	-18.75%	-18.75%
160	W360x57,8	200	100	Uniform	546	219	30.85	22.0	264
				Triangular	585	264	33.56	20.0	240
				Difference (%)	-7.14%	-20.55%	-8.78%	9.09%	9.09%
172	W410x38,8	400	30	Uniform	523	165	17.21	16.0	192
				Triangular	523	165	19.40	16.0	192
				Difference (%)	0.00%	0.00%	-12.73%	0.00%	0.00%
186	W530x72,8	200	200	Uniform	751	264	37.94	27.0	324
				Triangular	798	317	40.40	27.0	324
				Difference (%)	-6.26%	-20.08%	-6.48%	0.00%	0.00%
197	W610x113,0	400	150	Uniform	732	253	27.89	16.0	192
				Triangular	746	253	26.72	16.0	192
				Difference (%)	-1.91%	0.00%	4.20%	0.00%	0.00%
200	W610x113,0	1000	150	Uniform	732	253	26.41	16.0	192
				Triangular	759	280	27.28	16.0	192
				Difference (%)	-3.69%	-10.67%	-3.29%	0.00%	0.00%

**Figure 15**

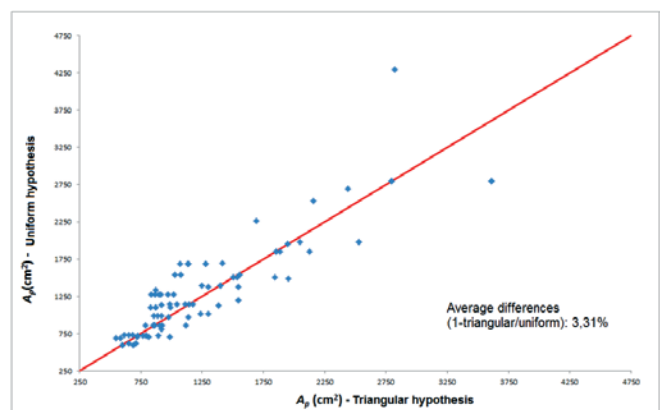
Bases into eccentricity interval is not covered by triangular contact pressure hypothesis

ment, inconsistencies are also observed in the triangular hypothesis of contact pressure distribution. Although the inconsistencies were not as clearly indicated in the results as in the case of bases subject to tension with moment, it was observed that in some cases, the strength in the anchors acquired a negative value, that is, the anchors were not drawn. This result is inconsistent because the base is considered subject to compression with large moment and the fact that there is no tensile force in the anchor rods makes the base a case of compression with a small moment. The inconsistency was not detected in the thickness results of the base plate, since its value is given by the greater of the values determined by equations (24) and (35), which verify, respectively, the plate bending caused by the tensile force at the anchor rods and the bending at the plate caused by the contact pressure. The negative value of the force on the anchor rods would also influence the design of the anchor rods diameter, but also no inconsistencies were detected, since the program establishes a minimum diameter of 16mm. According to the above-mentioned inconsistencies, a failure can

be observed in the design procedure that considers the hypothesis of triangular contact pressure distribution for both cases of plates subject to tensile with large moment and by compression with large moment. The design procedure that considers triangular contact stress distribution classifies the bases in compressed with large moment or tensioned with large moment if $e > l_x/6$ for rectangular plates or if $e > ld/8$ for circular plates. First analyzing the case of compression, classifying a base as compressed with large moment means to consider traction on part of the anchors. Note that the method does not admit that the equivalent eccentricity force may be outside the inertia centroidal kernel without requiring the anchor bolts, as illustrated in Figure 15 (a), creating an interval for which neither the compression with small moment procedure nor the compression with large moment procedure apply. When classifying a base as compressed with large moment, bearing stresses are considered in part of the plate. Note that the triangular distribution method does not admit that the force with equivalent eccentricity may be outside the region of the inertia centroidal kernel without



(a) Perfect adjust line – area of the plates subject to tensile force with moment



(b) Perfect adjust line – area of the plates subject to compression force with moment

Figure 16

Perfect adjust line graphic for the base plate's area

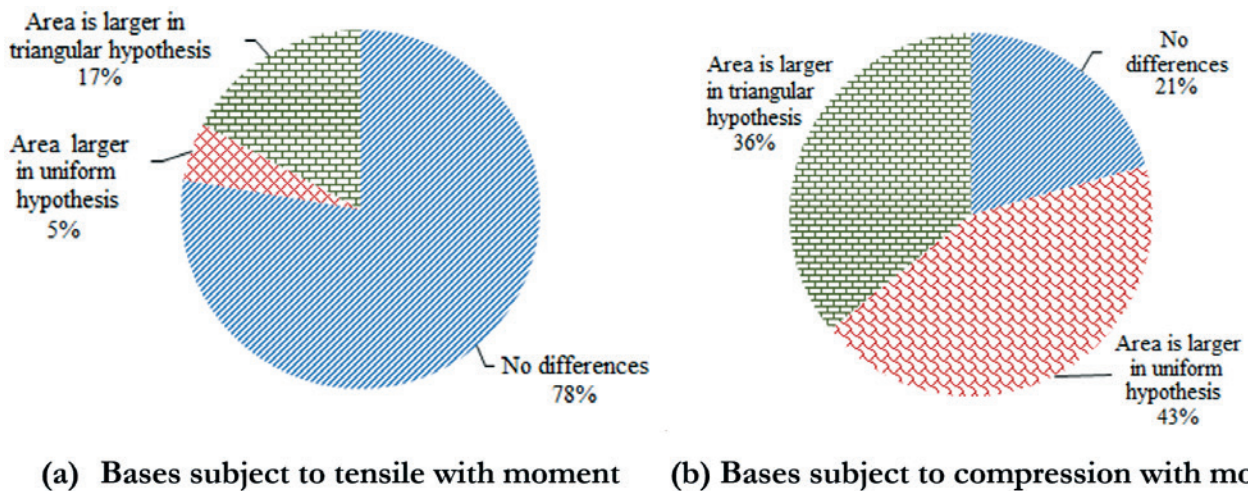


Figure 17
Hypothesis comparison for the design of base plates area

bearing pressure at the plate, as shown in Figure 15 (b). DeWolf and Bicker[7] present a design procedure for compressed bases with moment considering the triangular contact stress distribution. Unlike the procedure of Fisher and Kloiber [2] considered in this text, DeWolf and Bicker [7] consider three magnitudes of moment: small, moderate and large. Such a consideration seems to be more appropriate, since there are actually three different base plate configurations: plate whose triangular bearing pressures exist throughout the base, plate whose contact pressure do not extend all the way, but the anchor rods are not subject to it and plates whose contact pressure exist in only a part and occur tension in the anchor rods. DeWolf and Bicker [7] consider, for rectangular base plates, that if $e \leq l_x / 6$, the plate is subject to small moment, if $l_x / 6 < e \leq l_x / 2$, to moderate moment and if $e > l_x / 2$, to large moment. However, assuming there is tensile force in the anchors as soon as $e > l_x / 2$, it is also an approximation. At first, it seems more appropriate to consider the three cases of magnitude of moment, but to impose as limit between plates of moderate and large

moment, an eccentricity that is related to the resistant contact stress of calculation of the concrete, as is done in the method that considers the uniform bearing pressure distribution. In this way, the plate would be subject to a large moment only when the contact pressure on the concrete calculation reached the value of the calculation strength, requiring the anchors to maintain the balance of the base plate. In order to compare the design hypotheses, perfect fit line plots were drawn, Figures 16 to 18, contemplating the analysis of the dimensions of the base plates by means of their results for area and thickness, and of the anchors by means of their diameter. The percentage difference averages indicated in the plots is given in relation to the dimensions obtained by the uniform hypothesis. That it, if the average is positive, it means that the uniform hypothesis presented a value greater than that of the linear hypothesis, and vice versa. The bases that had their results considered inconsistent were disregarded. Thus, of the 100 bases subject to tensile force with moment that were processed by the software, 76 were analyzed and of the 100 subject to compression with moment, 92 were analyzed.

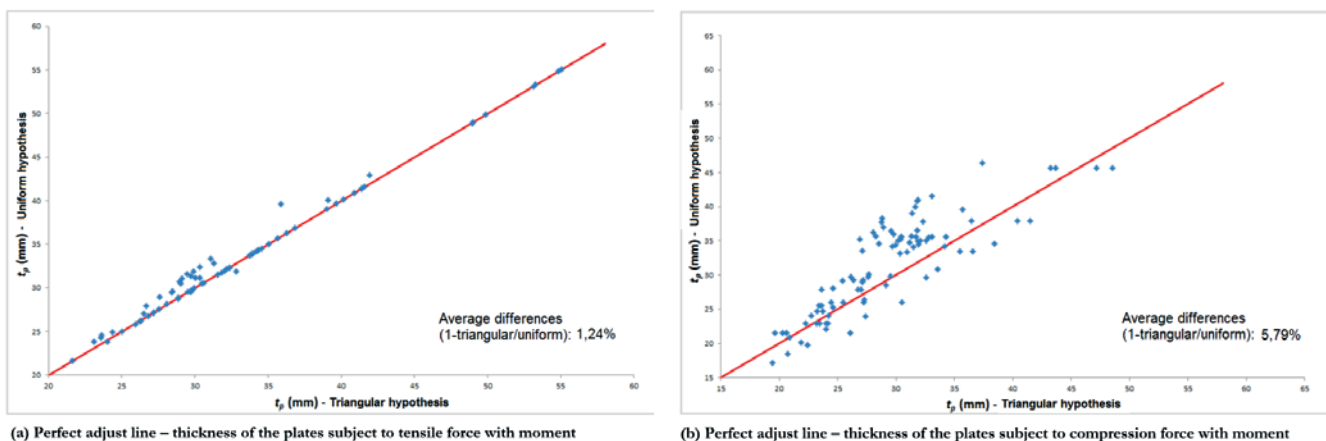


Figure 18
Perfect adjust line graphic for the base plate's thickness

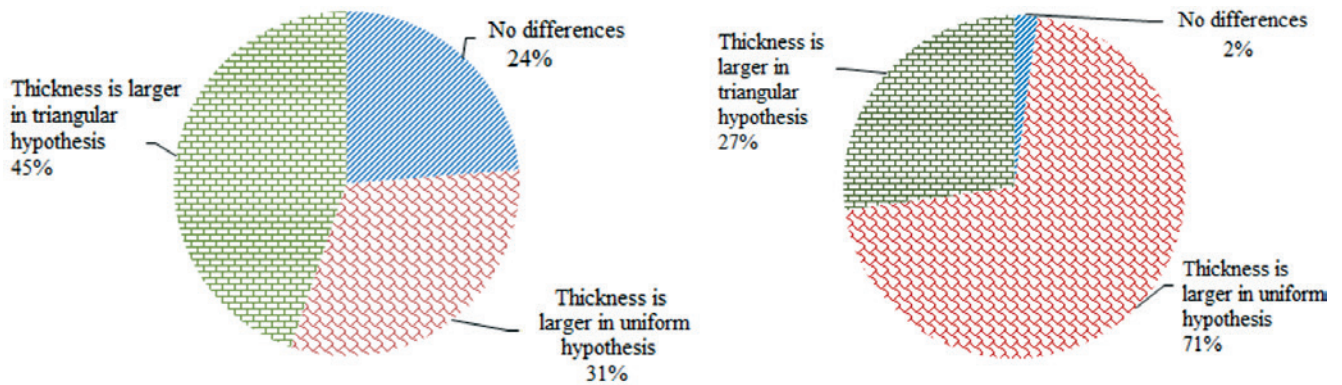


Figure 19
Hypothesis comparison for the design of base plates thickness

Analyzing the plots of Figure 16 about the area of the base plates, it can be seen that the bases subject to tensile force and moment present a smaller dispersion in the area value. That is, the hypotheses, uniform and linear, give results closer to those observed in the moment compressed bases. This is because, in bases with tensile force, there is only a difference between the methodologies when there are bearing pressures between the plate and the concrete (bases with tension and large moment). In the compressed bases, there are contact stresses in both cases, compressed bases with small moment and with large moment. In the case of the bases with tension and moment, the triangular hypothesis guaranteed a larger area with an average percentage difference of -1.35%. In the case of compressed bases with moment, the uniform hypothesis guaranteed larger area with an average percentage equal to 3.31%.

Analyzing the case of bases with tension force and moment, in Figure 17, it is noted that in 78% of the bases, there was no difference between the methods in the value of the calculated areas, and that is why a large part of the points in Figure 16 (a) are above the perfect fit line and also possibly there are overlapping points with the same area value. In the case of compressed bases with moment, only 21% of the bases (Figure 17) presented the same

area value in both methods, so fewer points are on the perfect fit line, Figure 16 (b). The triangular hypothesis guaranteed a larger area (17% of the bases) for the traction bases if, in the case of compressed bases, the uniform hypothesis guaranteed a larger area (43% of bases).

Figure 18 analyzes the thickness of the base plate plots, in both cases, tensioned and compressed with moment. The hypothesis of uniform distribution provided greater value for the thickness of the base plates, with the average of the larger percentage differences in the bases compressed, equal to 5.79% against 1.24% in the bases with tension. Therefore, there was also greater dispersion among the methodologies in the compacted bases with moment. When analyzing Figure 19, it can be seen that in only 24% of the bases with tensile force and in 2% of the compressed bases, the two methodologies provided identical results. The triangular hypothesis guaranteed a greater thickness in 45% of the bases with tensile and, in the case of compressed bases, the uniform hypothesis guaranteed a greater thickness in 71% of the bases.

Analyzing the plots of Figure 20, about the diameter of the anchors, it can be noted that there are few points in these plots because the calculated diameters are presented in commercial

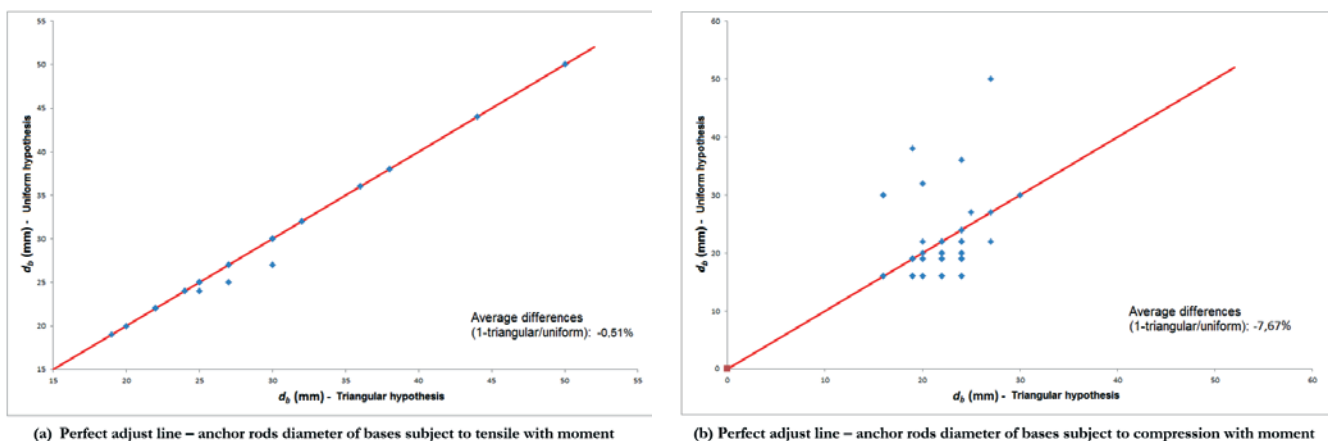


Figure 20
Perfect adjust line graphic for the anchor rods diameter

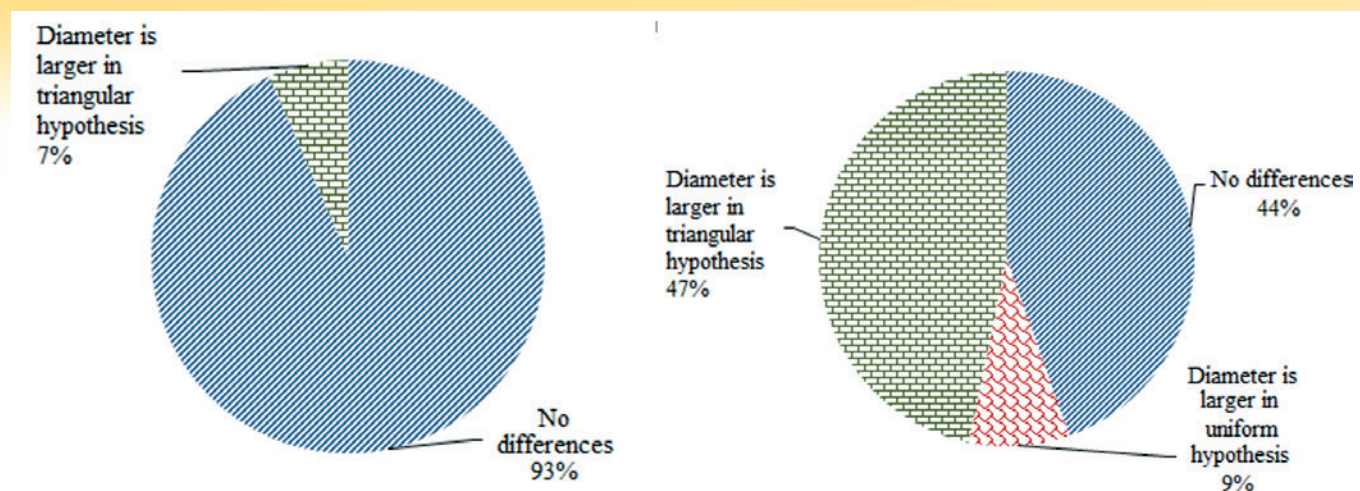


Figure 21
Hypothesis comparison for the design of anchor rods

dimensions, which means that there are overlapping points, one above the other. For the bases with tensile force and moment, there was practically no difference between the methods, the average percentage differences was only -0.51%. The graph of Figure 21 shows that in 93% of the bases with tensile force and moment there was no difference between the methodologies, however, in the 7% in which there was, a larger diameter was noticed for the linear method. For the moment compressed bases, the triangular hypothesis guaranteed a greater diameter of the anchor rods: the average of the percentage differences was -7.67% and in 47% of the compressed bases the triangular hypothesis provided a higher result. In 45% of the compressed bases, there was no difference between the methodologies.

Fisher and Kloiber [2] said that the use of the triangular bearing pressure distribution method provides thicker base plates and smaller anchors than the uniform method. However, the results obtained when scaling bases in the program showed the exact opposite: for the linear stress distribution method, the plates presented smaller dimensions and the anchor rods, bigger in relation to the uniform bearing distribution method.

5. Conclusions

In this study, a software called *BASE* for the design of steel column bases was developed which uses two different design methodologies about the consideration of the contact pressure distribution, uniform and triangular. This software has been duly validated by a considerable number of manually solved examples for the various loading cases addressed. The software presented itself as a very useful and versatile tool in the automation of the design of column bases.

The inconsistencies observed in some of the results mentioned in the discussion pointed out an interval between small and large eccentricity, for which the design procedure that considers the triangular stress distribution is not appropriate.

Comparing the two hypotheses of stress distribution, the results showed less dispersion in the cases of bases with tension and moment, and the percentage difference average of -1.35% and 1.24% for the area and thickness of the plate, respectively, and -0.51% for the diameter of the anchor rods. This lower dispersion occurred because the procedures for calculating these bases differ only in the case of large eccentricity, whereas in the bases compressed with moment, the procedures differ for both cases, that is, small and large eccentricity. The moment compressed bases presented

the highest average of the percentage differences between the hypotheses, being 3.31% for the area and 5.79% for the thickness of the base plates, and -7.67% for the diameter of the anchor rods. The existence of an interval for which the triangular bearing pressure distribution is not appropriate together with the low percentage difference average in the interval where the two hypotheses were compared makes the hypothesis of uniform contact stress distribution the best approximation to be used in the design of steel column bases.

6. Acknowledgements

The authors would like to thank CNPq, FAPES, and PPGE/UFES for the support for the realization of this research.

7. Referências bibliográficas

- [1] 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.
- [2] FISHER, J.M; KLOIBER, L.A. Steel design guide 1: Base plate and anchor rod design. 2. ed. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2006.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16239: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro, 2013.
- [4] BELLEI, I. H. Interfaces aço-concreto. Rio de Janeiro: 2006.
- [5] BAIÃO FILHO & SILVA, 2006. Ligações para Estruturas de Aço. Guia Prático para Estruturas com Perfis Laminados. 3ª Ed. São Paulo: GERDAU Açominas.
- [6] VISUAL BASIC 2010 EXPRESS, Microsoft Visual Studio 2010.
- [7] DEWOLF, J.T; BICKER, D.T. Steel design guide series 1: Column base plates. Chicago: American Institute of Steel Construction, 1990.

Study of design methodologies of steel column bases

Estudo de metodologias para o dimensionamento de bases de pilares de aço



I. PIANA^a
piana.iza@gmail.com

A. F. G. CALENZANI^a
afcalenzani@gmail.com

Abstract

The behavior of a steel structure is directly related to the type of base used in the columns, which is essential to the stability and security of the structural system. The Brazilian standard ABNT NBR 8800:2008 does not directly covers this subject. Another Brazilian standard, ABNT NBR 16239:2013, presents a limited design procedure to hollow columns. In this paper, two design methodologies are presented considering the uniform and triangular pressure distribution between the base plate and the concrete surface. A computational program has been developed to design steel column bases considering both methodologies mentioned. The program has been validated with manually solved design examples and conclusions about the pressure distribution design procedures were made from the 200 bases designed by the program. It was noted that, for the triangular pressure distribution, there is an interval in which the procedure is not completely applicable. Apart from this interval, there was no significant difference in the results.

Keywords: steel column base plates, design methodologies, computational program.

Resumo

O comportamento de uma estrutura em aço está diretamente relacionado ao tipo de base utilizada nos pilares, sendo esta essencial à estabilidade e segurança do sistema estrutural. A ABNT NBR 8800:2008 não aborda diretamente esse assunto e a ABNT NBR 16239:2013 apresenta formulações somente para bases de pilares tubulares. Neste trabalho, são apresentadas duas metodologias para o dimensionamento de bases de pilares que consideram as hipóteses de distribuição de tensões de contato uniforme e linear entre a placa de base e o concreto. Um programa computacional foi desenvolvido para dimensionar bases de pilares de aço considerando essas duas hipóteses. O programa foi validado com exemplos resolvidos manualmente e 200 bases foram dimensionadas para análise das metodologias. Foi detectada a existência de um intervalo para o qual a metodologia que considera a distribuição linear de tensões não é apropriada. Fora deste intervalo, observou-se pouca divergência entre os resultados.

Palavras-chave: bases de pilares de aço, metodologias para o dimensionamento, programa computacional.

^a Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

1. Introdução

As bases de pilares são utilizadas na interface aço-concreto entre pilares de aço e suas fundações. Sua principal função é transmitir os esforços da estrutura à superfície do bloco de concreto e fixar a extremidade inferior do pilar à fundação. Além da placa de base, as bases de pilares são constituídas por chumbadores e dispositivos de resistência ao cisalhamento, como por exemplo, barras de cisalhamento, Figura 1.

As ligações metálicas em geral são extremamente importantes para a estrutura de aço. São as ligações que vão garantir a estabilidade do conjunto e devem representar o tipo de vínculo interno considerado no cálculo de forma mais próxima possível à real. A ABNT NBR 8800:2008 [1] não aborda diretamente a ligação de bases de pilares de aço e direciona o leitor para o guia de projeto de Fisher e Kloiber [2]. A ABNT NBR 16239:2013 [3] aborda o assunto, porém se limita a bases de pilares tubulares. Outros autores como Bellei [4] e Baião Filho e Silva [5] não abordam o caso de solicitação de tração com momento. Além dessas questões, a maioria dos trabalhos sobre esse tipo de ligação considera uma distribuição linear de tensões de contato entre o concreto e a placa de base. Porém, a ABNT NBR 16239:2013[3] considera o método de distribuição uniforme de tensões. Portanto, a literatura científica carece de artigos que abordem o dimensionamento de bases de pilares de aço nos padrões das normas mais recentes e de forma mais abrangente em relação às solicitações na placa. Este trabalho teve como objetivo automatizar o dimensionamento de bases de pilares de aço conforme prescrições das normas brasileiras, considerando as hipóteses de distribuição de tensões de contato linear e uniforme. Adicionalmente, comparou-se o dimensionamento de uma base de pilar que utiliza uma distribuição uniforme de tensões com o que utiliza uma distribuição linear.

Cinco tipos de bases de pilares de aço foram considerados, a saber: bases de pilares I ou H onde não se deseja transferência de momento fletor para a fundação (Figura 2a); bases de pilares I ou H onde se deseja transferência de momento fletor para a fundação (Figura 2b); base de pilares tubulares retangulares (Figura 2c); base de pilares

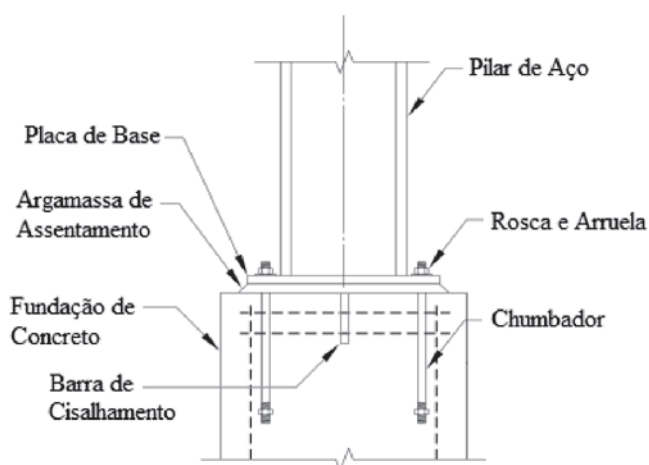


Figura 1

Componentes de uma base de pilar de aço

Adaptado: Fisher e Kloiber [2]

tubulares circulares com placa de base retangular (Figura 2d); base de pilares tubulares circulares com placa de base circular (Figura 2e). De maneira geral, as bases de pilares estão sujeitas a esforços de compressão ou tração, de momento fletor e de força cortante, que podem induzir os seguintes estados limites últimos: esmagamento do concreto na região de contato com a placa de base, formação de charneira plástica na placa de base, ruptura por tração nos chumbadores, deslizamento da base, arrancamento dos chumbadores, dentre outros que não serão abordados neste texto.

Para o dimensionamento de bases de pilares de perfil I e H, a formulação utilizada nesse trabalho tem como base o guia de projeto de Fisher e Kloiber [2], uma vez que a ABNT NBR 8800:2008 [1] não apresenta diretamente as formulações. Para o dimensionamento de bases de pilares tubulares, foi utilizada a formulação da ABNT NBR 16239:2013 [3].

2. Dimensionamento de bases de pilares de aço

2.1 Dimensionamento de placas de base submetidas a esforço axial

Para comportar os elementos de uma base, como os chumbadores e o próprio pilar, inicialmente são calculadas as dimensões mínimas em planta da placa de base levando em conta as dimensões do perfil do pilar e as distâncias mínimas de locação de chumbadores, como a distância de centro de furo à borda da placa e a de furo a furo.

2.1.1 Placas de base submetidas a esforço de compressão

No procedimento de cálculo de uma placa de base solicitada por esforço axial de compressão, a tensão resistente de cálculo do concreto à pressão de contato na área entre a placa de base e a superfície do elemento de fundação de concreto é dada pela equação (1).

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{ck} \quad (1)$$

A variável f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, γ_n é um coeficiente de comportamento com valor de 1,40, γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto, A_1 é a área da placa de base e A_2 é a área da superfície de concreto homotética a A_1 . A tensão resistente de cálculo do concreto à pressão de contato pode ter o acréscimo de $\sqrt{A_2/A_1}$ quando a superfície de concreto é maior que a da placa devido ao efeito do confinamento no concreto. Entretanto, esse acréscimo na resistência do concreto atinge um valor máximo quando $A_2 \geq 4A_1$.

Como as tensões de contato entre a placa e a superfície de concreto são uniformemente distribuídas, pode-se determinar a área mínima necessária de uma placa pela equação (2),

$$A_{1,min} = \frac{N_{sd} \gamma_c \gamma_n}{f_{ck}} \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq \frac{N_{sd} \gamma_c \gamma_n}{2f_{ck}} \quad (2)$$

A variável N_{sd} é a força de compressão solicitante de cálculo. A placa de base é tratada como um console para o dimensionamento

de sua espessura. A placa de base deve ter espessura suficiente para resistir à flexão nas suas seções críticas da Figura 2 (distâncias m e n) e, nas bases de perfis I ou H, adicionalmente na região entre as mesas do pilar (distância $\lambda n'$). O momento solicitante de cálculo para uma faixa de largura unitária da placa é dado por:

$$M_{p,Sd} = \sigma_{c,Sd} \frac{l_{máx}^2}{2} \quad (3)$$

A variável $l_{máx}$ é o maior valor entre as distâncias m , n e $\lambda n'$ (equação (4)). O multiplicador λ pode ser conservadoramente adotada como 1.

$$\lambda n' = \lambda \frac{\sqrt{db_f}}{4} \quad (4)$$

Utilizando como momento resistente da placa, o momento de plastificação de cálculo para uma faixa de largura unitária, obtém-se a equação que fornece a espessura mínima $t_{(p,min)}$ necessária para a placa (equação (5)).

$$t_{p,min} = l_{máx} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (5)$$

A variável f_y é a resistência ao escoamento do aço e γ_{a1} o coeficiente de ponderação da resistência do aço relativo ao estado limite último de escoamento.

2.1.2 Placas de base submetidas a esforço de tração

Em placas de base solicitadas por esforço de tração, os chumbadores recebem solicitação de tração com mesma intensidade e provocam momento fletor (equação (6)) em relação à alma do perfil.

$$M_{p,Sd} = F_{t,Sd} \left(\frac{g - t_w}{2} \right) \quad (6)$$

A variável g é a distância entre chumbadores na direção perpendicular à alma do perfil (Figura 3) e t_w a espessura da alma do perfil. A largura efetiva l_{ef} da placa de base para resistir ao momento solicitante pode, aproximadamente, ser calculada utilizando uma distribuição de 45° da linha de centro dos chumbadores, representadas pelas linhas tracejadas na Figura 3, até a face da alma do pilar (equação (7)). Obtém-se a espessura mínima necessária da placa pela equação (8) para perfis I e H e pela equação (9) para perfis tubulares.

$$l_{ef} = 2 \left(\frac{g - t_w}{2} \right) \quad (7)$$

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{2F_{t,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (8)$$

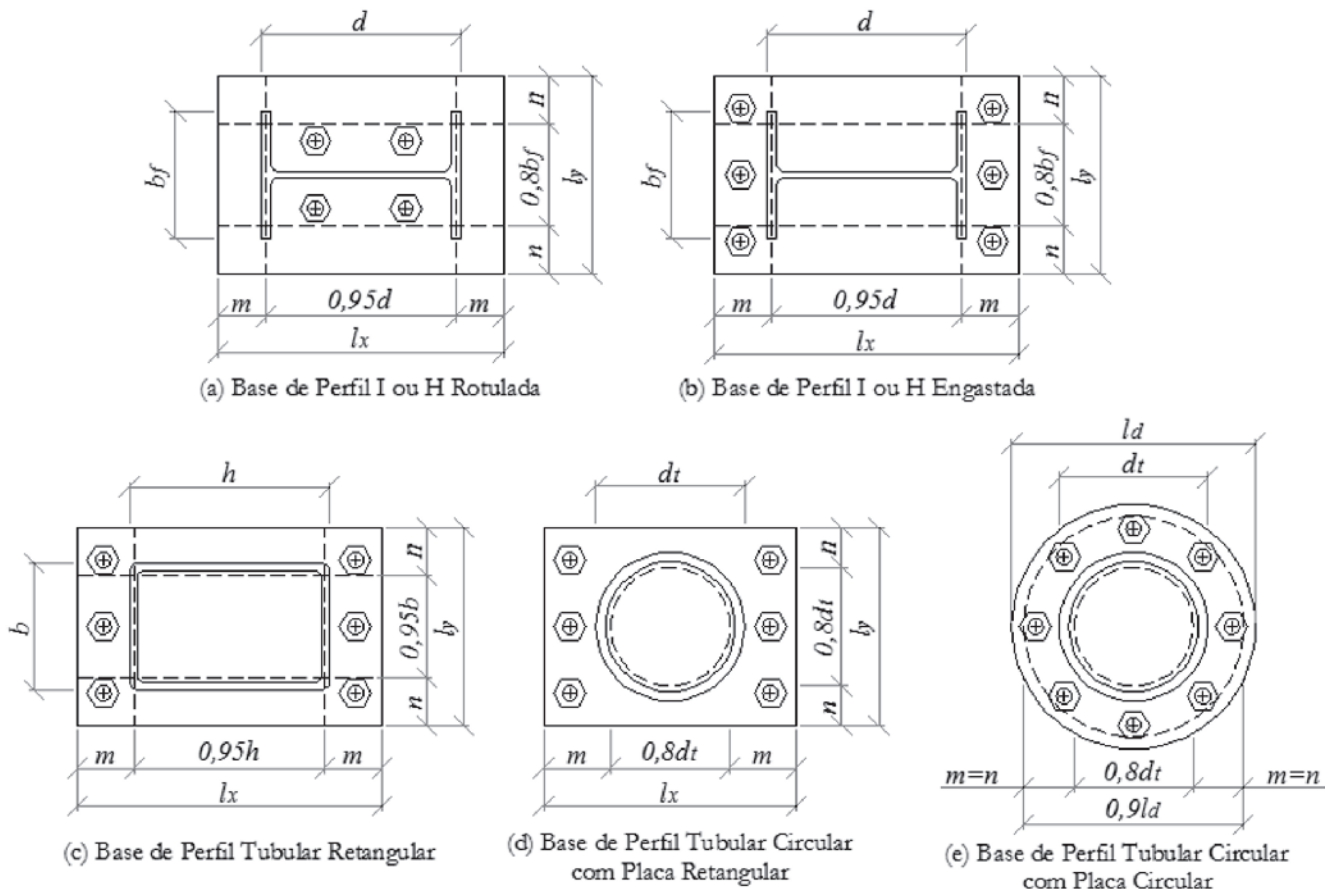


Figura 2

Tipos de bases de pilares de aço

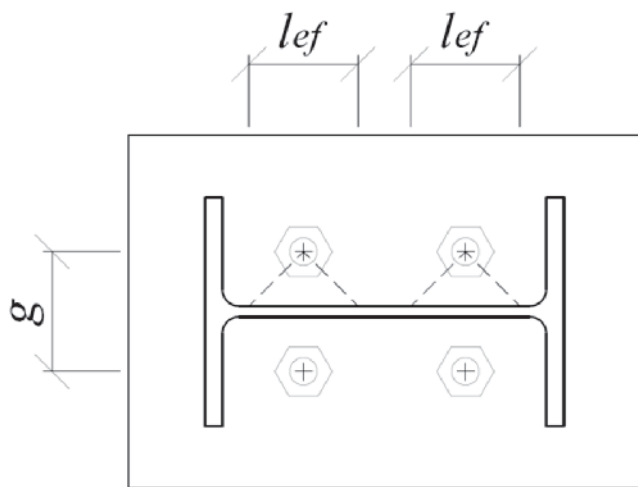


Figura 3
Largura efetiva de flexão para chumbadores entre as mesas do pilar
Adaptado: Fisher e Kloiber [2]

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{2n_b F_{t,Sd}(m_{eq} - a_1)}{l_{y,eq}(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (9)$$

A variável $l_{(y,eq)}$ é definida pela equações (10) e (11) para pilares tubulares com placas de base retangulares e circulares, respectivamente.

$$l_{y,eq} = n_b(d_b + m - a_1) \leq l_y \quad (10)$$

$$l_{y,eq} = n_b(d_b + m_{eq} - a_1) \leq 0.9l_d \quad (11)$$

A variável m_{eq} é definida pelas equações (12) e (13) para placas de base retangulares e circulares, respectivamente.

$$m_{eq} = m \quad (12)$$

$$m_{eq} = \frac{l_d - 0.8d_t}{2} \quad (13)$$

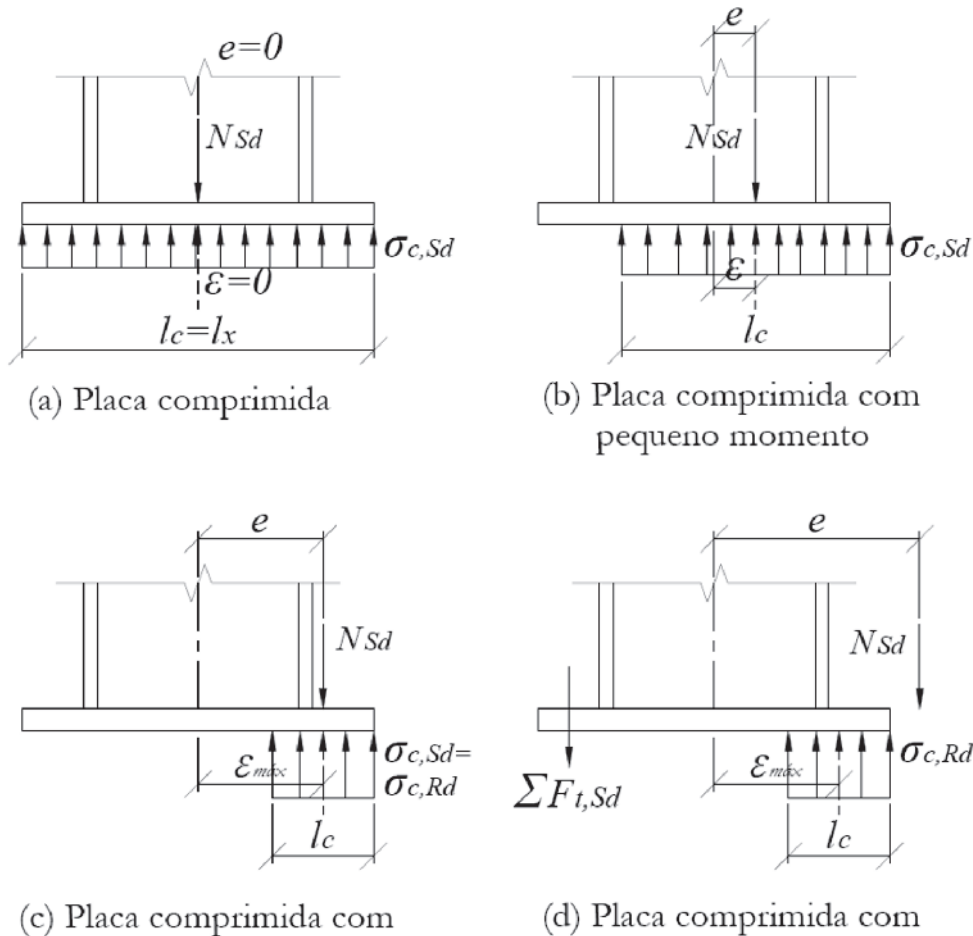


Figura 4
Comportamento de placas solicitadas por esforço axial de compressão e momento fletor pela hipótese de distribuição uniforme de tensões de contato

2.2 Dimensionamento de placas de base submetidas a esforço axial com momento

Segundo Fisher e Kloiber [2], as placas de base solicitadas simultaneamente por esforço axial e por momento fletor podem ser dimensionadas tanto assumindo que há uma distribuição uniforme de tensões, quanto que há uma distribuição linear de tensões de contato entre a placa de base e a superfície de concreto.

As placas de base são tratadas de forma diferente dependendo da magnitude do momento fletor. Por isso, classificam-se as placas em solicitadas por pequeno e grande momento de acordo com o valor da excentricidade e .

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \quad (14)$$

2.2.1 Hipótese de distribuição uniforme de tensões de contato

Considera-se que uma placa é solicitada por compressão com pequeno momento quando $e \leq \varepsilon_{m\acute{a}x}$, Figura 4 (b), e por grande momento quando $e > \varepsilon_{m\acute{a}x}$, Figura 4 (d), sendo $\varepsilon_{m\acute{a}x}$ calculado por:

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = \frac{l_x}{2} - \frac{N_{Sd}}{2\sigma_{c,Rd}l_y} \quad (15)$$

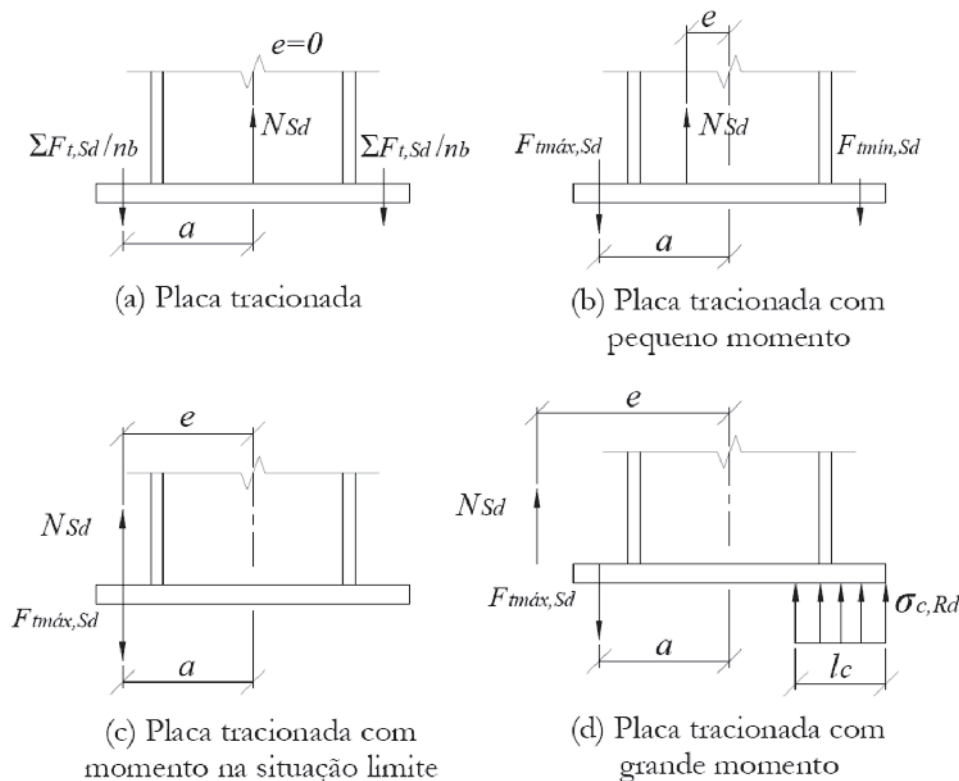


Figura 5

Comportamento de placas solicitadas por esforço axial de tração e momento fletor pela hipótese de distribuição uniforme de tensões de contato

2.2.1.1 Placas de base submetidas a esforço de compressão com pequeno momento

Nas placas de base solicitadas por pequeno momento, o comprimento do contato da placa de base com o concreto é dado pela equação (16). Se $l_c \geq l_{m\acute{a}x}$, a espessura da placa é calculada pela equação (17), caso contrário, pela equação (18). A tensão solicitante de cálculo na placa é dada pela equação (19).

$$l_c = l_x - 2e \quad (16)$$

$$t_{p,min} = l_{m\acute{a}x} \sqrt{\frac{2\sigma_{c,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (17)$$

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{4\sigma_{c,Sd}l_c(l_{m\acute{a}x} - l_c/2)}{(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (18)$$

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{N_{Sd}}{l_y l_c} \quad (19)$$

2.2.1.2 Placas de base submetidas a esforço de compressão com grande momento

Nas placas de base solicitadas por grande momento, o comprimento de contato é obtido a partir da condição de equilíbrio de

momentos em relação à linha de ação da força de tração desenvolvida nos chumbadores (equação (20)).

$$l_c = \left(a + \frac{l_x}{2}\right) \pm \sqrt{\left(a + \frac{l_x}{2}\right)^2 - \frac{2N_{c,Sd}(e + a)}{\sigma_{c,Rd}l_y}} \quad (20)$$

Sendo a a distância do centro dos chumbadores ao centro da placa. As dimensões em planta da placa de base devem ser aumentadas quando não for possível a solução real da equação (20) para perfis I ou H ou quando as equações (21) e (22) para perfis tubulares com placas de base retangular e circular, respectivamente, não forem atendidas.

$$\left(a + \frac{l_x}{2}\right)^2 \geq \frac{2.25N_{c,Sd}(e + a)}{\sigma_{c,Rd}l_y} \quad (21)$$

$$\left(a + \frac{l_x}{2}\right)^2 \geq \frac{3.125N_{c,Sd}(e + a)}{\sigma_{c,Rd}l_y} \quad (22)$$

O cálculo da espessura mínima é feita da mesma forma que para placas de base solicitadas por pequeno momento (equações (17) e (18)). Porém, deve ser feita uma verificação adicional

devido à presença da força de tração $F_{t,Sd}$ (equação (23)) dos chumbadores.

$$F_{t,Sd} = \frac{2(\sigma_{c,Rd}l_y l_c - N_{c,Sd})}{n_{b,eq}} \quad (23)$$

O número equivalente de chumbadores da placa, $n_{b,eq}$, é igual ao número total de chumbadores da placa n_b para pilares I, H ou tubulares com placa de base retangular e igual a $2n_b/3$ para pilares tubulares circulares com placas de base circulares. A espessura mínima $t_{p,min}$ é dada pela equação (24).

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{4 \sum F_{t,Sd} x}{l_{y,eq}(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (24)$$

O comprimento x para perfis I ou H é considerado como a distância entre o centro do chumbador ao centro da mesa do pilar e como a distância do centro dos chumbadores à seção crítica do perfil para perfis tubulares. $l_{y,eq}$ é igual a l_y para perfis I ou H e calculado pelas equações (10) e (11) para pilares tubulares com placas de base retangulares e circulares, respectivamente.

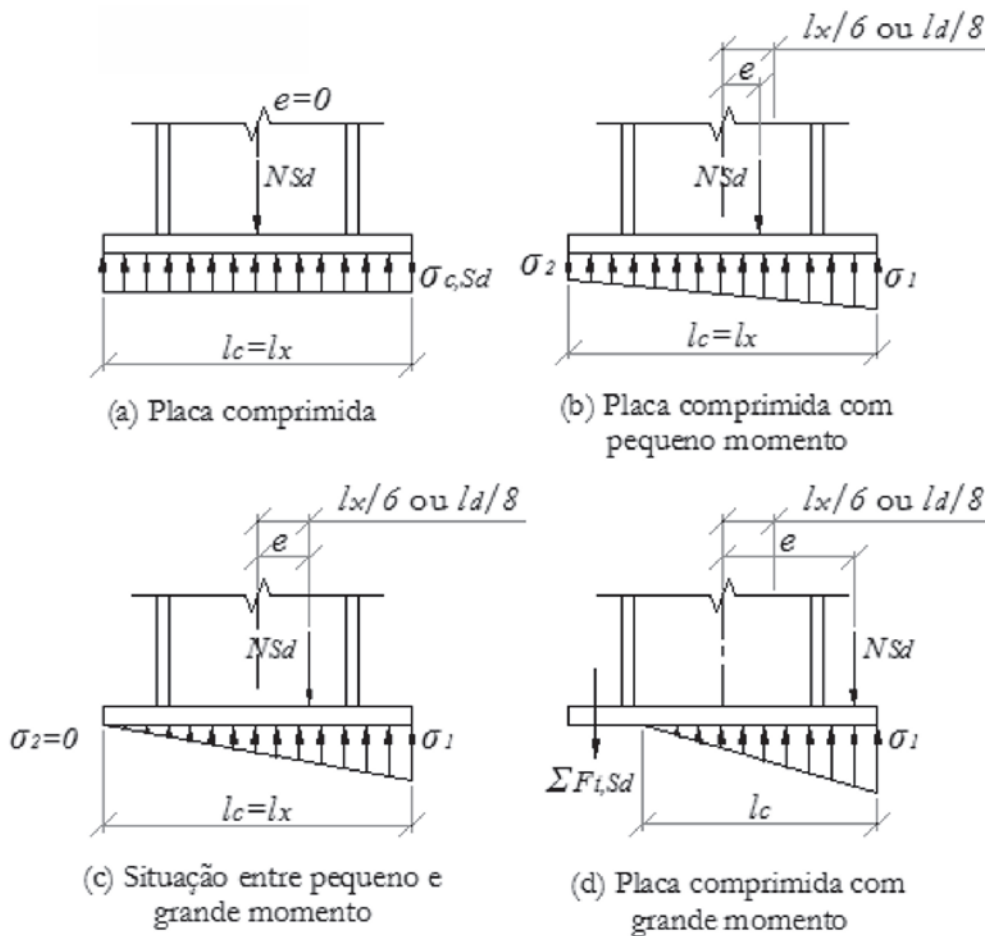


Figura 6

Comportamento de placas solicitadas por esforço axial de compressão e momento fletor pela hipótese de distribuição linear de tensões de contato para placas retangulares

2.2.1.3 Placas de base submetidas a esforço de tração com pequeno momento

Em relação às bases tracionadas com momento, considera-se que uma placa de base é solicitada por pequeno momento quando $e \leq a$, Figura 5(b), e por grande momento quando $e > a$, Figura 5(d). No caso de placas tracionadas como pequeno momento, calcula-se a força nos chumbadores mais solicitados da placa de acordo com a equação (25).

$$F_{t,Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_b} + \frac{M_{Sd}}{a n_{b,eq}} \quad (25)$$

O cálculo da espessura mínima da placa de base é feito da mesma forma que para placas de base puramente tracionadas (item 2.1.2): no caso de perfis I ou H, utiliza-se a equação (8) e no caso de perfis tubulares, a equação (9). Entretanto, deve-se utilizar para $F_{t,Sd}$ a equação (25).

2.2.1.4 Placas de base submetidas a esforço de tração com grande momento

O procedimento de cálculo de bases solicitadas por tração e grande momento é similar ao caso de compressão com grande momento. Para o cálculo do comprimento l_c , devem-se utilizar as equações (20), (21) e (22), porém substituindo o termo $(e + a)$ por $(e - a)$. A força de tração $F_{t,Sd}$ dos chumbadores é dada pela equação (26) e a espessura da placa é calculada da mesma forma que para placas comprimidas com grande momento, equações (17), (18) e (24).

$$\Sigma F_{t,Sd} = (\sigma_{c,Rd} l_y l_c + N_{Sd}) \quad (26)$$

2.2.2 Hipótese de distribuição linear de tensões de contato

2.2.2.1 Placas de base submetidas a esforço de compressão com pequeno momento

No método que considera a distribuição linear de tensões de contato entre a placa e a superfície de concreto, classifica-se a placa de base em comprimida por pequeno momento se $e \leq l_x/6$ para placas retangulares e $e \leq l_x/8$ para placas circulares, Figura 6(b), e em comprimida por grande momento se $e > l_x/6$ para placas retangulares e $e > l_x/8$ para placas circulares, Figura 6(d).

No caso de placas comprimidas com pequeno momento, determinam-se as pressões de contato σ_1 e σ_2 entre a placa e o concreto (equação (27) para placas retangulares e equação (28) para placas circulares). Caso $\sigma_1 > \sigma_{c,Rd}$, redimensiona-se a área da placa.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{Sd}}{l_x l_y} \pm \frac{6M_{Sd}}{l_y l_x^2} \quad (27)$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{4N_{Sd}}{\pi l_d^2} \pm \frac{32M_{Sd}}{\pi l_d^3} \quad (28)$$

O momento solicitante da placa na seção crítica m para uma faixa de largura unitária é definido pela equação (29), sendo σ_m a tensão na seção m dada pela equação (30) para placas de base retangulares e pela equação (31) para placas de base circulares.

$$M_{p,Sd} = \sigma_m \left(\frac{m^2}{2} \right) + (\sigma_1 - \sigma_m) \left(\frac{m^2}{3} \right) \quad (29)$$

$$\sigma_m = \sigma_1 - \frac{12M_{Sd}m}{l_y l_x^3} \quad (30)$$

$$\sigma_m = \sigma_1 \left(1 - \frac{m}{l_d} \right) \quad (31)$$

O momento solicitante na seção crítica n para placas retangulares é dado pela equação (32). O maior momento entre as equações (29) e (32) deve ser tomado como o momento crítico e utilizado para calcular a espessura na equação (33).

$$M_{p,Sd} = \frac{N_{Sd}}{l_x l_y} \left(\frac{n^2}{2} \right) \quad (32)$$

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{4M_{p,Sd}}{l_{y,eq}(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (33)$$

2.2.2.2 Placas de base submetidas a esforço de compressão com grande momento

No dimensionamento de placas de base solicitadas por compressão com grande momento na hipótese de distribuição linear de tensões, calcula-se primeiramente o comprimento de contato l_c (equação (34)). Caso a solução de l_c não seja real, deve-se aumentar a área da placa.

$$l_c = \frac{3 \left(a + \frac{l_x}{2} \right) \pm \sqrt{\left[3 \left(a + \frac{l_x}{2} \right) \right]^2 - \frac{24(N_{Sd} a + M_{Sd})}{\sigma_{c,Rd} l_y}}}{2} \quad (34)$$

A espessura (equação (35)) é calculada considerando flexão na placa provocada pelas tensões de contato. Se $l_c \geq l_{máx}$, o momento solicitante por unidade de comprimento na seção crítica será dado pela equação (36), sendo σ_m dada pela equação (37). Caso $l_c < l_{máx}$, o momento solicitante por unidade de comprimento na seção crítica será dado pela equação (38).

$$t_{p,min} = \sqrt{\frac{4M_{p,Sd}}{(f_y/\gamma_{a1})}} \quad (35)$$

$$M_{p,Sd} = \frac{\sigma_m l_{máx}^2}{2} + \frac{(\sigma_{c,Rd} - \sigma_m) l_{máx}^2}{3} \quad (36)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{c,Rd}(l_c - l_{máx})}{l_c} \quad (37)$$

$$M_{p,Sd} = \frac{\sigma_{c,Rd} l_c}{2} \left(l_{máx} - \frac{l_c}{3} \right) \quad (38)$$

Adicionalmente, calcula-se a espessura para que a placa resista à flexão gerada pelos chumbadores na seção crítica do pilar. O somatório das forças de tração $\Sigma F_{t,Sd}$ dos chumbadores solicitados é dada pela equação (39).

$$\Sigma F_{t,Sd} = \frac{\sigma_{c,Rd} l_c l_y}{2} - N_{sd} \quad (39)$$

A força de tração por chumbador é igual ao somatório das forças dividido por metade do número de chumbadores equivalentes da placa de base. A espessura da placa é calculada da mesma forma que para placas comprimidas com grande momento para uma distribuição uniforme de tensões de contato (equação (24), item 2.2.1.2).

2.2.2.3 Placas de base submetidas a esforço de tração com pequeno momento

Em relação às bases tracionadas, considera-se que uma placa de base é tracionada por pequeno momento se $e \leq l_x/6$ para placas retangulares e $e \leq l_d/8$ para placas circulares e que é tracionada, Figura 7(b), por grande momento se $e > l_x/6$ para placas retangulares e $e > l_d/8$ para placas circulares, Figura 7(d). Ao se observar as Figura 7(b) e Figura 5(b) que ilustram bases solicitadas por tração com pequeno momento considerando a hipótese linear e uniforme de distribuição de tensões, respectivamente, nota-se a semelhança nas solicitações na placa de base. Portanto, considera-se o mesmo procedimento de cálculo para a força de tração nos chumbadores (equação (25)) e para a espessura (equação (8)) para perfis I ou H e no caso de perfis tubulares, a equação (9).

2.2.2.4 Placas de base submetidas a esforço de tração com grande momento

Nota-se nas Figuras 6(d) e 7(d), a semelhança de solicitação em placas de base comprimidas e tracionadas com grande momento. Em ambos casos há tração nos chumbadores apenas em um lado da placa e há tensão de contato entre placa e bloco de concreto com tensão igual à resistente de compressão do concreto. Portanto, o cálculo é feito de forma similar ao caso de compressão com grande momento, exceto pelo comprimento de contato l_c que pode ser calculado pela equação (40) e da força de tração $F_{t,Sd}$ dos chumbadores que é dada pela equação (41).

$$l_c = \frac{3 \left(a + \frac{l_x}{2} \right) \pm \sqrt{\left[3 \left(a + \frac{l_x}{2} \right) \right]^2 - \frac{24(M_{Sd} - N_{Sd} a)}{\sigma_{c,Rd} l_y}}}{2} \quad (40)$$

$$\Sigma F_{t,Sd} = \frac{\sigma_{c,Rd} l_c l_y}{2} + N_{sd} \quad (41)$$

2.3 Dimensionamento de placas de base submetidas a esforço cisalhante

Os meios de dissipação da força de cisalhamento solicitante de

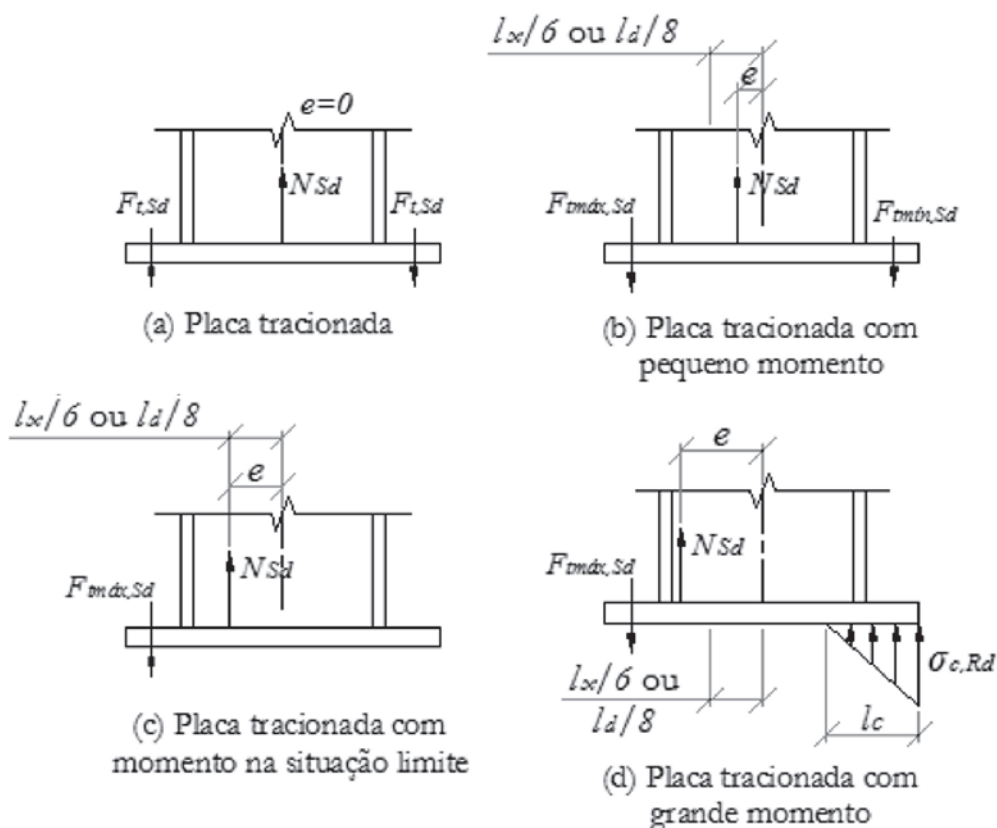


Figura 7

Comportamento de placas solicitadas por esforço axial de tração e momento fletor pela hipótese de distribuição linear de tensões de contato para placas de base retangulares

cálculo V_{Sd} da base mais comuns e abordados neste trabalho são: o atrito, o uso de barras de cisalhamento e o uso de chumbadores. Em relação à resistência ao cisalhamento do concreto, a ABNT NBR 16239:2013 [3] prescreve uma tensão resistente de cálculo $\sigma_{c,Rd}$ conforme a equação (42).

$$\tau_{c,Rd} = 0.2 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \leq 4 \text{ MPa} \quad (42)$$

A força de atrito/cisalhamento resistente de cálculo $V_{at,Rd}$ numa placa de base é calculada pela equação (43). Considera-se o coeficiente μ de atrito igual a 0,90 para placas de bases embutidas no concreto, 0,70 para placas assentadas diretamente na fundação e 0,55 para placas de base assentadas por meio de groute. Caso o atrito não seja suficiente para resistir totalmente aos esforços horizontais, deve-se utilizar outro mecanismo de transferência para esses esforços.

$$V_{at,Rd} = \mu \sigma_{c,Sd} l_c l_y \leq \tau_{c,Rd} l_x l_y \quad (43)$$

2.4 Dimensionamento de chumbadores

A força de tração resistente de cálculo $F_{t,Rd}$ de um chumbador é dada pela equação (44), onde f_{ub} é a resistência à ruptura referente ao material do chumbador, A_b é a área bruta do chumbador e γ_{a2} é o coeficiente de ponderação relativo ao estado limite último de ruptura do aço. Calcula-se o diâmetro d_b mínimo do chumbador tracionado pela equação (45).

$$F_{t,Rd} = 0.75 \frac{f_{ub} A_b}{\gamma_{a2}} \quad (44)$$

$$d_{b,min} = 1.3 \sqrt{\frac{F_{t,Sd}}{(f_{ub}/\gamma_{a2})}} \quad (45)$$

A força de cisalhamento solicitante de cálculo em cada chumbador é dada pela equação (46). O número de chumbadores n_v pode ser considerado como metade dos chumbadores da placa ou, caso se utilize arruelas soldadas à placa, como o total de chumbadores da placa de base. A força de cisalhamento resistente de cálculo $F_{v,Rd}$ de um chumbador é dada pela equação (47). Calcula-se o mínimo diâmetro d_b do chumbador necessário para resistir ao cisalhamento pela equação (48).

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n_v} \quad (46)$$

$$F_{v,Rd} = 0.4 \frac{f_{ub} A_b}{\gamma_{a2}} \quad (47)$$

$$d_{b,min} = 1.76 \sqrt{\frac{F_{v,Sd}}{(f_{ub}/\gamma_{a2})}} \quad (48)$$

Chumbadores sujeitos aos efeitos combinados de tração e cisalhamento devem obedecer à equação (49).

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1 \quad (49)$$

2.5 Dimensionamento de barras de cisalhamento

A transferência de esforço cisalhante se dá pela distribuição dessa força sobre a área da barra de cisalhamento em pressão de contato com o concreto. A força de cisalhamento resistente de projeto $V_{bc,Rd}$ na barra de cisalhamento é calculada pela equação (50). As variáveis são definidas na Figura 8. Calcula-se a área mínima da placa ($A_{bc,min} = b_v b_h$) pela equação (51).

$$V_{bc,Rd} = \sigma_{c,Rd} (b_v - e_n) b_h \quad (50)$$

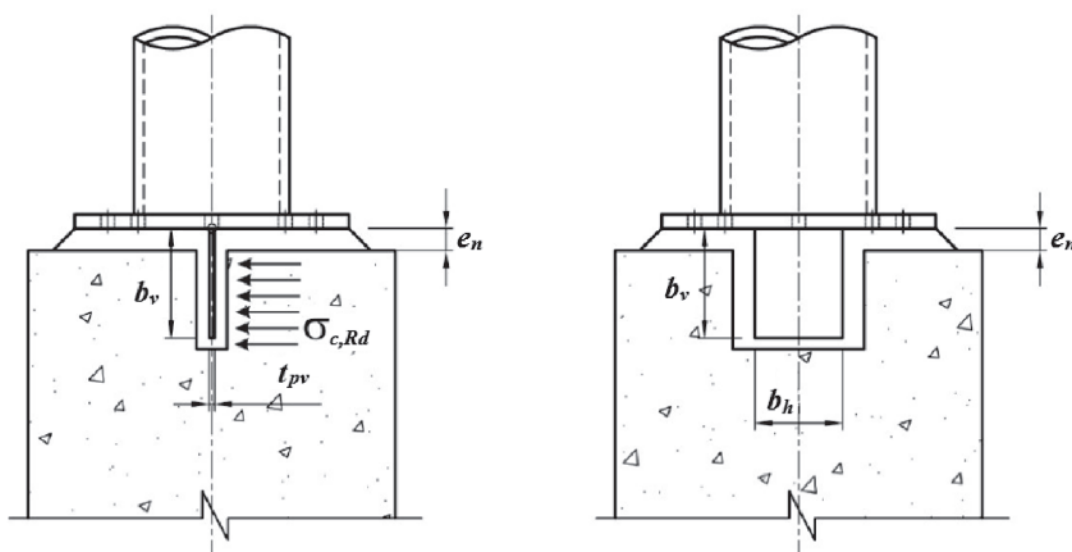


Figura 8
Base de pilar de aço com barra de cisalhamento

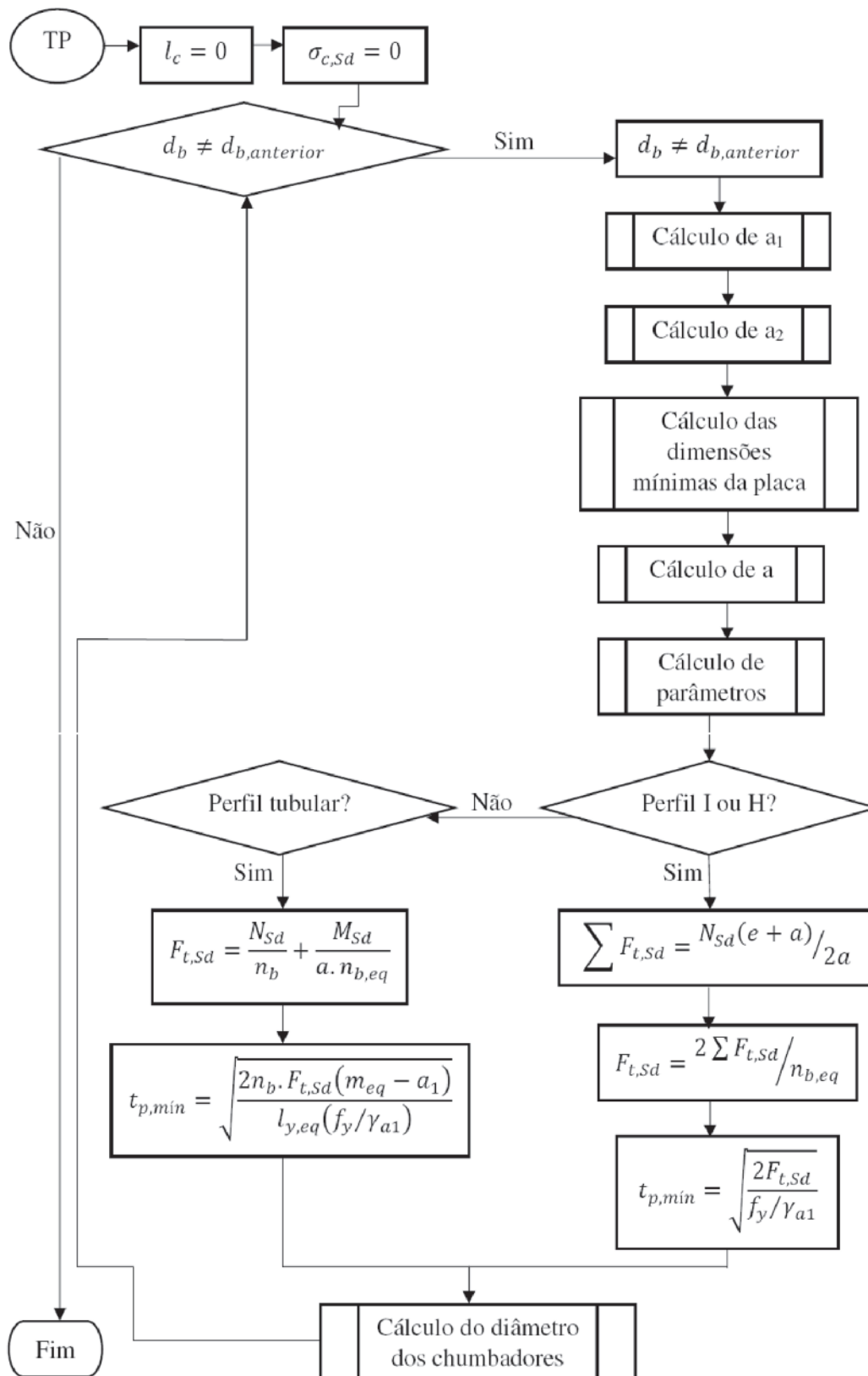


Figura 9 Fluxograma de bases tracionadas com pequeno momento

$$A_{bc,min} = \frac{V_{Sd}}{\sigma_{c,Rd}} \quad (51)$$

Calcula-se a espessura mínima da barra de cisalhamento pela equação (53). Para prevenir a flexão na placa de base devido à barra de cisalhamento, é recomendado que a placa de base tenha a espessura maior ou igual a barra de cisalhamento ($t_{bc,min} \leq t_{p,min}$).

$$t_{bc,min} = \sqrt{\frac{2 V_{Sd} (b_v + e_n)}{b_h (f_y / \gamma_{a1})}} \quad (52)$$

3. Metodologia

3.1 Implementação computacional

Para facilitar a implementação computacional, oito fluxogramas foram desenvolvidos, um abordando o arranjo da estrutura do programa e os outros contemplando o cálculo das bases: tracionadas, comprimidas, comprimidas com pequeno momento, tracionadas com pequeno momento, comprimidas ou tracionadas com grande momento, solicitadas por esforço cisalhante e por fim um fluxograma de cálculo dos chumbadores. O objetivo foi apresentar a sequência e a ordem dos principais cálculos necessários à implementação dos códigos. A título de ilustração, a Figura 9 apresenta o fluxograma de bases tracionadas com pequeno momento. A implementação computacional dos fluxogramas de cálculo foi realizada com a linguagem Visual Basic [6]. A ferramenta utilizada para o desenvolvimento do programa foi escolhida pela facilidade de elaborar a interface, de implementar os códigos e depurar er-

ros. Além disso, objetivou-se fornecer à comunidade acadêmica e profissional um programa de fácil acesso e entendimento.

3.2 Sobre o programa desenvolvido

O programa desenvolvido, denominado *BASE*, calcula placa de base, chumbadores e suas disposições na placa de base, barra de cisalhamento e dimensões mínimas para o elemento de concreto que receberá o pilar de aço. O programa desenvolvido possibilita a consideração das hipóteses de distribuição de tensões de contato tanto uniforme quanto linear e, de posse dos dados de entrada, o programa permite o dimensionamento das bases para casos de solicitação de: tração pura, compressão pura, tração com momento fletor e compressão com momento fletor. Adicionalmente, o programa inclui o dimensionamento de dispositivos de resistência ao cisalhamento.

Os dados de entrada do programa são:

- A geometria da placa de base (tipo de base, (a) e (e) da Figura 10 deve ser selecionado);
- Dimensões do perfil I, H ou tubular (o usuário pode escolher dentre os perfis cadastrados ou entrar com as dimensões, Figura 11);
- Esforços solicitantes de cálculo, Figura 12;
- Tipo do dispositivo de cisalhamento: barra de cisalhamento ou chumbador, Figura 12;
- A posição do plano de contato entre a placa e a superfície de concreto: abaixo (placas embutidas), coincidente (placas assentadas diretamente na fundação) ou acima da superfície de concreto (placas assentadas sobre groute), Figura 12;
- A resistência ao escoamento dos aços da placa de base e da barra de cisalhamento, a resistência à ruptura do aço dos

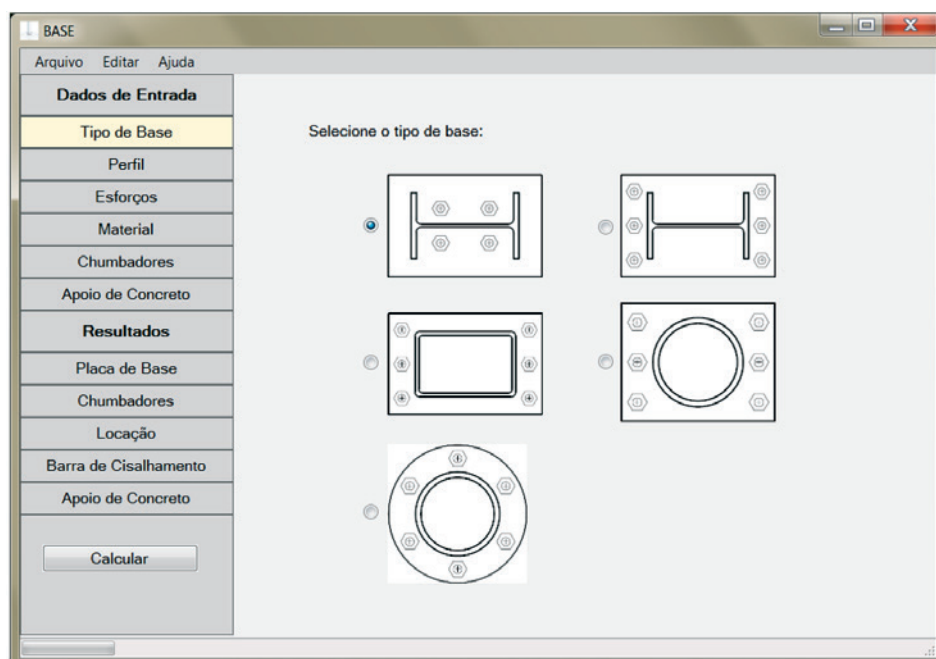


Figura 10
Janela de dados de entrada de escolha do tipo de base

- chumbadores e a resistência característica do concreto (pode-se escolher dentre os materiais cadastrados ou informar o valor da propriedade);
 - O número de chumbadores instalados e o tipo de chumbador (com dobra a 90° ou com placa de ancoragem na extremidade);
 - Grau do efeito de confinamento do concreto a ser considerado: ignorar o efeito, dimensionar a área de concreto considerando efeito máximo de confinamento ou entrar com as dimensões já existentes da área de concreto, Figura 13.
- Os dados de saída do programa são:

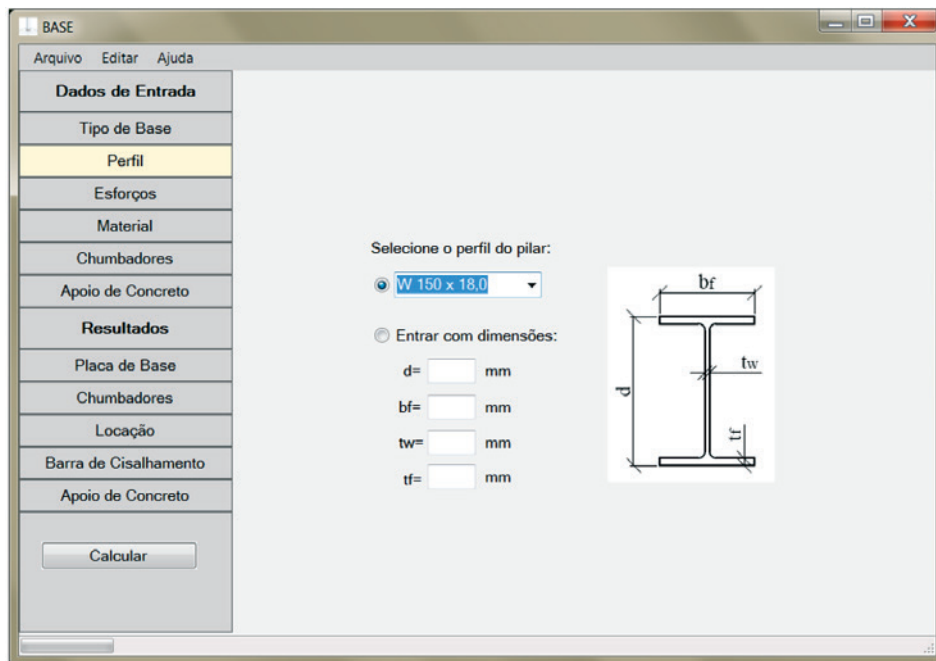


Figura 11
Janela de dados de entrada de escolha do perfil

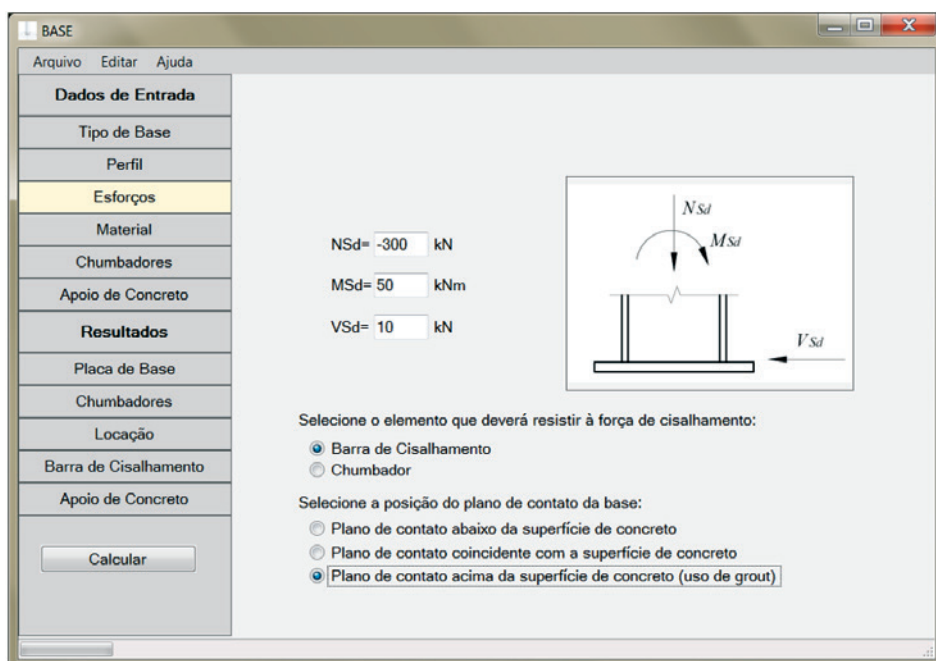


Figura 12
Janela de dados de entrada de esforços

- Dimensões da placa (espessura, largura e comprimento) calculadas e a sua massa em kg.
 - Diâmetro mínimo comercial e o comprimento do chumbador;
 - As dimensões da barra de cisalhamento;
 - As distâncias do centro do chumbador a borda da placa e ao centro do chumbador adjacente, Figura 14;
 - As dimensões mínimas em planta do apoio de concreto (dados fornecidos quando o usuário selecionar a opção de dimensionar apoio de concreto).
- Os dimensionais calculados pelo programa são os valores

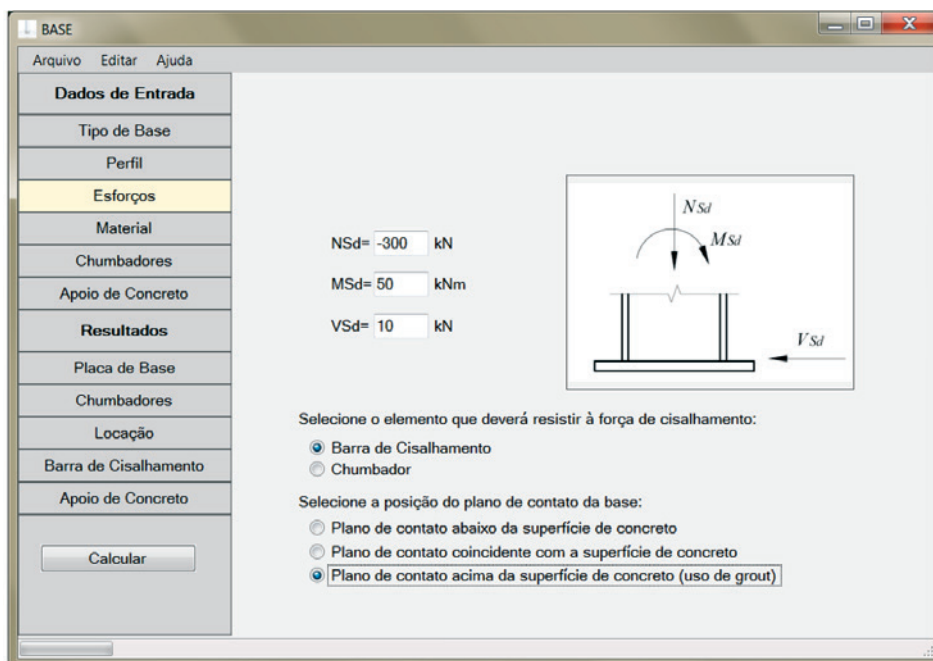


Figura 13
Janela de dados de entrada de apoio de concreto

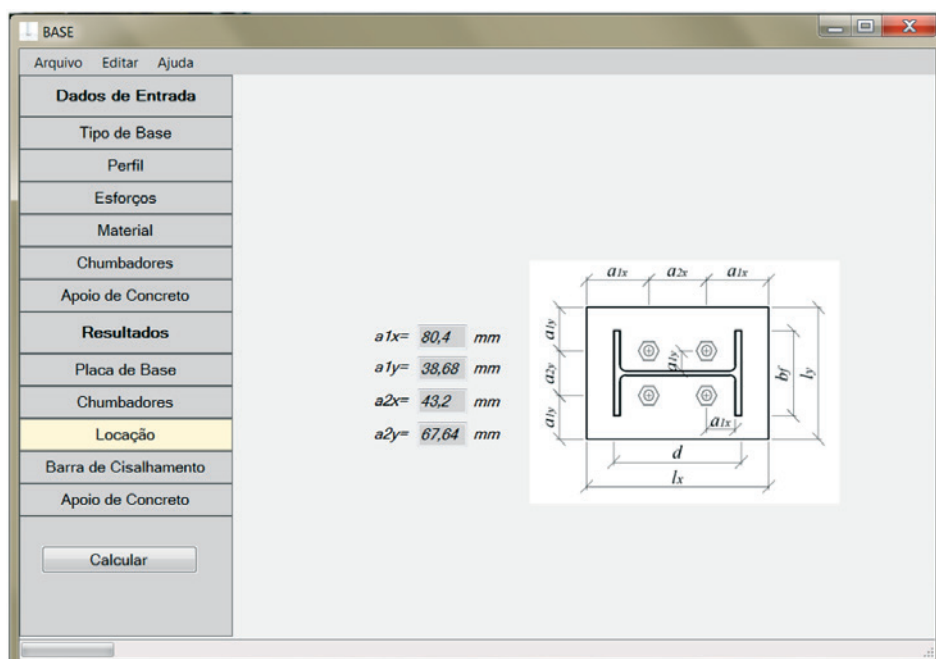


Figura 14
Janela de dados de saída de localização dos chumbadores

mínimos permitidos para que os elementos apresentem um dimensionamento seguro e, portanto, maiores dimensões podem ser adotadas pelo projetista.

Pretende-se, com o desenvolvimento desse programa, disponibilizar à comunidade uma ferramenta de fácil utilização e de acordo com as prescrições das normas brasileiras, além de possibilitar a comparação entre as hipóteses de distribuição de tensões de contato uniforme e linear.

3.3 Limitações do programa

A NBR 16239:2013 [3] limita o número de chumbadores em bases de pilares tubulares com placas retangulares entre quatro e oito e para placas circulares, entre oito e doze. Além disso, a maior dimensão da seção transversal do pilar tubular também é limitada em 510 mm. Evidentemente, como o programa utiliza a formulação da NBR 16239:2013 [3], não dimensiona bases de pilares tubulares que estejam fora dessas especificações.

Outras limitações do programa são:

- Não dimensiona placas de base com enrijecedores soldados à placa e ao pilar;
- Não dimensiona bases com momento fletor na direção do eixo de menor inércia do perfil do pilar;
- Considera os pilares centralizados na placa de base e a placa de base centralizada no elemento de concreto;
- Não considera o efeito do confinamento para o cálculo da resistência do concreto em placas comprimidas com momento fletor e para barras de cisalhamento;
- Não considera flexão nos chumbadores quando existem aruelas soldadas à placa de base;
- Quando há tração nos chumbadores nos tipos de base (b), (c) e (d) da Figura 2, não é verificado se as linhas de distribuição de tensão a 45° partindo do centro do chumbador interceptam o limite da placa de base.
- Não é abordado o caso de força axial solicitante de cálculo nula;
- O programa dimensiona apenas dois tipos de chumbadores: chumbadores com extremidade inferior com dobra a 90° ou com extremidade inferior com chapa ou porca.

3.4 Apresentação do programa

O acesso às janelas do programa se dá por meio da barra de dados de entrada e de resultados localizada à esquerda das telas. O usuário deverá inserir os dados nas abas de dados de entrada (abas “Tipo de Base”, “Perfil”, “Esforços”, “Material”, “Chumbadores” e “Apoio de Concreto”) e, depois de calcular a base, poderá visualizar os resultados nas abas de dados de saída (abas “Placa de Base”, “Chumbadores”, “Locação”, “Barra de Cisalhamento” e “Apoio de Concreto”). Para calcular a base, deve-se clicar no botão “Calcular” na parte inferior da barra de dados e selecionar qual será o método de cálculo utilizado (distribuição uniforme de tensões de contato ou distribuição linear de tensões de contato). A título de ilustração, as Figuras 10 a 14 mostram algumas das janelas do programa.

O programa possui um banco de dados com os perfis I laminados produzidos pela Gerdau Açominas e com os perfis tubulares produzidos pela V&M do Brasil sendo necessário apenas

selecionar a designação do perfil. O diâmetro do chumbador é calculado pelo programa e indicado em dimensões comerciais, respeitando um limite mínimo de 16mm.

Na janela “Apoio de Concreto” (Figura 13), o usuário decide se deseja considerar ou não o efeito do confinamento no concreto. Caso deseje considerar, deve informar se já existem dimensões definidas para a área de concreto que receberá a placa de base ou se deseja dimensioná-la. Caso o usuário deseje que o programa dimensione a área de concreto, será calculada uma área para a qual o efeito do confinamento forneça uma tensão resistente de cálculo do concreto máxima.

3.5 Validação do programa

Para que todos os procedimentos de cálculo relativos às diferentes solicitações abordadas no item 2 fossem validados, optou-se por resolver exemplos manualmente e compará-los com os resultados do programa *BASE*. Essa escolha se justifica devido a uma insuficiência de exemplos de dimensionamento de bases de pilares na literatura nacional. Além disso, o uso de exemplos da literatura internacional não seria ideal já que haveria divergências nos resultados devido às diferenças nos coeficientes de segurança, nas distâncias de locação e nos perfis empregados em pilares. Para elaboração dos exemplos resolvidos manualmente, os esforços solicitantes foram escolhidos de forma que um exemplo para cada tipo de solicitação fosse resolvido, ou seja, exemplos de compressão com pequeno e grande momento e tração com pequeno e grande momento foram resolvidos considerando as duas hipóteses de distribuição de tensões de contato uniforme e linear, conforme a Tabela 1. Todos os testes foram resolvidos para bases de pilares de perfis I ou H, com os parâmetros relativos aos materiais fixados: aço ASTM A36 para placas de base, chumbadores e barra de cisalhamento (quando utilizada) e concreto C20. Os exemplos consideraram quatro chumbadores por placa de base para todos os testes de validação.

A Tabela 1 apresenta a relação dos testes resolvidos com seus respectivos dados de entrada. A primeira coluna referencia os tipos de base de acordo com a Figura 2. A coluna “Efeito do Confinamento” informa a consideração sobre o efeito do confinamento: “não se aplica” (quando não se trata de um caso de compressão pura), “sim” (quando o efeito é considerado e as dimensões do elemento de concreto são fornecidas pelo usuário), “Ignorado” (quando não se deseja considerar o efeito) e “Dimensionar A2” (quando o usuário deseja considerar o efeito do confinamento e não tem dimensões do elemento de concreto pré-definidas).

Após a resolução dos testes no programa *BASE*, observou-se que praticamente não houve desvios entre os resultados manuais e do programa (os resultados dos testes podem ser observados na Tabela 1). Porém, os pequenos desvios ocorridos, da ordem de 0,01 %, podem ser esperados devido a arredondamentos dos cálculos manuais. Portanto, o programa foi considerado devidamente validado para placas de base de perfis I.

4. Resultados e discussões

Foram dimensionadas 200 bases de pilares de aço de seção I no programa desenvolvido, sendo as 100 primeiras bases solicitadas

por tração com momento e as 100 últimas por compressão com momento. O objetivo foi o de comparar os resultados do dimensionado de bases de pilares com momento fletor considerando as duas hipóteses, uniforme e linear, para distribuição das tensões de contato entre a placa e o elemento de concreto.

Todas as bases calculadas apresentavam as seguintes características em comum: tipo de base (b) da Figura 2, aço ASTM A36 para placas de base e chumbadores, concreto C20 e placa com quatro chumbadores. Dado a grande quantidade de informações a respeito das 200 bases de pilares calculadas, fica inviável a apresentação de todos os dados de entrada e saída. Por isso, na Tabela 2 foram selecionadas algumas das bases dimensionadas à tração com momento e apresentados os seus respectivos resultados. De forma análoga, a Tabela 3 mostra os dados de entrada e resultados de algumas das bases dimensionadas à compressão com momento. Adicionalmente, em ambas as tabelas são mostradas as respectivas diferenças percentuais das hipóteses de cálculo em relação ao método uniforme de distribuição de tensões. Bases solicitadas por esforço cisalhante não foram calculadas já que o procedimento de cálculo é o mesmo independente da hipótese considerada.

Algumas bases tracionadas com momento não forneceram valores de espessura t_p da placa. Observou-se que essa situação ocorreu sempre para a hipótese linear de distribuição de tensões. Ao se analisar melhor o dimensionamento dessas bases em par-

ticular, percebeu-se que todos esses casos se tratavam de bases tracionadas com grande momento e que o motivo para o qual o programa não retornava valores era porque a variável l_c que representa o comprimento de contato entre a placa e o concreto adquiria um valor negativo, o que é inconsistente, tratando-se de uma distância. Isso ocorreu pelo fator $(e-a)$ utilizado no cálculo de l_c ter dado negativo. Esses resultados apontam uma falha no procedimento de cálculo de bases tracionadas com grande momento e distribuição linear de tensões de contato, mostrando que a formulação para esse caso só é válida em bases com $e > a$.

Analisando os resultados das bases dimensionadas à compressão com momento, observaram-se também inconsistências na hipótese linear de distribuição de tensões. Apesar das inconsistências não terem sido apontadas tão claramente nos resultados como no caso das bases tracionadas com momento, observou-se que em alguns casos, a força nos chumbadores adquiria um valor negativo, ou seja, os chumbadores não estavam tracionados. Esse resultado é inconsistente, pois a base é considerada solicitada por compressão com grande momento e o fato de não haver tração nos chumbadores faz da base um caso de compressão com pequeno momento. A inconsistência não foi detectada nos resultados de espessura da placa de base, pois seu valor é dado pelo maior entre os valores determinados pelas equações (24) e (35), que verificam, respectivamente, a flexão na placa causada pela tração dos chumbadores e a flexão na placa causada pela

Tabela 1

Dados de entrada e de saída dos testes utilizados na validação do programa

Testes	Tipo de base	Perfil	Dados de entrada			Efeito confinamento	Dados de saída				Classificação
			Solicitação				Placas de base			Chumbadores	
			N_{sd}	M_{sd}	V_{sd}		l_x	l_y	t_p		
Teste 1	(a)	W250 x 73,0	-300	0	0	Não se aplica	253	254	25,7	22,0	Tração pura
Teste 2 ⁽¹⁾	(b)	W150 x 18,0	-300	10	0	Não se aplica	333	210	29,0	24,0	Tração + Peq. mom.
Teste 3 ⁽¹⁾	(b)	W150 x 18,0	-300	100	0	Não se aplica	527	437	35,9	36,0	Tração + Grande mom.
Teste 4	(a)	W200 x 15,0	300	0	0	Ignorado	227	130	10,6	16,0	Compressão pura
Teste 5	(a)	W200 x 15,0	300	0	0	Dimensionar A_2	200	128	11,4	16,0	Compressão pura
Teste 6 ⁽²⁾	(a)	W200 x 15,0	300	0	0	Sim	200	128	11,4	16,0	Compressão pura
Teste 7 ⁽¹⁾	(b)	W150 x 18,0	300	5	0	Não se aplica	277	142	18,2	16,0	Compressão + Peq. mom.
Teste 8 ⁽¹⁾	(b)	W150 x 18,0	300	7	0	Não se aplica	277	142	18,7	16,0	Compressão + Peq. mom.
Teste 9 ⁽¹⁾	(b)	W150 x 18,0	300	50	0	Não se aplica	366	242	33,1	16,0	Compressão + Grande mom.
Teste 10 ⁽³⁾	(a)	W200 x 15,0	300	0	100	Ignorado	227	130	10,6	16,0	Compressão pura + Cisalh.
Teste 11 ⁽⁴⁾	(a)	W200 x 15,0	-150	0	50	Não se aplica	200	142	18,2	19,0	Compressão pura + Cisalh.
Teste 12 ⁽⁵⁾	(b)	W150 x 18,0	300	10	0	Não se aplica	300	165	22,3	16,0	Compressão + Peq. mom.
Teste 13 ⁽⁵⁾	(b)	W150 x 18,0	300	50	0	Não se aplica	396	261	34,8	19,0	Compressão + Grande mom.
Teste 14 ⁽⁵⁾	(b)	W150 x 18,0	-300	10	0	Não se aplica	333	210	29,0	24,0	Tração + Peq. mom.
Teste 15 ⁽⁵⁾	(b)	W150 x 18,0	-300	100	0	Não se aplica	483	385	39,3	38,0	Tração + Grande mom.

⁽¹⁾ Exemplo considera a hipótese uniforme de distribuição de tensões de contato;
⁽²⁾ Exemplo considera como dados de entrada as dimensões para o bloco de concreto: $L_{x,bl} = 300$ e $L_{y,bl} = 250$;
⁽³⁾ Exemplo considera a utilização de barra de cisalhamento para resistir aos esforços horizontais;
⁽⁴⁾ Exemplo considera a utilização de chumbadores para resistir aos esforços horizontais;
⁽⁵⁾ Exemplo considera a hipótese linear de distribuição de tensões de contato.

pressão de contato. O valor negativo da força nos chumbadores também influenciaria no cálculo do diâmetro do chumbador, mas também não foram detectadas inconsistências, uma vez que o programa estabelece um diâmetro mínimo de 16mm.

Diante das inconsistências mencionadas acima, pode-se observar uma falha no procedimento de cálculo que considera a hipótese de distribuição linear de tensões tanto para bases tracionadas com grande momento, quanto para as comprimidas com grande momento. O procedimento de cálculo que considera a distribuição

de tensões linear classifica as bases em comprimidas com grande momento ou tracionadas com grande momento se $e > l_x/6$ para placas retangulares ou se $e > l_d/8$ para placas circulares. Analisando primeiramente o caso de compressão, classificar uma base como comprimida com grande momento significa considerar tração em parte dos chumbadores. Observe que o método não admite que a força com excentricidade equivalente possa estar fora do núcleo central de inércia sem solicitar os chumbadores, como ilustrado na Figura 15(a), criando um intervalo para o qual nem o procedimento

Tabela 2

Bases dimensionadas à tração com momento (amostra de resultados)

Dados de entrada				Resultados					
N°	Perfil	Solicitação		Hipótese	Placas de base			Chumbadores	
		N_{sd}	M_{sd}		I_x	I_y	t_p	d_b	L_c
1	W150x13,0	-25	30	Uniforme	311	192	24,24	20,0	240
				Linear	328	210	23,57	20,0	240
				Diferença %	-5,47%	-9,38%	2,76%	0,00%	0,00%
19	W200x26,6	-150	40	Uniforme	420	242	26,78	24,0	288
				Linear	420	242	26,82	24,0	288
				Diferença %	0,00%	0,00%	-0,15%	0,00%	0,00%
41	W250x25,3	-250	60	Uniforme	484	264	33,84	30,0	360
				Linear	484	264	33,85	30,0	360
				Diferença %	0,00%	0,00%	-0,03%	0,00%	0,00%
48	W250x25,3	-300	80	Uniforme	531	317	35,65	32,0	384
				Linear	531	317	35,66	32,0	384
				Diferença %	0,00%	0,00%	-0,03%	0,00%	0,00%
52	W310x21,0	-200	50	Uniforme	516	242	29,94	27,0	324
				Linear	516	242	29,94	27,0	324
				Diferença %	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
60	W360x57,8	-200	100	Uniforme	602	282	34,50	30,0	360
				Linear	602	282	34,57	30,0	360
				Diferença %	0,00%	0,00%	-0,20%	0,00%	0,00%
72	W410x38,8	-400	30	Uniforme	626	264	33,73	30,0	360
				Linear	626	264	33,73	30,0	360
				Diferença %	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
86	W530x72,8	-200	200	Uniforme	798	317	40,04	36,0	432
				Linear	809	333	39,10	36,0	432
				Diferença %	-1,38%	-5,05%	2,35%	0,00%	0,00%
97	W610x113,0	-400	150	Uniforme	882	317	41,41	36,0	432
				Linear	882	317	41,41	36,0	432
				Diferença %	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
100	W610x113,0	-1000	150	Uniforme	982	437	55,05	50,0	600
				Linear	982	437	55,05	50,0	600
				Diferença %	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%

de compressão com pequeno momento, nem o de compressão com grande momento sejam aplicáveis. Ao classificar uma base como tracionada com grande momento, tensões de contato são consideradas em parte da placa. Observe que o método linear não admite que a força com excentricidade equivalente possa estar fora da região do núcleo central de inércia sem haver tensões de contato na placa, como ilustrado na Figura 15(b).

DeWolf e Bicker [7] apresenta um procedimento de cálculo para bases comprimidas com momento considerando a distribuição de

tensões linear. Diferentemente do procedimento apresentado por Fisher e Kloiber [2] e considerado neste trabalho, DeWolf e Bicker [7] consideram três magnitudes de momento fletor: pequeno, moderado e grande. Tal consideração parece ser mais adequada, visto que realmente se tratam de três configurações diferentes de placa de base: placa cujas tensões distribuídas de forma linear existem por toda a base, placa cujas tensões não se estendem por toda a base, mas os chumbadores não são solicitados e placas cujas tensões existem em apenas um trecho e há solicitação de

Tabela 3

Bases dimensionadas à compressão com momento (amostra de resultados)

Dados de entrada				Resultados					
N°	Perfil	Solicitação		Hipótese	Placas de base			Chumbadores	
		N_{sd}	M_{sd}		I_x	I_y	t_p	d_b	L_c
101	W150x13,0	25	30	Uniforme	311	192	25,29	19,0	228
				Linear	328	210	24,59	19,0	228
				Diferença %	-5,47%	-9,38%	2,77%	0,00%	0,00%
119	W200x26,6	150	40	Uniforme	357	175	24,03	19,0	228
				Linear	357	182	22,75	20,0	240
				Diferença %	0,00%	-4,00%	5,33%	-5,26%	-5,26%
141	W250x25,3	250	60	Uniforme	484	264	35,71	16,0	192
				Linear	442	203	28,30	20,0	240
				Diferença %	8,68%	23,11%	20,75%	-25,00%	-25,00%
148	W250x25,3	300	80	Uniforme	531	317	41,51	16,0	192
				Linear	477	238	33,09	22,0	264
				Diferença %	10,17%	24,92%	20,28%	-37,50%	-37,50%
152	W310x21,0	200	50	Uniforme	441	164	22,95	16,0	192
				Linear	442	164	22,27	19,0	228
				Diferença %	-0,23%	0,00%	2,96%	-18,75%	-18,75%
160	W360x57,8	200	100	Uniforme	546	219	30,85	22,0	264
				Linear	585	264	33,56	20,0	240
				Diferença %	-7,14%	-20,55%	-8,78%	9,09%	9,09%
172	W410x38,8	400	30	Uniforme	523	165	17,21	16,0	192
				Linear	523	165	19,40	16,0	192
				Diferença %	0,00%	0,00%	-12,73%	0,00%	0,00%
186	W530x72,8	200	200	Uniforme	751	264	37,94	27,0	324
				Linear	798	317	40,40	27,0	324
				Diferença %	-6,26%	-20,08%	-6,48%	0,00%	0,00%
197	W610x113,0	400	150	Uniforme	732	253	27,89	16,0	192
				Linear	746	253	26,72	16,0	192
				Diferença %	-1,91%	0,00%	4,20%	0,00%	0,00%
200	W610x113,0	1000	150	Uniforme	732	253	26,41	16,0	192
				Linear	759	280	27,28	16,0	192
				Diferença %	-3,69%	-10,67%	-3,29%	0,00%	0,00%

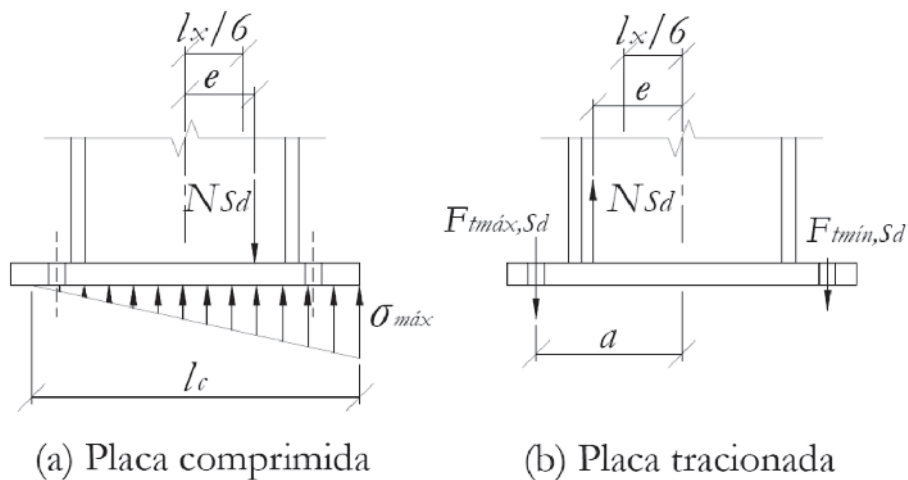


Figura 15
Bases em intervalo de excentricidade não coberto pela hipótese linear

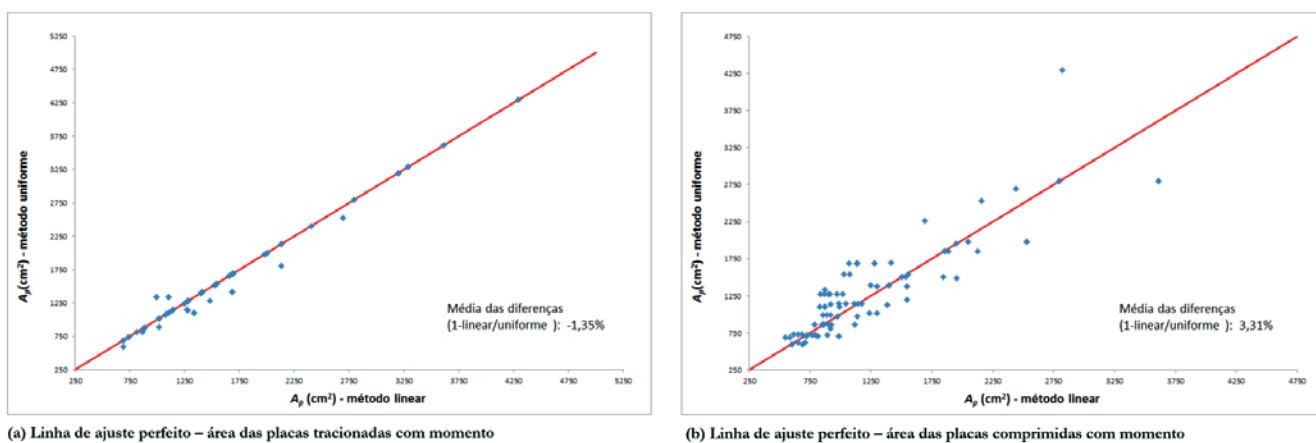


Figura 16
Gráfico da linha de ajuste perfeito para a área das placas de base

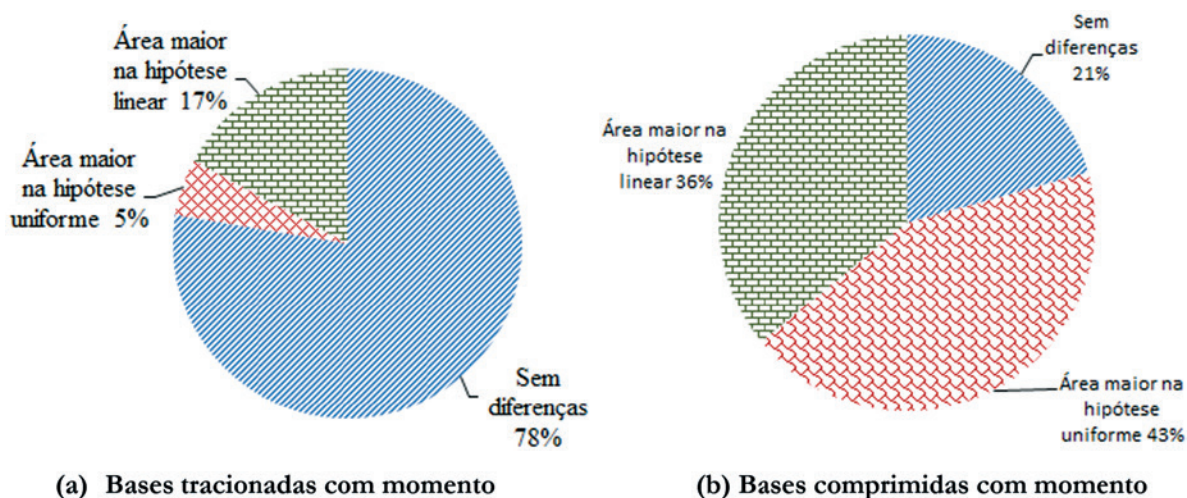


Figura 17
Comparação entre os métodos para o cálculo da área da placa de base

tração nos chumbadores. DeWolf e Bicker [7] consideram, para placas de base retangulares, que se $e \leq l_x/6$, a placa é solicitada por pequeno momento, se $l_x/6 < e \leq l_x/2$, por momento moderado e se $e > l_x/2$, por grande momento.

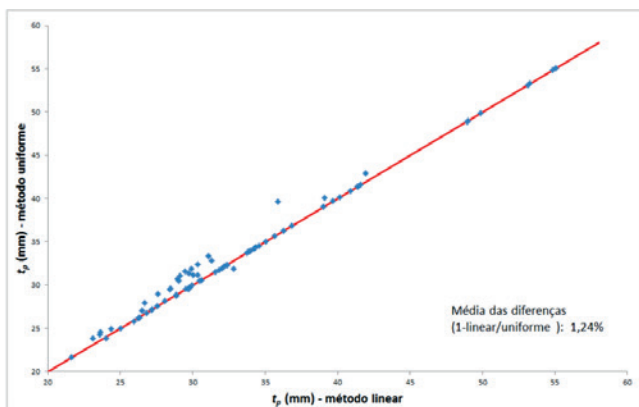
Entretanto, assumir que haja tração nos chumbadores assim que $e > l_x/2$, também trata-se de uma aproximação. A princípio, parece mais adequado considerar os três casos de magnitude de momento, mas impor como limite entre placas de momento moderado e grande, uma excentricidade que esteja relacionada com a tensão de contato resistente de cálculo do concreto, como é feito no método que considera a distribuição de tensões uniforme. Dessa forma, a placa passaria a ser solicitada por grande momento apenas quando a tensão de contato solicitante de cálculo do concreto atingisse o valor da resistente de cálculo, precisando dos chumbadores para manter o equilíbrio da placa de base.

Para comparar as hipóteses de dimensionamento foram traçados gráficos da linha de ajuste perfeito, Figuras 16 a 18, contemplando a análise das dimensões das placas de base, por meio da sua área e espessura, e dos chumbadores por meio do seu diâmetro. A média das diferenças percentuais indicada nos gráficos é dada em relação às dimensões obtidas pela hipótese uniforme, ou seja, se a média for positiva, significa que a hipótese uniforme apre-

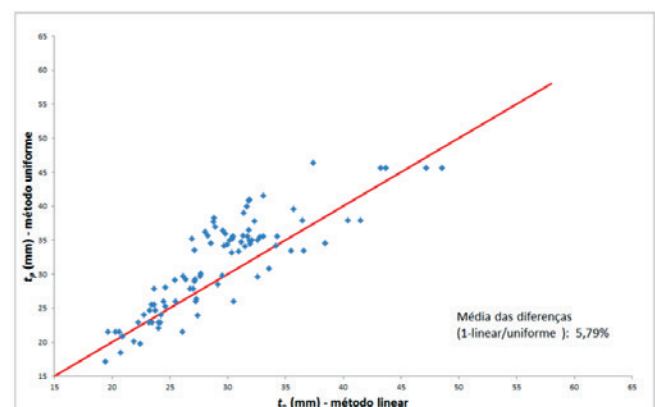
sentou um valor maior que a da hipótese linear, e vice e versa. As bases que tiveram seus resultados considerados inconsistentes foram desconsideradas. Assim, das 100 bases dimensionadas à tração com momento, 76 foram analisadas e das 100 dimensionadas à compressão com momento, 92 foram analisadas.

Analisando os gráficos da Figura 16 sobre a área das placas de base, percebe-se que, as bases tracionadas com momento apresentam uma menor dispersão no valor da área, ou seja, as hipóteses, uniforme e linear, fornecem resultados mais próximos dos que aqueles observados nas bases comprimidas com momento. Isso porque, nas bases tracionadas, só há diferença entre as metodologias quando existem tensões de contato entre a placa e o concreto (bases tracionadas com grande momento). Já nas bases comprimidas, existem tensões de contato em ambos os casos, bases comprimidas com pequeno momento e com grande momento. No caso das bases tracionadas com momento, a hipótese linear garantiu maior área com uma média das diferenças percentuais igual a -1,35%, já no caso das bases comprimidas com momento, a hipótese uniforme garantiu maior área com uma média percentual igual a 3,31%.

Analisando o caso de bases tracionadas com momento, na Figura 17, em 78% das bases, não houve diferença entre os métodos no



(a) Linha de ajuste perfeito - espessura das placas tracionadas com momento



(b) Linha de ajuste perfeito - espessura das placas comprimidas com momento

Figura 18

Gráfico da linha de ajuste perfeito para a espessura das placas de base

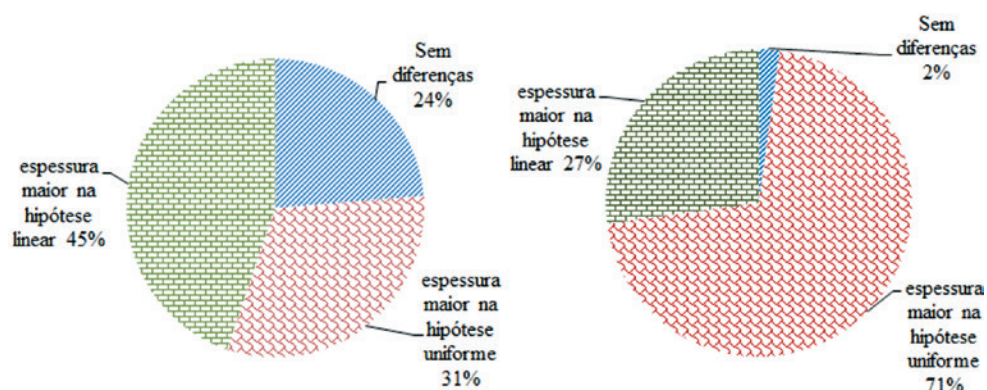


Figura 19

Comparação entre os métodos para o cálculo da espessura da placa de base

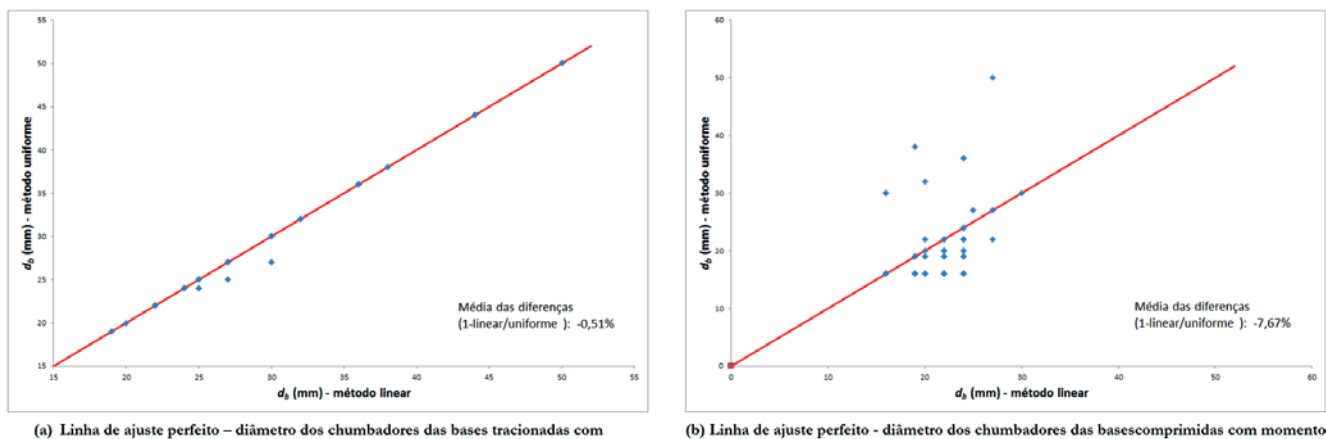


Figura 20
Gráfico da linha de ajuste perfeito para o diâmetro dos chumbadores

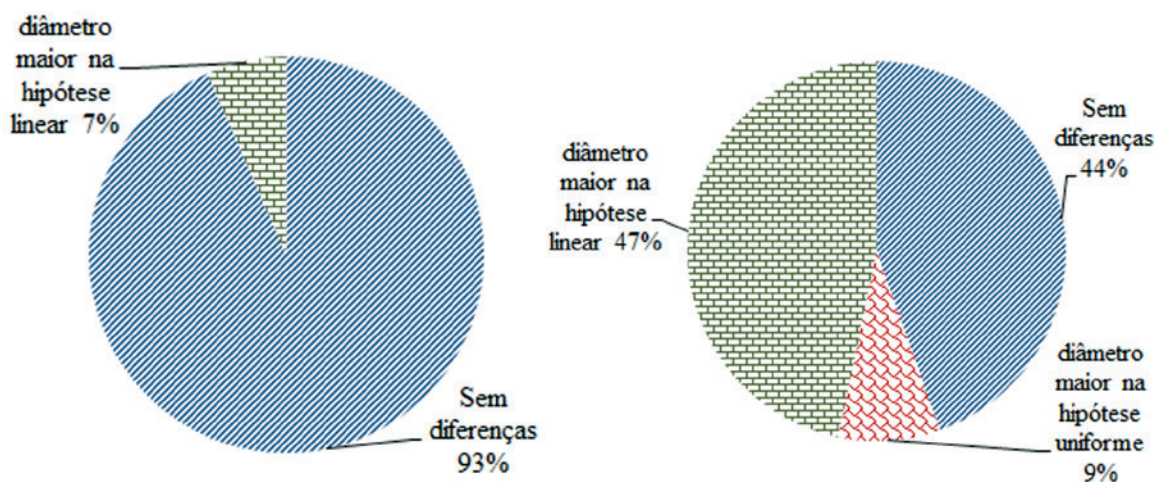


Figura 21
Comparação entre os métodos para o cálculo dos chumbadores

valor das áreas calculadas, por isso uma grande parte dos pontos do Figura 16(a) estão em cima da linha de ajuste perfeito e também possivelmente há pontos sobrepostos, com o mesmo valor de área. No caso de bases comprimidas com momento, apenas 21% das bases (Figura 17) apresentaram o mesmo valor de área em ambos os métodos, por isso menos pontos estão sobre a linha de ajuste perfeito, Figura 16(b). A hipótese linear garantiu maior área (17% das bases) para as bases tracionada se, no caso das bases comprimidas, a hipótese uniforme garantiu maior área (43% das bases).

Analisando os gráficos da Figura 18 sobre a espessura das placas de base, em ambas as bases, tracionadas e comprimidas com momento, a hipótese de distribuição uniforme forneceu maior valor para a espessura das placas de base, com a média das diferenças percentuais maior nas bases comprimidas, igual a 5,79 % contra 1,24% nas bases tracionadas. Portanto, houve também maior dispersão entre as metodologias nas bases comprimidas com momento. Ao se analisar a Figura 19, nota-se que em apenas 24 %

das bases tracionas e em 2% das bases comprimidas, as duas metodologias forneceram resultados idênticos. A hipótese linear garantiu maior espessura em 45% das bases tracionadas e, no caso das bases comprimidas, a hipótese uniforme garantiu maior espessura em 71% das bases.

Analisando os gráficos da Figura 20 sobre o diâmetro dos chumbadores, pode-se notar que existem poucos pontos nesses gráficos porque os diâmetros calculados são apresentados em dimensões comerciais, o que faz com que haja pontos sobrepostos, uns sobre os outros. Para as bases tracionadas com momento, praticamente não houve diferença entre os métodos, a média das diferenças percentuais foi de apenas -0,51%. O gráfico da Figura 21 mostra que em 93% das bases tracionadas não houve diferença entre as metodologias, porém, nos 7% em que houve, notou-se um diâmetro maior para o método linear. Para as bases comprimidas com momento, a hipótese linear garantiu maior diâmetro dos chumbadores: a média das diferenças percentuais foi de -7,67% e em 47% das bases comprimidas a hipótese linear forneceu maior

resultado. Em 45% das bases comprimidas, não houve diferença entre as metodologias.

Fisher e Kloiber [2] disseram que o uso do método de distribuição linear de tensões fornece placas de base mais espessas e chumbadores menores do que no método uniforme. Entretanto, os resultados obtidos ao dimensionar bases no programa mostraram justamente o contrário: para o método de distribuição linear de tensões, as placas apresentaram menores dimensões e os chumbadores, maiores dimensões em relação ao método uniforme.

5. Conclusões

Neste trabalho, foi desenvolvido um programa para cálculo de bases de pilares, denominado *BASE*, que aborda duas metodologias de dimensionamento distintas em relação à consideração da distribuição das tensões de contato, uniforme e linear. Esse programa foi devidamente validado por um número considerável de exemplos resolvidos manualmente para os diversos casos de esforços solicitantes abordados. O programa apresentou-se como uma ferramenta muito útil e versátil na automação do dimensionamento de bases de pilares.

As inconsistências observadas em alguns dos resultados e mencionadas na discussão dos resultados apontaram um intervalo, entre pequena e grande excentricidade, para o qual o procedimento de cálculo que considera a distribuição linear de tensões não é apropriado.

Em relação à comparação entre as duas hipóteses de distribuição de tensões, os resultados apresentaram menor dispersão nos casos de bases tracionadas com momento, sendo a média das diferenças percentuais de -1,35% e 1,24% para a área e espessura da placa de base, respectivamente, e -0,51% para o diâmetro dos chumbadores. Essa menor dispersão ocorreu porque os procedimentos de cálculo dessas bases só diferem para o caso de grande excentricidade, enquanto nas bases comprimidas com momento, os procedimentos diferem para ambos os casos, ou seja, excentricidade pequena e grande. As bases comprimidas com momento apresentaram maior média das diferenças percentuais entre as hipóteses, sendo 3,31% para a área e 5,79% para espessura das placas de base, e -7,67% para o diâmetro dos chumbadores.

A existência de um intervalo para o qual a distribuição linear de tensões não é apropriada somada a baixa média das diferenças percentuais no intervalo onde as duas hipóteses foram comparadas, faz da hipótese de distribuição uniforme de tensões a melhor aproximação a ser utilizada no dimensionamento de bases de pilares de aço.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq, FAPES e PPGEC/UFES, pelo apoio para a realização desta pesquisa.

7. Referências bibliográficas

- [1] 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.
- [2] FISHER, J.M.; KLOIBER, L.A. Steel design guide 1: Base plate and anchor rod design. 2. ed. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2006.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16239: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro, 2013.
- [4] BELLEI, I. H. Interfaces aço-concreto. Rio de Janeiro: 2006.
- [5] BAIÃO FILHO & SILVA, 2006. Ligações para Estruturas de Aço. Guia Prático para Estruturas com Perfis Laminados. 3ª Ed. São Paulo: GERDAU Açominas.
- [6] VISUAL BASIC 2010 EXPRESS, Microsoft Visual Studio 2010.
- [7] DEWOLF, J.T; BICKER, D.T. Steel design guide series 1: Column base plates. Chicago: American Institute of Steel Construction, 1990.

Volume 11, Number 1
February, 2018
ISSN: 1983-4195

Contents

Low-rise structures in reinforced concrete: approximation of material nonlinearity for global stability analysis

L. M. MOREIRA and C. H. MARTINS

1

Numerical approach about the effect of the corrosion on the mechanical capacity of the reinforced concrete beams considering material nonlinear models

G. P. PELLIZZER, E. D. LEONEL and C. G. NOGUEIRA

26

Dynamic characterization of a heritage construction from 19th century

F. BRANDÃO, E. MESQUITA, A. DIÓGENES, P. ANTUNES and H. VARUM

52

Fresh and hardened properties of self-compacting concrete modified with lightweight and recycled aggregates

A. F. ANGELIN, R. C. CECICHE LINTZ and L. A. G. BARBOSA

76

Attenuation of sound radiation in concrete structure through the reduction of mechanical vibration

W. K. DOMINICINI and J. L. CALMON

95

Optimization of structural brickwork laying joints in concrete blocks

M. V. S. CAVALCANTI, A. M. X. FRANCISCO, D. M. RODRIGUES and D. G. SILVA

115

Balance emissions and CO₂ uptake in concrete structures: simulation based on the cement content and type

E. F. FELIX and E. POSSAN

135

Combined axial and flexural loads in short reinforced concrete columns in fire: ultimate limit state curves using 500 °C isotherm method

J. S. SUAZNABAR and V. P. SILVA

163

Physical and geometrical non-linear behavior of precast beams on elastomeric supports

M. T. S. A. CARDOSO and M. C. V. LIMA

183

Study of design methodologies of steel column bases

I. PIANA and A. F. G. CALENZANI

203