



IBRACON
Instituto Brasileiro do Concreto

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Volume 10, Number 3

June, 2017

ISSN 1983-4195



Contents

Stress-strain curve of concretes with recycled concrete aggregates: analysis of the NBR 8522 methodology

D. A. GUJEL, C. S. KAZMIERCZAK and J. R. MASUERO

Investigation of the influence of different surface regularization methods for cylindrical concrete specimens in axial compression tests

R. MEDEIROS, B. A. PEREIRA, G. SIPP and T. DELFINO

Experimental analysis of a mechanical shear connector in concrete filled steel tube column

J. G. R. NETO and A. M. SARMANHO

Port structures – the distribution of forces on infrastructure due to mooring and berthing of vessels

C. COMIN and R. M. DE SOUZA

Monitoring the carbonation front progress in a cementitious composite having its pore structure analyzed through μ -CT imaging

E. LACERDA, A. G. MAGALHÃES, E. E. BERNARDES, E. H. M. NUNES and W. L. VASCONCELOS

Study of blast wave overpressures using the computational fluid dynamics

M. L. COSTA NETO and G. N. DOZ

The effect of the failure of the steel roof on the facade concrete columns of a warehouse in fire. A study case

I. PIERIN, V. P. SILVA and M. R. VARGAS

The influence of deck flexibility on the dynamic response of road bridges

E. P. SCHMIDT and C. E. N. MAZZILLI

Experimental study of the mechanical behavior of self-compacting concrete based on fracture mechanics

G. O. RIBEIRO, P. C. GUETTI and P. SERNA

Variation analysis effects of square and rectangular columns section with different longitudinal reinforcement rates in the main reinforcement two pile caps analysis

F. S. MUNHOZ and J. S. GIONGO

Editorial

<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952017000300001>

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)
- 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)
- Osvaldo Luís Manzoli
(UNESP, Bauru, SP, 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 third issue of the 2017 volume of the IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 10 Number 3, June 2017), with ten articles on interesting topics related to structural concrete applications. The first article brings a discussion on a methodology prescribed by the Brazilian Standard ABNT NBR 8522:2008 for determining the stress-strain behavior of cylindrical samples of concrete, presenting considerations on possible enhancements related to the application to concretes with recycled aggregates. The second article is intended to evaluate the influence of different regularization methods for concrete cylindrical specimens in simple compression test. The third article describes an analytical and experimental study on the behavior of shear connectors in composite columns with concrete-filled hollow section. A structural bolt was selected as a shear connector in order to validate analytical expressions provided by ABNT NBR 16239: 2014. A study on the design loads due to mooring and berthing of vessels is presented in the fourth article, regarding the design of port structures. The fifth article describes a research project intended to monitor the carbonation front progress and the pH variation on the surface of the cementitious composite, in compliance with the European standard EN 14630. The structure of voids in the matrix was assessed with the μ -CT imaging technique. The sixth article discusses an evaluation of blast wave overpressures using a computational fluid dynamics software. The seventh article discusses the effect of the failure of a steel roof on the facade concrete columns of a warehouse in fire. A procedure based on British literature, which considers the horizontal load on the columns is adapted to Brazilian standards and applied to a case study. The next article proposes a simplified methodology for the dynamic analysis of curved road bridges under the effect of a heavy vehicle. In the ninth article, physical nonlinearities and fundamentals of fracture mechanics for quasi-brittle materials are considered for determining the fracture energy and the fracture process zone length, as well as the modulus of elasticity, the tensile strength and the compressive strength, to characterize the mechanical behavior of self-compacting concrete. The last article studies the effect of the variability of the geometric section of square and rectangular columns, with different longitudinal reinforcement rates, in the main reinforcement of two pile caps.

We congratulate the authors for the quality of the published and acknowledge the dedication of the reviewers, fundamental for the consolidation of our Journal.

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, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ronaldo Barros Gomes and Túlio Nogueira Bittencourt, Editors

Estamos lançando o terceiro número do volume de 2017 da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (Volume 10, Número 3, Junho de 2017), com dez artigos sobre tópicos interessantes relacionados a aplicações de concreto estrutural. O primeiro artigo traz uma discussão sobre uma metodologia prescrita pela Norma Brasileira ABNT NBR 8522: 2008 para determinar o comportamento tensão-deformação de corpos de prova cilíndricos de concreto, apresentando considerações sobre possíveis aprimoramentos relacionados à aplicação em concretos com agregados reciclados. O segundo artigo destina-se a avaliar a influência de diferentes métodos de regularização para espécimes cilíndricos de concreto em ensaios à compressão simples. O terceiro artigo descreve um estudo analítico e experimental sobre o comportamento de conectores de cisalhamento em pilares mistos com seção vazada preenchida com concreto. Um conector do tipo parafuso estrutural como foi selecionado como um conector de cisalhamento para validar expressões analíticas fornecidas pela ABNT NBR 16239: 2014. Um estudo sobre as cargas de projeto devidas a amarração e atracação de embarcações é apresentado no quarto artigo, com vistas ao projeto de estruturas portuárias. O quinto artigo descreve um projeto de pesquisa destinado a monitorar o progresso da frente da carbonatação e a variação do pH na superfície do composto cimentício, em conformidade com a norma europeia EN 14630. A estrutura dos vazios na matriz foi avaliada com a técnica de imagem μ -CT. O sexto artigo discute uma avaliação das sobrepressões de uma onda explosiva usando um software computacional de dinâmica de fluidos. O sétimo artigo discute o efeito do colapso de uma cobertura de aço nos pilares de concreto de fachada de um armazém em chamas. Um procedimento baseado na literatura britânica, que considera a carga horizontal nos pilares, é adaptado às normas brasileiras e aplicado a um estudo de caso. O artigo seguinte propõe uma metodologia simplificada para a análise dinâmica de pontes rodoviárias curvas sob o efeito de um veículo pesado. No nono artigo, as não-linearidades físicas e os fundamentos da mecânica da fratura para materiais quase frágeis são considerados para determinar a energia da fratura e o comprimento da zona do processo de fratura, bem como o módulo de elasticidade, a resistência à tração e a resistência à compressão, para caracterizar o comportamento mecânico do concreto autoadensável. O último artigo estuda o efeito da variabilidade da seção geométrica de colunas quadradas e retangulares, com diferentes taxas de armadura longitudinal de tração em blocos sobre duas estacas.

Parabenizamos os autores pela qualidade dos trabalhos publicados e destacamos a dedicação dos revisores, fundamental para a consolidação do nossa Revista.

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, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ronaldo Barros Gomes e Túlio Nogueira Bittencourt, Editores



Cover: MECHANICAL SHEAR CONNECTOR IN
CONCRETE FILLED STEEL TUBE COLUMN

Courtesy: J. G. RIBEIRO NETO, GOIÂNIA, BRAZIL
A. M. SARMANHO, OURO PRETO, 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)

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 10, Number 3

June, 2017

ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Stress-strain curve of concretes with recycled concrete aggregates: analysis of the NBR 8522 methodology

D. A. GUJEL, C. S. KAZMIERCZAK and J. R. MASUERO

547

Investigation of the influence of different surface regularization methods for cylindrical concrete specimens in axial compression tests

R. MEDEIROS, B. A. PEREIRA, G. SIPP and T. DELFINO

568

Experimental analysis of a mechanical shear connector in concrete filled steel tube column

J. G. R. NETO and A. M. SARMANHO

592

Port structures – the distribution of forces on infrastructure due to mooring and berthing of vessels

C. COMIN and R. M. DE SOUZA

626

Monitoring the carbonation front progress in a cementitious composite having its pore structure analyzed through μ -CT imaging

E. LACERDA, A.G. MAGALHÃES, E. E. BERNARDES, E. H. M. NUNES and W. L. VASCONCELOS

653

Study of blast wave overpressures using the computational fluid dynamics

M. L. COSTA NETO and G. N. DOZ

669

The effect of the failure of the steel roof on the facade concrete columns of a warehouse in fire. A study case

I. PIERIN, V. P. SILVA and M. R. VARGAS

687

The influence of deck flexibility on the dynamic response of road bridges

E. P. SCHMIDT and C. E. N. MAZZILLI

706

Experimental study of the mechanical behavior of self-compacting concrete based on fracture mechanics

G. O. RIBEIRO, P. C. GUETTI and P. SERNA

744

Variation analysis effects of square and rectangular columns section with different longitudinal reinforcement rates in the main reinforcement two pile caps analysis

F. S. MUNHOZ and J. S. GIONGO

760

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 2015/2017

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
Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor 2º Vice-Presidente
Luiz Prado Vieira Júnior

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
Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Eventos
Bernardo Tutikian

Assessores da Diretoria de Eventos
Maurice Antoine Traboulsi
Sônia Regina Cottas Freitas

Diretor Técnico
Inês Laranjeira da Silva Battagin

Diretor de Relações Institucionais
Paulo Helene

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica
Eduardo Barros Millen

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento
Leandro Mouta Trautwein

Diretor de Cursos
Enio José Pazini Figueiredo

Diretor de Certificação de Pessoal
Gilberto Antônio Giuzio

Conselho Diretor Biênio 2015/2017

Sócios Titulares Individuais

Ana Elisabete P. G. A. Jacintho
Antônio Domingues de Figueiredo
Arnaldo Forti Battagin
Augusto Carlos de Vasconcelos
Bernardo Fonseca Tutikian
Carlos José Massucato
César Henrique Sato Daher
Claudio Sbrighi Neto
Enio José Pazini Figueiredo
Geraldo Cechella Isaia
Inês Laranjeira da Silva Battagin
Iria Lícia Oliva Doniak
Julio Timerman
Luiz Prado Vieira Júnior
Maurice Antoine Traboulsi
Mônica Pinto Barbosa
Nelson Covas
Vladimir Antonio Paulon

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP)
Associação Brasileira da Construção Industrializada em Concreto (ABCIC)
Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem (ABESC)
Eletrobras/Furnas Centrais Elétricas S.A.
Intercement Brasil S.A.
Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT)
L. A. Falcão Bauer Centro Tecnológico de Controle de Qualidade Ltda.
Otto Baumgart Indústria e Comércio S.A.
PhD Engenharia Ltda.
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (POLI-USP)

Conselheiros Permanentes

Eduardo Antonio Serrano
José Marques Filho
Paulo Helene
Ronaldo Tartuce
Rubens Machado Bittencourt
Selmo Chapira Kuperman
Simão Priskulnik
Tulio Nogueira Bittencourt

Stress-strain curve of concretes with recycled concrete aggregates: analysis of the NBR 8522 methodology

Diagrama tensão-deformação específica em concretos com agregados reciclados de concreto: análise da metodologia proposta pela NBR 8522



D. A. GUJEL^a
danigujel@yahoo.com.br

C. S. KAZMIERCZAK^a
claudiok@unisinis.br

J. R. MASUERO^b
jrmasuero@gmail.com

Abstract

This work analyses the methodology "A" (item A.4) employed by the Brazilian Standard ABNT 8522 (ABNT, 2008) for determining the stress-strain behavior of cylindrical specimens of concrete, presenting considerations about possible enhancements aiming its use for concretes with recycled aggregates with automatic test equipment. The methodology specified by the Brazilian Standard presents methodological issues that brings distortions in obtaining the stress-strain curve, as the use of a very limited number of sampling points and by inducing micro cracks and fluency in the elastic behavior of the material due to the use of steady stress levels in the test. The use of a base stress of 0.5 MPa is too low for modern high load test machines designed for high strength concrete test. The work presents a discussion over these subjects, and a proposal of a modified test procedure to avoid such situations.

Keywords: 8522 Standard (ABNT, 2008), Concrete, Modulus of elasticity, strength-stress behaviour.

Resumo

Este trabalho analisa a metodologia descrita no Anexo "A" (item A.4) da Norma NBR 8522 (ABNT, 2008) para a determinação do diagrama tensão-deformação específica em corpos-de-prova cilíndricos de concreto apresentando considerações sobre possíveis adequações de seu uso para concretos com agregados reciclados e com equipamentos automatizados. A metodologia especificada na norma apresenta restrições metodológicas que geram distorções na obtenção do diagrama tensão-deformação, tais como o uso de número muito limitado de pontos de leitura e a inclusão, no comportamento elástico do material, de fenômenos diferidos como microfissuração e fluência ocorridos durante os patamares de estabilização de carga. A tensão básica de 0,5 MPa, especificada para garantir a estabilização da carga, é inadequada para grande parte das prensas automatizadas modernas, projetadas para o ensaio de concretos de alta resistência. São discutidos alguns aspectos da Norma e propostas alterações metodológicas.

Palavras-chave: Norma 8522 (ABNT, 2008), concreto, módulo de elasticidade estático, diagrama tensão-deformação específica.

^a Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UNISINOS, São Leopoldo, RS, Brasil;
^b Escola de Engenharia – Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

1. Introduction

Strength is a function of the capacity to withstand stress without permanent deformation or fracture, while hardness is associated with deformation under a given level of stress. Such properties should be determined in laboratory, and the common assays used include uniaxial stress, tensile, and compressive tests, which are used to determine the relationship between the means of normal stress and specific longitudinal deformation. Tensile and compressive strength data indicate where deformation occurs under a given stress level, affording to construct a curve called stress-strain curve.

The linear behavior of concrete is observed until a certain level of stress is reached. For Melo Neto and Helene [1], this happens before 50% of the ultimate strength. This behavior results from progressive microcracking, which begins on the interface between coarse aggregate and cement paste and spreads to the whole concrete with time. The typical stress-strain curve for concrete constructed using data from a simple compressive assay is shown in Figure 1.

The stress-strain curve shows that the behavior of concrete may be considered elastic up to a certain stress level, usually between 40% and 50% of the fracture strength. Stress levels over this threshold induce microscopic changes that may be easily visualized, such as the increasingly non-linear character of the stress-strain curve during the application of a load or the existence of permanent deformation when stress is removed [2]. Standard NBR 6118 [3] section 8.2.10.1 stipulates that compressive strength below $0.5 f_c$ affords to presuppose a linear relationship between stress and deformation.

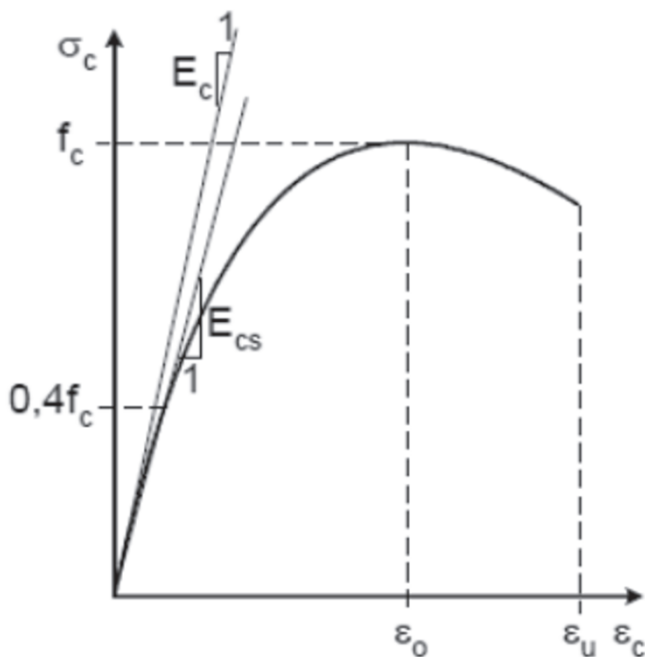


Figure 1
Stress-strain curve typical of concrete
(simple compression)

Source: Araújo (3)

Besides the notable demand for specific landfill areas, the increasing lack of natural resources and growing environmental awareness prompt the use of construction waste as source material in the production of aggregates [4,5,6]. According to Buttler [7], concrete waste has considerable recycling potential compared with other kinds of waste, since it is relatively easy to recover information about the materials used in its formulation.

If the differences between the values of fracture strength obtained in laboratory and estimated using specific models described in standards is large already, the discrepancy between these parameters is even more substantial for concretes including recycled concrete aggregates (RCA) in their formulations. This is due to the scarcity and wide variation of data describing RCA characteristics. In concretes, elasticity modulus (E_c) varies with the amount of coarse aggregates. Substituting RCA or aggregates with low E_c values for conventional aggregates requires the appropriate investigation of fracture strength [8].

This study reviews the methodology described in the Brazilian standard NBR 8522 Anexo "A" (item A4) [9], which prescribes the construction of the specific stress-strain curve—using cylindrical specimens of concrete prepared with RCA. The factors behind distortions in the curve are analyzed, including the use of a rather low number of reading points and the consideration of time-dependent phenomena like microcracking and flow in the analysis of the behavior of the material, since the adoption of steady stress levels that may worsen distortions in concrete specimens with RCA.

2. Procedures described in NBR 8522

In Appendix A4, the standard NBR 8522 [9] describes the procedure to be used to construct the stress-strain curve of hardened cylindrical concrete specimens. According to the standard, the measurement procedure has to be calibrated before the assay. The calibration procedure includes five steps:

1. Align the sample to the platen of the equipment, when clip gauges are connected to it so as to provide independent readouts along the longitudinal axis.
2. Load to the sample until a compression rate of 20% of the predicted fracture strength. Compare the deformation values in readouts. If the difference between values is over 20% of the highest deformation value, unload the sample and spin it to realign it more centrally on the platens.
3. Repeat the loading and reading processes, and compare deformation values.
4. Repeat the procedure until the difference in deformation values is lower than 20% of the highest readout.
5. Apply increasing load rates at 0.45 ± 0.15 MPa and 60-s intervals over the values given below immediately after final alignment of the sample:
 - Axial stress readout (σ_a) = 0.5 MPa
 - Readouts at $0.2 f_c$, $0.3 f_c$, $0.4 f_c$, and $0.5 f_c$, where f_c is the estimated fracture strength value under simple compression.

Deformation values have to be read within 30 s maximum at 60-s intervals for every steady stress level applied. According to NBR 8522, the values that represent the stress-strain behavior of concrete are obtained after the 60-s period during which stress

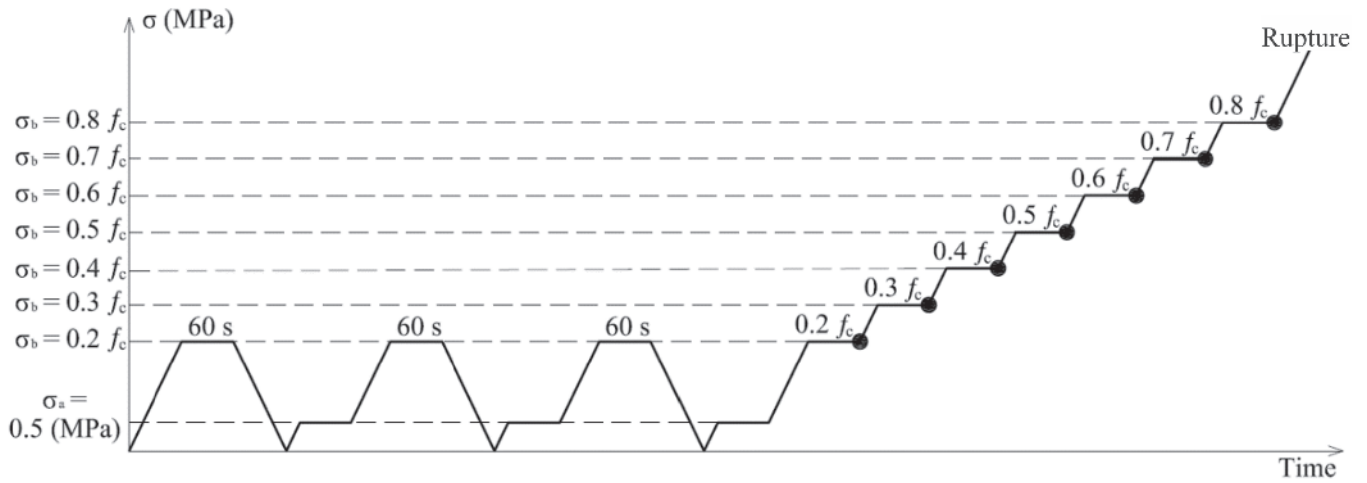


Figure 2
Location of sites for the construction of curves with no steady stress level

remains constant at each steady stress level applied (Figure 2). These values are used to construct the stress-strain curve. Several aspects of the methodology described in the standard reviewed require improvement, since the stress-strain behavior of concrete is determined based on a limited number of readouts. Moreover, the methodology includes time-dependent phenomena like microcracking and flow during stabilization of loads in the analysis of the elastic behavior of the material. Another important aspect is that the axial stress value of 0.5 MPa is too low to guarantee the stabilization of loads in equipment designed to analyze high-resistance concretes. A discussion of these factors is given ahead.

2.1 Construction of the stress-strain curve

The curves shown in Figure 3 are constructed using the values

of strain applied to three samples and the corresponding specific deformation measured automatically.

The steady stress levels on the curve are an inherent result of the experimental procedure described in NBR 8522 [9], which requires the stress and deformation readings to be made within 30 s after stress is applied for 60 s. Therefore, when instruments that allow obtaining data at short intervals between readings are used, the effect of microcracking or time-dependent deformations (flow or viscoelastic behavior) becomes evident.

If steady stress levels are not considered, the use of the criterion established in NBR 8522 (Figure 3) and of readings made applying the load for at least 60 s generates the kind of curve shown in Figure 4. Also, Figure 5 shows the curve obtained for the assay including the steady stress levels and the curve relative to the most representative sample after

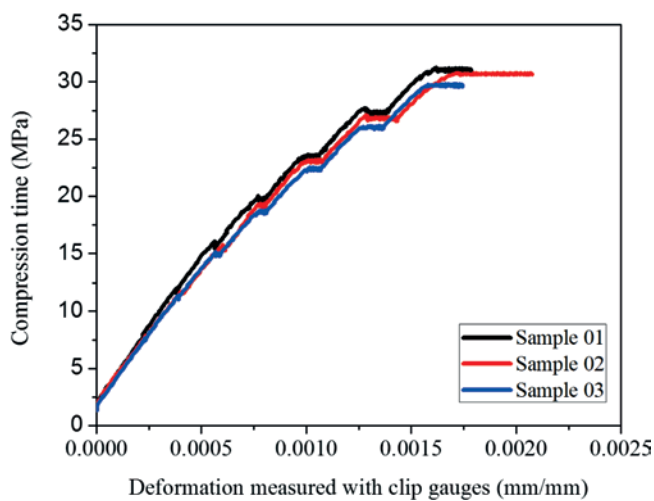


Figure 3
Strain-stress curve with steady stress levels defined in NBR 8522 (9)

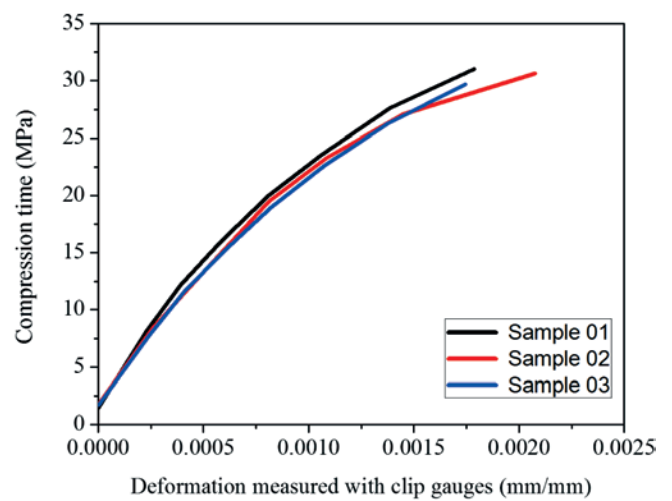


Figure 4
Strain-stress curve without steady stress levels defined in NBR 8522 (9)

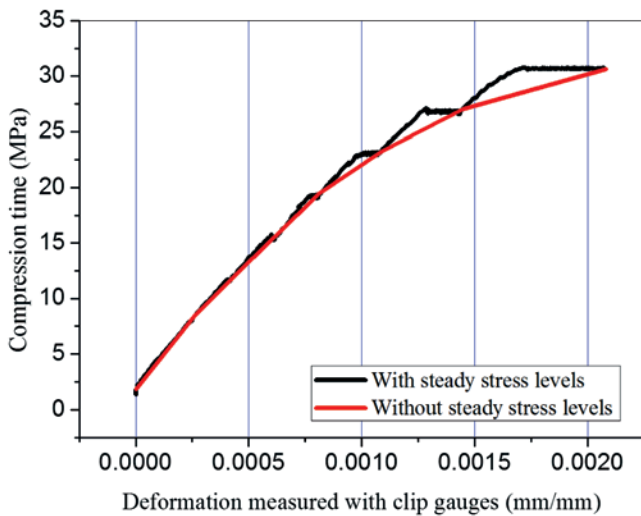


Figure 5
Stress-strain curve with steady stress levels and after they were excluded for a representative specimen of the differences in behavior of concretes

adjustment to remove the levels established in NBR 8522.

The procedures described in the standard [9] afford to determine the stress-strain curve even when the equipment used is analogic and manual, as in readings of displacement values based on one or more dial gauges (mechanical deflectors). In order to make reading times equivalent under different experimental conditions, the standard requires that a load is applied for 60 s, and this time may be extended for 30 s so that all analogical gauges may be read. This has two consequences. The first is that the stress-strain curve is constructed using a rather small number of test points. The second is that the analysis of the elastic behavior of the material tested includes time-dependent phenomena such as microcracking and flow, since each reading is made when constant loads are applied for as long as 90 s. These time-dependent phenomena become more evident as the compressive stress applied increases (as seen in Figure 2).

A different scenario is observed when automated machines and instruments are used to evaluate compressive strength of cement samples. Automated compression machines afford to set loading rates and obtain digital values of loads at short intervals. Similarly, automated instruments read digital displacement data simultaneously to the application of loads. Therefore, automated technologies do not require steady stress levels to be maintained for 60 s to 90 s at the few load levels established for the compressive strength assay, since the continuous acquisition of data affords to use loads as measurement levels, which improves the representativeness of the data obtained. The exclusion of steady stress levels represents the stress-strain behavior of concrete more faithfully and with less variability in results. In this case, the construction of the curve that depicts the stress-strain behavior, and the initial tangent E_c may be defined based on a simple linear regression (by least squares) using all values recorded between the lowest stress value applied without adaptation of the sample on the plater (base stress) and highest stress value specified for the test.

2.2 Starting stress used in the test

The base stress defined in NBR 8522 is 0.5 MPa, which may lead to error in the calculation of the E_c in some situations.

Due to the high resistance of concrete formulations currently used, the compressive strength machines tend to have a high loading capacity, of approximately 200 tf or more. As a result, the base stress value at which the stress applied can be read precisely is high. For the same reason, today samples usually measure 10 cm x 20 cm, instead of 15 cm x 30 cm. Because of these two factors the starting stress of 0.5 MPa defined by the standard to calculate the initial tangent E_c may lie outside the precision range of the equipment.

In addition, the first section of the stress-strain curves obtained using data from automated equipment is always different from the other sections, due to sample adaptation and equipment limitations. Therefore, this section of the curve fails to represent the behavior of the material.

Based on the fact that the behavior of concrete in the beginning of the loading process is elastic and linear, the starting stress applied may be set over 0.5 MPa with no effect on the calculation of the initial tangent E_c , ultimately reducing the error associated with equipment limitations.

2.3 Humidity of samples

Consensus has been reached in the scientific community as to the need for the curing of concrete to be carried out in a humid environment. The objective is to ensure the hydration of cement compounds and reduce the porosity of the hydrated cement paste [10]. For Neville [10], relative humidity should be kept at 80% at least so as to maintain the appropriate level of hydration of cements. If a concrete is not well cured, especially at young ages, hydration may be negatively affected, permanently changing the microstructure of this concrete [13]. According to Mehta and Monteiro [11], low humidity may induce microcracking due to shrinkage during the setting process, affecting performance of the material. Drying and the consequent autogenous shrinking, especially in concretes with low cement-aggregate ratio, negatively affect the material's properties. For these reasons, most technical standards stipulate that concrete samples should be cured in saturated environments and that compressive strength should be analyzed under the same conditions. The inherent humidity of concrete samples plays a considerable role in compressive strength. Compressive strength of concrete samples cured in laboratory is approximately 15% higher than the value recorded for saturated samples of identical composition submitted to the same setting process [2].

The effect of humidity on E_c , however, is surrounded by controversy. For Li [14], saturated concrete have higher static E_c values compared to a dry concrete of identical cement-aggregate ratio and setting process. Shoukry et al. [15] claim that E_c behaves identically to compressive strength, and that E_c is up to 20% higher in samples whose humidity is in equilibrium with the surrounding environment air, compared with saturated samples. In a review study, Liu et al. [16] point to the consensus that highly saturated concretes have lower strength values and increased E_c values. The authors described a rise of up to 30% in static E_c values of a dry concrete formulation, compared with saturated samples of identical composition.

Also, NBR 8522 [9] refers to NBR 5738 [17], which describes the casting and curing process of samples for the compressive strength test, which is carried out using saturated samples. Under this condition, compressive strength values are lower than those obtained for a dry concrete sample of identical formulation. This emulates the most critical scenario a concrete sample may be subjected to, which is an important variable in the design of structures considering the ultimate limit state. However, the critical environmental conditions concerning E_c are those when the parameter reaches its lowest value, that is, under dry conditions. This means that using dry samples would lead to more significant deformation values for a given stress level, which is critical in the design of reinforced concrete structures at ultimate limit state due to the fact that stress levels of steel and of concrete become similar. The same is valid in the analysis of structures considering serviceability limit states. Salvador [18] demonstrated that relative humidity influences deformation with time, when higher relative humidity levels reduce sag in flexing samples, while lower levels increase sag. Therefore, the critical condition for the calculation of E_c is the dry condition, not the saturated condition established in NBR 8522 [9].

Testing using dry samples is difficult, because curing should be carried out at saturation, and drying has to be conducted after this period. When curing time is 28 days or less, drying under room conditions in the laboratory is not appropriate, since it takes several days, which affects the degree of hydration of samples, while fast drying in an oven induces stress, changing the microstructure and strength of concrete. Yet, if samples are removed from the curing room a few days before tests so as to allow drying, curing will be affected, rendering impossible to compare resistance values obtained at different drying times. The mechanical properties of older concretes are not significantly affected by drying times, since such samples already present high level of humidity. Dry samples of older concretes could be used so as to better represent the most critical situation to determine E_c . As an alternative, a safety factor could be used to estimate E_c under a more critical environmental condition (the dry condition) based on the value obtained in laboratory using saturated samples. This could be critical in concretes prepared with RCA, due to the high porosity as compared with formulations prepared with natural aggregates and, consequently, the higher amount of free water inside the sample.

E_c values for concretes prepared with RCA are low, compared with those of concretes with 100% natural aggregates, as observed by Xiao, Li, and Zhang [19], Katz [14], and Benetti [8]. For Leite [20], E_c of concrete depends on several factors, such as the type of aggregate used, whose deformation modulus is associated mainly with porosity of the material, which controls the restriction capacity of the concrete formulation. According to Xiao, Li, and Poon [21], E_c values of concretes prepared with RCA is always lower than that of conventional concretes due to the large amount of mortar bound to the natural aggregate, which almost always has lower E_c values. Domingo et al. [22] and Brito and Alves [23] observed that E_c values tend to decrease with increasing amounts of RCA in formulations, which lowers hardness. Topçu and Gunçan [24] observed E_c values for concretes prepared with RCA roughly 80% lower than those reported for mixtures prepared with natural aggregates. Xiao, Li, and Zhang [19] found that this reduction was of 45% in concrete prepared with 100% RCA. In other words, E_c values vary consider-

ably when natural aggregates are replaced by RCA, since the parameter depends on the kind of aggregate used, age, resistance, amount of mortar adhered to the aggregate, among other factors. It should also be noted that estimating E_c of concretes prepared with RCA is comparatively more difficult when using the formulas that standards indicate for concretes with natural aggregates.

3. Materials and experimental program

An experimental protocol including the changes proposed was tested using concretes prepared with conventional aggregates and with the replacement of 50% of the amount of natural aggregates by RCA.

The cement used was CPV-ARI RS. The natural coarse aggregate used was the fraction of basalt rock retained in the 4.8-mm mesh and passing the 19-mm mesh with unit weight of 1.51 g/cm³ and specific weight of 2.73 g/cm³. The natural fine aggregate used was the fraction of quartz retained in the 0.075-mm mesh and passing the 4.8-mm mesh (within the optimal use range), unit weight of 1.47 g/cm³, and specific weight of 2.57 g/cm³. The RCA used was concrete beam waste obtained from a precast concrete beam manufacturer (original concrete mixture with f_{cj} of 35 MPa, submitted to high-temperature curing) retained in the 4.8-mm mesh and passing the 19-mm mesh with unit weight of 1.13 g/cm³ and specific weight of 2.21 g/cm³.

The mix proportions used for all formulations were 1:1.641:2.25 (water-cement ratio: 0.45), 1:2.228:2.75 (water-cement ratio: 0.55), and 1:2.815:3.25 (water-cement ratio: 0.65), calculated using the IPT/EPUSP method described by Helene and Terzian [25]. Slump was set at 100 ± 20 mm, and water amount was 9.2%. Formulations were prepared and samples were cast in the Construction Materials Laboratory, UNISINOS, Brazil. All samples were submitted to submerged curing for 28 days. Six 70-kg batches were prepared to produce 18 samples for each water-cement ratio (0.45, 0.55, and 0.65), six of which were cured at three times (7, 28, and 63 days). Of these, two were employed in the compressive strength test, three were used in the E_c assay, and one was spared. After seven days, E_c values of concretes with RCA varied considerably, since the chemical reactions involved and the hydration conditions adopted had not reached stability. For this reason, E_c should not be determined at this age.

After the calculation of compressive strength as means of values obtained for three samples, E_c was determined according to the steps 1, 2, and 3 of section 6.2.2.1 of NBR 8522 [9]. Measurements were conducted at 20%, 30%, 40%, 50%, 60%, 70%, and 80% of fracture strength to determine the stress-strain behavior and 60-s intervals. Loads were measured in a 2,000-kN class I concrete compressive strength testing machine (Controls). Strain was measured using 100-mm-long clip gauge sensors (ER-25, MSI). Data acquired during the static E_c assay were processed using a data logger (ALMEMO 2490, Ahlborn) and recorded in a notebook, as well as applied loads, at every 3 s. Specific deformation was obtained dividing displacement values obtained with the data logger by the length of the base of clip gauges (100 mm). The corresponding compressive strength values applied were obtained dividing the loads applied by the sample cross section area.

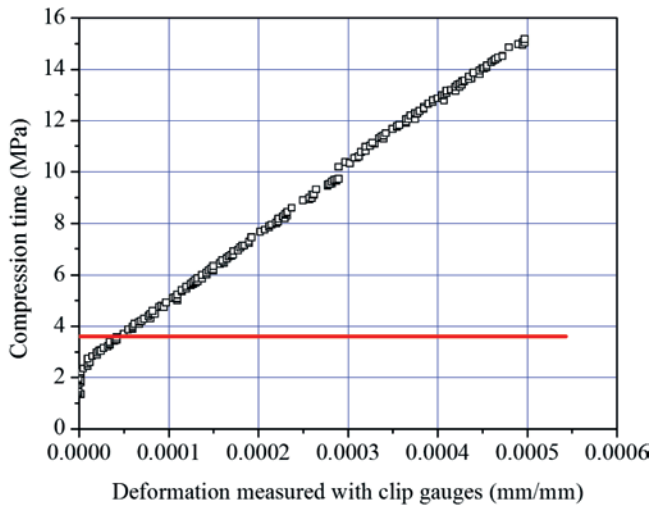


Figure 6
Stress-strain curve for concrete prepared without RCA and rupture on day 28 of curing and water-to-agglomerate ratio of 0.65

3.1 Calculation of the initial tangent E_c

NBR 8522 [9] stipulates that the initial tangent E_c is calculated using the formula:

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\epsilon_b - \epsilon_a} \tag{1}$$

Where,
 σ_b is the highest stress (MPa, $\sigma_b = 0.3 f_c$)
 0.5 is starting stress (MPa)
 ϵ_b is the mean specific deformation of samples under the highest stress

ϵ_a is the mean specific deformation of samples under the starting stress (0.5 MPa)

The standard defines a starting stress value of 0.5 MPa. Samples are then submitted to increasing stress values up to $0.3 f_c$, and E_c is calculated. Also, σ_a and σ_b , which correspond to $0.3 f_c$, are obtained using the stress-strain curve constructed according to NBR 8522 [9], meaning that these values are obtained under constant stress for at least 60 s and 90 s maximum. However, it was not possible to stabilize stress to such a low value as 0.5 MPa for all samples, since the equipment's linearity threshold was below 20 kN, which corresponds to a stress of 2.55 MPa for samples measuring 10 cm x 20 cm. Besides the lower calibration threshold of the equipment, it is known that readouts do not entirely represent the behavior of the material, due to the adaptation of samples in the beginning of the assay, the poor accuracy in the first values of the stress range, and other factors. Each sample required a different value of stabilization stress, which reached 3.6 MPa in the most critical case.

The stress-strain curve shown in Figure 6 is typical of tests carried out using up to $0.3 f_c$. It becomes clear that the first points behave in such a way that is not typical of the material tested, since all samples – prepared with or without RCA – 28 and 63 days into curing. In fact, the curve obtained was influenced by the way the test is conducted and the equipment used, whose capacity is much higher than the loads applied. Therefore, E_c of all samples was obtained using a modified version of Equation 1:

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - 3,6MPa}{\epsilon_b - \epsilon_x} \tag{2}$$

Where
 ϵ_x is deformation at 3.6 MPa.
 If the material has linear elastic behavior throughout the stress values below $0.3 f_c$, the original and the modified equations will yield the same value of E_c .

3.2 Results and discussion

3.2.1 Elastic behavior and calculation of E_c by regression

The effect of steady stress levels was analyzed based on a simulation of stress-strain values, when the test was carried out with no steady stress levels and/or stop times to read deformation values. In this case, E_c was calculated using the slope of the regression curve using a least square regression. Figure 7 shows one example of the final result obtained.

The slope of the curve shows that E_c of the concrete samples analyzed is 26.61 MPa. Tables 1 and 2 show the differences between values obtained by linear regression and the method described in NBR 8522 [9], and list the coefficients of variation and relative differences.

The results obtained by linear regression indicate that when the test is carried out with no steady stress levels and the loading rate is controlled, the data obtained tend to scatter less. This means that E_c is not defined by two stress-strain pairs, but by all pairs obtained in the stress range used, which minimizes the ef-

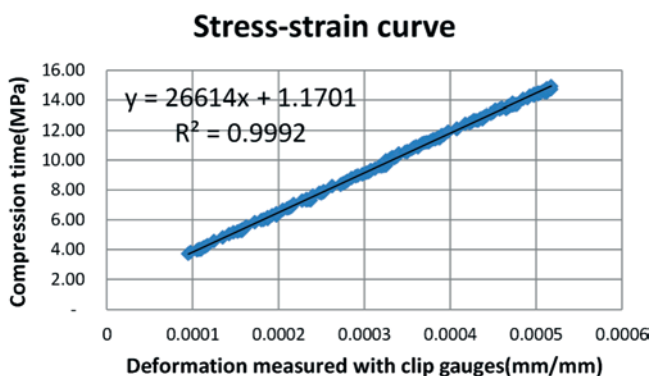


Figure 7
Stress-strain curve obtained by regression for a concrete specimen with RCA and water-to-aggregate ratio of 0.45 on day 28 of the curing process

fect of measurement variability compared with the pairs chosen, improving reliability. Importantly, while E_c values of samples prepared with natural aggregates varied less when the two methods are compared, confirming our previous statement, E_c values of samples prepared with RCA varied more between the two methodologies. This behavior is explained in light of the wide variability of concretes prepared with RCA. The high porosity of the mortar adhered to basalt rock in RCAs and of the transition zone between these two phases, besides the uneven distribution of RCA in the new concrete paste, increases the errors associated with a small number of stress-strain readings when the method described in NBR 8522 [9] is used, compared with the use of continuous measurements.

3.2.2 Stress-strain curve

Figure 8 compares the methods used to construct stress-strain curves, and represents all results obtained in the experimental protocol. The red curve was obtained using the procedure described in NBR 8522 [9], where representative values are only the stress-strain pairs obtained when load is kept constant for between 60 s and 90 s. The black curve was constructed using the data acquired by the automated system, simulating data obtained with constant loading rate and no steady stress levels.

The results show that the stress-strain curves obtained using the two methods differ considerably when 50% of the rupture stress is reached. The region up to 0.7 f_c is normally used in the design

Table 1

Comparison of MMW obtained using NBR 8522 (9) and regression (concretes without RCA)

		Specimen 1	Specimen 2	Specimen 3	Mean	CV	Relative difference
w:aggl 0.45	MEE (GPa)	37.49	25.26	28.58	26.92	23.50%	3.54%
28 days	MEE (GPa) Regression	39.09	26.53	29.23	27.88	23.70%	3.54%
Without RCA	Relative difference	4.30%	5.00%	2.20%	-	-	-
w:aggl 0.55	MEE (GPa)	29.21	22.97	22.94	22.96	15.70%	6.83%
28 days	MEE (GPa) Regression	27.53	24.68	24.36	24.52	7.10%	6.83%
Without RCA	Relative difference	-5.70%	7.50%	6.20%	-	-	-
w:aggl 0.65	MEE (GPa)	18.16	21.03	20.38	19.86	7.60%	5.88%
28 days	MEE (GPa) Regression	19.17	22.14	21.77	21.03	7.70%	5.88%
Without RCA	Relative difference	5.60%	5.30%	6.80%	-	-	-
w:aggl 0.45	MEE (GPa)	24.02	29.52	24.96	26.17	11.20%	3.67%
63 days	MEE (GPa) Regression	26.06	30.25	25.08	27.13	10.10%	3.67%
Without RCA	Relative difference	8.50%	2.50%	0.50%	-	-	-
w:aggl 0.55	MEE (GPa)	24.69	26.08	24.21	24.99	3.90%	5.43%
63 days	MEE (GPa) Regression	25.04	27.47	26.54	26.35	4.60%	5.43%
Without RCA	Relative difference	1.40%	5.30%	9.60%	-	-	-
w:aggl 0.65	MEE (GPa)	22.11	23.71	23.9	23.24	4.20%	7.94%
63 days	MEE (GPa) Regression	23.217	25.15	24.85	25.08	0.80%	7.94%
Without RCA	Relative difference	5.00%	6.10%	4.00%	-	-	-

CV = Coefficient of variation. Relative difference is between mean MEE and MEE obtained by regression.

of reinforced concrete parts, which underlines the importance of predicting deformation values for these load levels. As expected, the curves obtained using NBR 8522 [9] have a smaller slope (that is, they have higher deformation values when a given load is used with the other protocol) and are highly dependent on the time stress values are maintained at one given level (between 60 s and 90 s). The curves constructed using values obtained at 60 s tend to have a smaller slope than those obtained when readings are carried out at the end of a 90-s period due to microcracking and time-dependent deformation, which are made worse when loads are kept at constant levels.

It may be concluded that compressive strength assays conducted according to NBR 8522 produce deformation values

that are higher than the real measurements when the test equipment used allows applying loads at a constant rate and obtaining loads and respective deformation values using several readouts by automated gauges. This difference becomes more significant when high loads are applied to concrete mixtures prepared with RCA.

The curves shown in Figures 9 and 10 were selected randomly to illustrate that the data acquisition procedure using the automated system produces curves with smaller slopes, compared with those obtained using NBR 8522 [9]. The explanation is that applying loads at constant rates with no steady stress levels minimizes microcracking and flow (this was observed for all concretes, either with or without RCA).

Table 2

Comparison of MMW obtained using NBR 8522 (9) and regression (concretes with RCA)

		Specimen 1	Specimen 2	Specimen 3	Mean	CV	Relative difference
w:aggl 0.45	MEE (GPa)	25.63	20.77	24.74	23.71	10.90%	6.95%
28 days	MEE (GPa) Regression	26.22	23.24	26.61	25.36	7.30%	6.95%
Without RCA	Relative difference	2.30%	11.90%	7.60%	-	-	-
w:aggl 0.55	MEE (GPa)	20.2	27.62	20	20.1	21.60%	-0.16%
28 days	MEE (GPa) Regression	20.16	25.09	19.98	20.07	14.40%	-0.16%
Without RCA	Relative difference	-0.20%	-9.20%	-0.10%	-	-	-
w:aggl 0.65	MEE (GPa)	21.67	23.67	20.83	22.06	6.60%	4.96%
28 days	MEE (GPa) Regression	23.08	24.76	21.63	23.15	6.80%	4.96%
Without RCA	Relative difference	6.50%	4.60%	3.80%	-	-	-
w:aggl 0.45	MEE (GPa)	22.41	19.5	21.11	21.01	6.90%	10.63%
63 days	MEE (GPa) Regression	24.31	20.03	22.79	23.24	14.90%	10.63%
Without RCA	Relative difference	8.50%	2.70%	7.90%	-	-	-
w:aggl 0.55	MEE (GPa)	24.71	28.36	22.02	25.03	12.70%	1.79%
63 days	MEE (GPa) Regression	24.27	28.271	2.56	25.48	9.50%	1.79%
Without RCA	Relative difference	-1.80%	-0.30%	2.50%	-	-	-
w:aggl 0.65	MEE (GPa)	26.39	22.47	23.8	24.22	8.20%	2.93%
63 days	MEE (GPa) Regression	26.71	23.59	24.48	24.93	6.50%	2.93%
Without RCA	Relative difference	1.20%	5.00%	2.90%	-	-	-

CV = Coefficient of variation. Relative difference is between mean MEE and MEE obtained by regression.

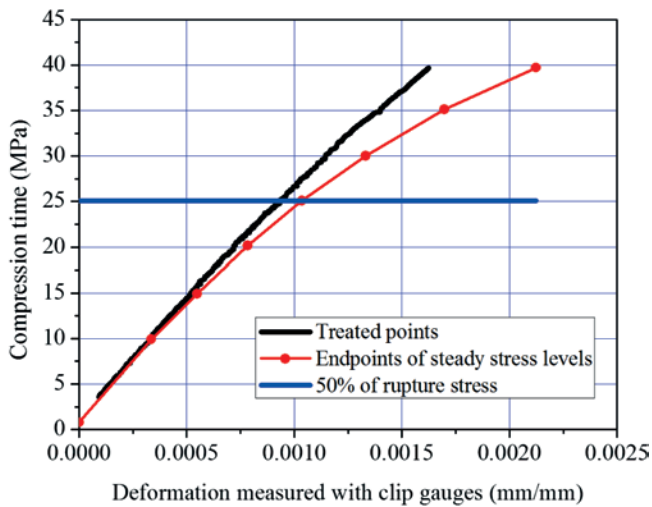


Figure 8

Comparison of stress-strain curves constructed with treated data and the endpoints of each steady stress level for a specimen with water-to-aggregate ratio of 0.45 prepared with RCA on day 28 of the curing process

4. Conclusions

The present study show that the procedure to determine static E_c described in NBR 8522 [9] was developed considering the manual reading of load and displacement in non-automated test equipment. When equipment that allows applying constant load rates and obtain data instantly is used, the drawbacks of the method become more apparent, causing microcracking and time-dependent deformations during the loading stabilization stage. In addition, when loads exceed 50% of the ultimate strength, the shape of the stress-strain curve is

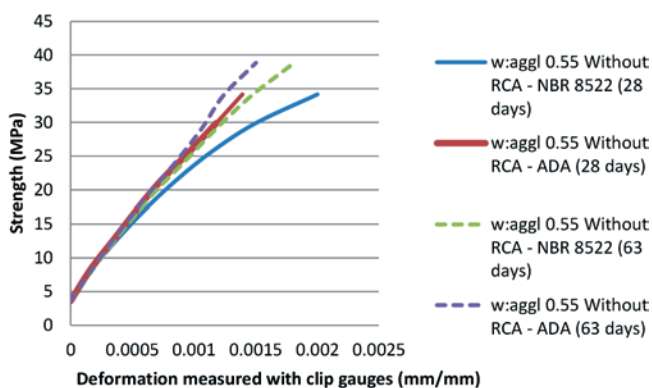


Figure 9

Mean stress-strain curves of concretes of identical water-to-agglomerate ratio (on days 28 and 63 of the curing process) constructed using data obtained according to NBR 8522 and automated data collection (ADA: automated data acquisition, w:aggl = water-to-agglomerate ratio)

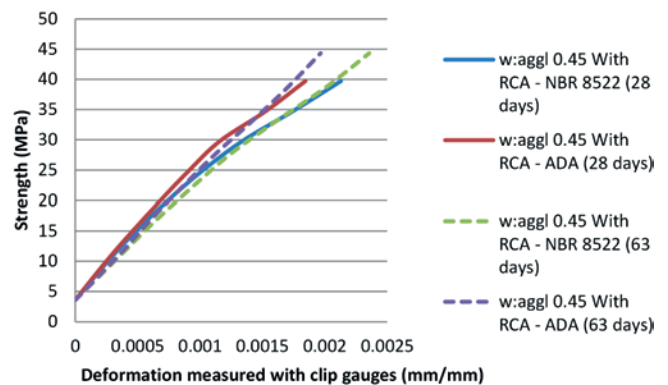


Figure 10

Mean stress-strain curves of concretes of identical water-to-agglomerate ratio prepared with RCA (on days 28 and 63 of the curing process) constructed using data obtained according to NBR 8522 and automated data collection (ADA: automated data acquisition, w:aggl = water-to-agglomerate ratio)

markedly changed. Also, the use of an automated readout system produces curves with smaller slopes, compared with the procedure described in NBR 8522 [9]. Therefore, the findings of the present study support the use of automated equipment and constant load rates (loading or deformation) throughout the assay, without steady stress levels. Similarly, E_c and the stress-strain curve should be determined using the values obtained by least square regression. The curves obtained in the present study show that concrete mixtures prepared with RCA behave similarly to formulations made without this material, though they have a smaller slope, since they undergo higher deformation values under a given stress. Concretes prepared with RCA have higher coefficient of variation of results obtained using the methodology described in NBR 8522 [9] and the new methodology proposed in the present study.

In concrete compressive strength testing machines that afford high loads, the stabilization of the stress applied down to levels as low as 0.5 MPa may lead to inaccurate results. Therefore, a higher stabilization load should be considered. Also, since this section of the curve is linear, changing this value would not be difficult in laboratory.

The construction of the stress-strain curve of concrete using automated data collection and increasing load rates with no steady stress levels has smaller slope (smaller deformation for a given stress level), compared with the curves constructed based on NBR 8522 [9].

5 Acknowledgements

If the authors are grateful to CAPES, FINEP, PreConcretos, and Votorantim for the support given to this work.

6. References

- [1] Melo Neto AA, Helene PRL. Módulo de Elasticidade:

- Dosagem e avaliação de modelos de previsão do módulo de elasticidade de concretos. In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto, Belo Horizonte, Brasil, 2002, Anais, IBRACON, São Paulo, 2002.
- [2] Mehta PK, Monteiro PJM. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: Ibracon, 3 ed, 2008, 782 p.
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [4] Katz A. Properties of concrete made with recycled aggregate from partially hydrated old concrete. *Cement and Concrete Research*, v. 33, n. 5, 2003; p. 703-711.
- [5] Zega CJ, Villagran-Zaccardi YA, Di Maio AA. Effect of natural coarse aggregate type on the physical and mechanical properties of recycled coarse aggregates. *Materials and Structures*, v. 43, n. 1-2, 2010; p. 195-202.
- [6] Limbachiya MC. et. al. Performance of recycled aggregate concrete. In: RILEM International Symposium on Environment-Conscious Materials and Systems for Sustainable Development, 2004, Londres, Inglaterra. Anais... RILEM, 2004.
- [7] Buttler AM. Concreto com agregados graúdos reciclados de concreto – influencia da idade de reciclagem nas propriedades dos agregados e concretos reciclados. MSc dissertation, Structure Engineering, Programa de pós graduação em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- [8] Benetti JK. Avaliação do módulo de elasticidade dinâmico de concreto produzido com agregado graúdo reciclado de concreto. MSc dissertation, Engineering, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2012.
- [9] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 8522: Concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- [10] Fonseca N, Brito J de, Evangelista L. The influence of curing conditions on the mechanical performance of concrete. *Cement and Concrete Composites*, v. 33, 2011; p. 637-643.
- [11] Mehta K, Monteiro P. Concreto: microstructure, properties, and materials, Berkeley: McGraw Hill, 2005, 665 p.
- [12] Neville A. Properties of concrete. London: Pitman International Text, 1981, 779 p.
- [13] Raman S, Safiuddin MD, Zain M. Effect of different curing methods on the properties of microsilica concrete. *Australian Journal of Basic Applied Science*, 2007; p. 87-95
- [14] Li G. The effect of moisture content on the tensile strength properties of concrete. MSc dissertation, Engineering, The University of Florida, 2004.
- [15] Shoukry SN, William GW, Downie B, Riad MY. Effect of moisture and temperature on the mechanical properties of concrete. *Construction and Building Materials*, v 25 (2), 2011; p. 688–96.
- [16] Liu BD, Lv WJ, Li L, Li PF. Effect of moisture content on static compressive elasticity modulus of concrete. *Construction and Building Materials*, v. 69, 2014; p. 133–142.
- [17] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). NBR 5738: Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova, Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- [18] Salvador PF. Influência dos ciclos de execução nas deformações das estruturas de concreto armado de edifícios de andares múltiplos. MSc dissertation, Engineering, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2007.
- [19] Xiao J, Li J, Zhang C. Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading. *Cement and Concrete Research*, v. 35, n. 6, 2005; p. 1187-1194.
- [20] Leite MB. Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição. PhD thesis, Engineering, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.
- [21] Xiao J, Li W, Poon C. Recent studies on mechanical properties of recycled aggregate concrete in China – a review. *Science China Technological Science*, v. 55, n. 6, 2012; p. 1463-1480.
- [22] Domingo A. et. al. Long term deformations by creep and shrinkage in recycled aggregate concrete. *Materials and Structures*, v. 43, n. 8, 2010; p. 1147-1160.
- [23] Brito J de, Alves F. Concrete with recycled aggregates: the Portuguese experimental research. *Materials and Structures*, v. 43, 2010; p. 35-51.
- [24] Topçu IB, Gunçan NF. Using waste concrete as aggregate. *Cement and Concrete Research*, v. 25, n. 7, 1995; p. 1385-1390.
- [25] Helene PRL, Terzian P. Manual de dosagem e controle do concreto. São Paulo: Pini; Brasília: SENAI, 1992, 349 p.

Stress-strain curve of concretes with recycled concrete aggregates: analysis of the NBR 8522 methodology

Diagrama tensão-deformação específica em concretos com agregados reciclados de concreto: análise da metodologia proposta pela NBR 8522



D. A. GUJEL^a
danigujel@yahoo.com.br

C. S. KAZMIERCZAK^a
claudiok@unisinis.br

J. R. MASUERO^b
jrmasuero@gmail.com

Abstract

This work analyses the methodology "A" (item A.4) employed by the Brazilian Standard ABNT 8522 (ABNT, 2008) for determining the stress-strain behavior of cylindrical specimens of concrete, presenting considerations about possible enhancements aiming its use for concretes with recycled aggregates with automatic test equipment. The methodology specified by the Brazilian Standard presents methodological issues that brings distortions in obtaining the stress-strain curve, as the use of a very limited number of sampling points and by inducing micro cracks and fluency in the elastic behavior of the material due to the use of steady stress levels in the test. The use of a base stress of 0.5 MPa is too low for modern high load test machines designed for high strength concrete test. The work presents a discussion over these subjects, and a proposal of a modified test procedure to avoid such situations.

Keywords: 8522 Standard (ABNT, 2008), Concrete, Modulus of elasticity, strength-stress behaviour.

Resumo

Este trabalho analisa a metodologia descrita no Anexo "A" (item A.4) da Norma NBR 8522 (ABNT, 2008) para a determinação do diagrama tensão-deformação específica em corpos-de-prova cilíndricos de concreto apresentando considerações sobre possíveis adequações de seu uso para concretos com agregados reciclados e com equipamentos automatizados. A metodologia especificada na norma apresenta restrições metodológicas que geram distorções na obtenção do diagrama tensão-deformação, tais como o uso de número muito limitado de pontos de leitura e a inclusão, no comportamento elástico do material, de fenômenos diferidos como microfissuração e fluência ocorridos durante os patamares de estabilização de carga. A tensão básica de 0,5 MPa, especificada para garantir a estabilização da carga, é inadequada para grande parte das prensas automatizadas modernas, projetadas para o ensaio de concretos de alta resistência. São discutidos alguns aspectos da Norma e propostas alterações metodológicas.

Palavras-chave: Norma 8522 (ABNT, 2008), concreto, módulo de elasticidade estático, diagrama tensão-deformação específica.

^a Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UNISINOS, São Leopoldo, RS, Brasil;
^b Escola de Engenharia – Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

1. Introdução

A resistência de um material depende de sua capacidade de suportar tensões sem deformação permanente ou ruptura. Por outro lado, a rigidez de um material está relacionada com a deformação que este material apresenta para um dado nível de tensões. Essas propriedades são inerentes ao próprio material e devem ser determinadas experimentalmente. Os ensaios mais comumente realizados nesse sentido são os que submetem o material a estados uniaxiais de tensão, tração e compressão simples, utilizados para determinar a relação entre a tensão normal média e a deformação longitudinal específica média. Com os dados de ensaios monitorados de tração e compressão, onde há o registro das deformações apresentadas para certos níveis de tensão, pode-se construir um gráfico, cuja curva resultante é denominada diagrama tensão-deformação.

O concreto apresenta um comportamento linear, quando submetido a tensões até certa magnitude. Conforme Melo Neto e Helene [1], o comportamento deixa de ser linear um pouco antes de 50% da carga última. Esse comportamento é decorrente da microfissuração progressiva que ocorre inicialmente na interface entre o agregado graúdo e a pasta de cimento, e posteriormente se dissemina em todo o concreto. O diagrama tensão-deformação típico de um concreto obtido a partir de um ensaio de compressão simples está mostrado na Figura 1.

Observa-se que o concreto somente pode ser considerado como elástico linear até um nível de tensões correspondente à faixa de 40 a 50% da tensão de ruptura. Tensões acima desse patamar

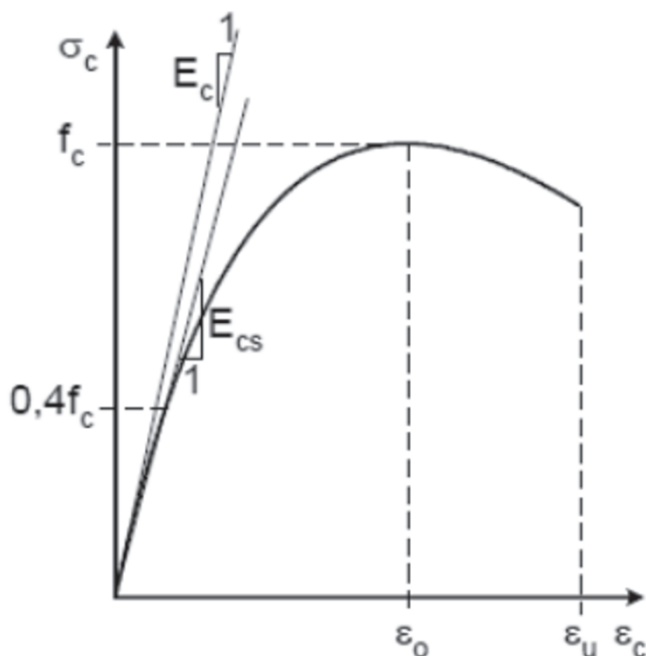


Figura 1
Diagrama tensão-deformação típico do concreto (compressão simples)

Fonte: Araújo (3)

provocam características macroscópicas de comportamento facilmente visualizadas, como a não linearidade crescente da curva tensão-deformação na etapa de carga, ou a existência de deformações permanentes quando o material submetido a tensões é descarregado [2]. Corroborando este comportamento, a norma NBR 6118 [3], no item 8.2.10.1, afirma que para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$ é possível admitir uma relação linear entre tensões e deformações.

Demandas cada vez maiores por um uso diferenciado de áreas que seriam destinadas a aterros (ou ausência de locais de deposição adequados), por um lado, e a escassez de recursos naturais, por outro, além da conscientização da proteção ambiental, favoreceram a utilização de resíduos de construção como fonte para agregados [4, 5, 6]). Segundo Buttler [7], os resíduos de concreto possuem um grande potencial para serem reciclados quando comparados com outros resíduos, devido a possibilidade de pré-conhecimento do tipo de material empregado no material de origem.

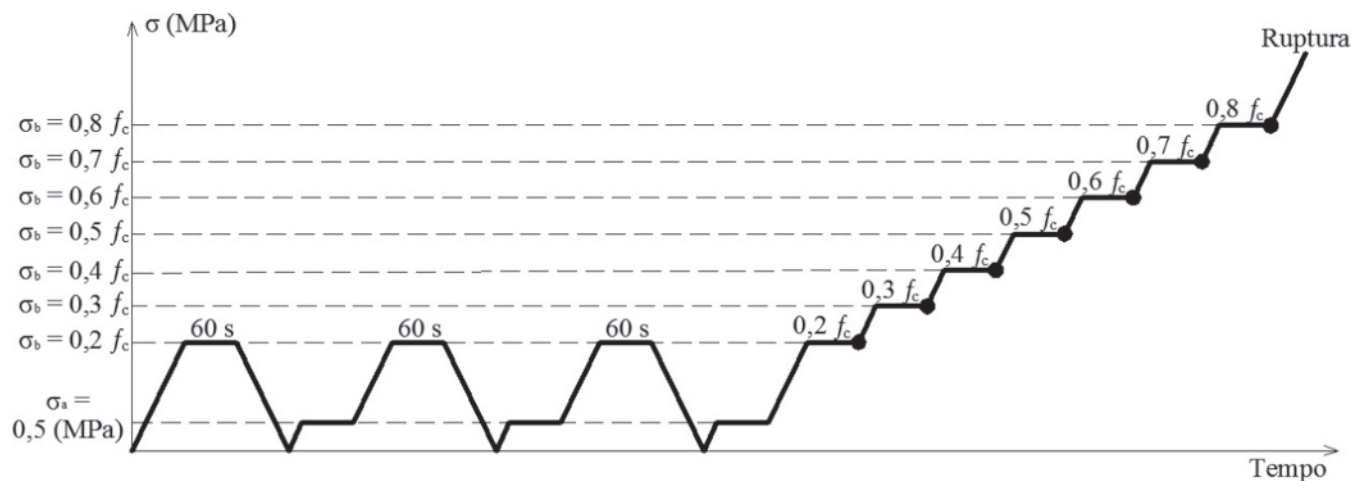
Se para concretos convencionais existem divergências entre valores obtidos através de procedimentos experimentais e os estimados por equações analíticas prescritas em normas a partir da resistência, a divergência tende a ser ainda maior em concretos produzidos com agregados reciclados de concreto - ARC, devido à existência de dados de ensaio em muito menor quantidade e à maior dispersão de resultados típica destes concretos. O Módulo de Elasticidade de concretos é dependente do teor de agregado graúdo e do teor de argamassa. Ao se substituir agregados convencionais por agregados reciclados ou de menor Módulo de Elasticidade, é necessário proceder-se investigações acerca desta propriedade [8].

Este trabalho analisa a metodologia descrita no Anexo "A" (item A.4) da Norma NBR 8522 (ABNT, 2008) para a determinação do diagrama tensão-deformação específica em corpos-de-prova cilíndricos de concreto aplicada a concretos com agregados reciclados. São avaliadas restrições metodológicas que geram distorções na obtenção do diagrama tensão-deformação, tais como o uso de número muito limitado de pontos de leitura e a inclusão, no comportamento elástico do material, de fenômenos diferidos como microfissuração e fluência em função da adoção de patamares de estabilização de carga, que poderão gerar maiores distorções em exemplares de concreto com agregados reciclados.

2. Procedimentos Recomendados pela Norma NBR 8522 (ABNT, 2008)

A Norma NBR 8522 [9], em seu Anexo "A" descreve no item A.4 o procedimento recomendado para a obtenção do diagrama tensão-deformação de concreto endurecido, em corpos-de-prova cilíndricos. Antes do ensaio propriamente dito, deve-se compatibilizar as bases de medida, através do seguinte procedimento:

1. Ajustar o exemplar à prensa, ao qual deverão estar conectados medidores de deslocamento com leituras independentes na direção do eixo longitudinal;
2. Carregar o corpo de prova até uma tensão de compressão de no máximo 20% da tensão prevista de ruptura; Verificar as deformações registradas pelos medidores; Se a diferença entre elas for superior que 20% da maior deformação lida, descarregar o

**Figura 2**

Localção dos pontos para plotagem de gráficos sem patamares

- exemplar e proceder ao ajuste mais correto de centragem do mesmo nos pratos da prensa, girando o exemplar;
3. Aplicar novamente a tensão e verificar as deformações;
 4. Repetir esse procedimento até que a diferença entre as deformações lidas não seja superior do que 20% da maior deformação.
 5. Logo após a compatibilização, deve-se aplicar um carregamento crescente à velocidade de $(0,45 \pm 0,15)$ MPa, com pausas de 60s nas tensões indicadas, para as seguintes leituras de deformação:
 - Leitura à tensão básica (σ_a) = 0,5 MPa;
 - Leituras nas tensões de $0,2 f_c$, $0,3 f_c$, $0,4 f_c$, $0,5 f_c$, .onde f_c representa a estimativa da tensão de ruptura à compressão simples.

As deformações devem ser lidas num tempo máximo de 30s após

pausas de 60s, obrigatórias em cada patamar de carregamento. Segundo a norma, os valores representativos do comportamento tensão-deformação são aqueles obtidos após os 60s nos quais a tensão permanece constante em cada patamar (Figura 2). Estes valores serão utilizados para o traçado do diagrama tensão-deformação do concreto.

A metodologia especificada na norma apresenta diversos pontos passíveis de aperfeiçoamento, pois determina o comportamento tensão-deformação do concreto a partir de um número limitado de resultados, e inclui, no comportamento elástico do material, fenômenos diferidos como microfissuração e fluência, ocorridos durante o tempo de estabilização de cargas nos patamares. Além disso, a tensão básica de 0,5 MPa é muito baixa para se garantir a estabilização da carga em prensas projetadas para concretos de alta resistência. A seguir, apresenta-se uma discussão sobre estes temas.

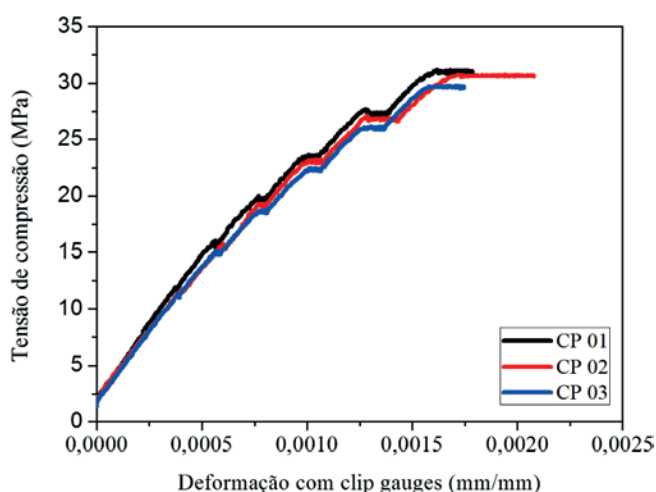
**Figura 3**

Gráfico tensão-deformação com os patamares de estabilização do carregamento previstos na norma

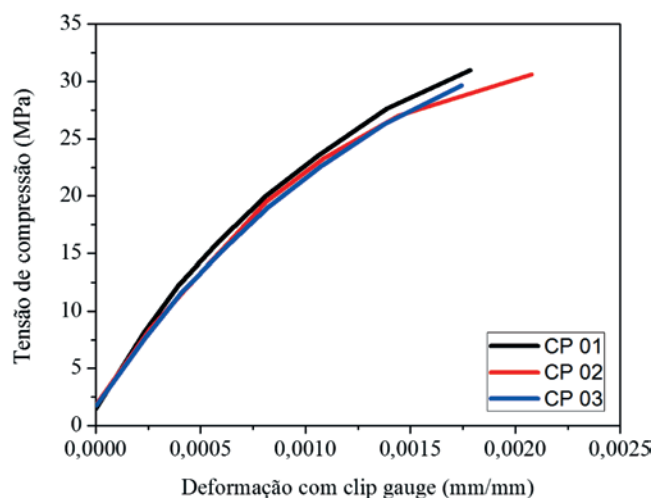
**Figura 4**

Gráfico tensão-deformação obtido após a retirada dos patamares especificados na norma

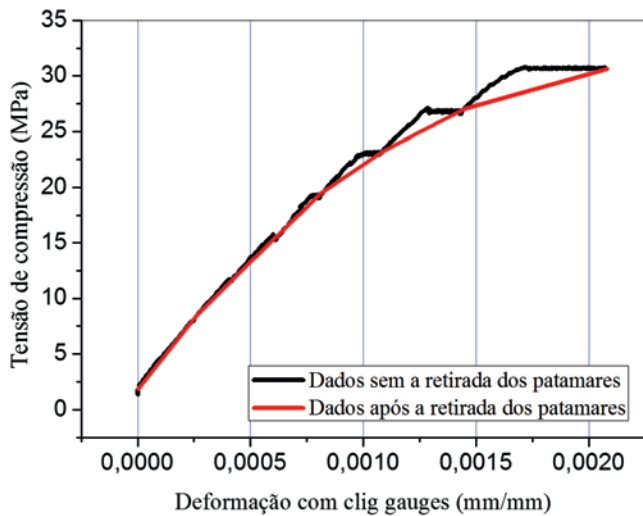


Figura 5

Gráfico tensão-deformação com os patamares de estabilização e após a retirada dos patamares especificados na norma – exemplo de corpo-de-prova representativo das diferenças de comportamento

2.1 Determinação da curva tensão-deformação

Ao se traçar um gráfico a partir dos dados de tensão aplicada com a correspondente deformação específica resultante, obtém-se curvas semelhantes às mostradas na Figura 3, correspondentes a três corpos-de-prova provenientes do mesmo concreto, com uso de aquisição de dados automatizada.

Os patamares observados na curva são decorrentes do procedimento experimental determinado pela NBR 8522 [9], que preconiza fazer as leituras de tensão e deformação em até 30s e somente após a tensão aplicada ter sido mantida constante por 60s. Desta forma, quando é empregada instrumentação que permita a aquisição de dados com pequenos intervalos de tempo entre as leituras, o efeito de microfissuração ou de deformações diferidas (fluência ou comportamento viscoelástico) fica evidente.

A adoção do critério especificado pela norma nas curvas apresentadas na Figura 3, excluindo os patamares de carregamento e considerando como válidos os pontos obtidos somente após a manutenção da carga por no mínimo 60s, resulta em curvas tensão-deformação com o formato visualizado na Figura 4. É possível observar na Figura 5 a curva obtida através do ensaio com os patamares e a curva tratada para o corpo de prova mais representativo. Os procedimentos de ensaio prescritos pela NBR 8522 [9] permitem a determinação da curva tensão-deformação mesmo quando os equipamentos utilizados são de leitura analógica e manual, como é o caso de deslocamentos lidos a partir de um ou mais relógios comparadores (deflectores mecânicos). Para equalizar os tempos de leitura em qualquer condição experimental, a norma impõe a permanência em cada patamar de carga por 60s, permitindo até mais 30s para a leitura dos diversos mostradores analógicos. Tal procedimento traz duas consequências: a definição da curva de comportamento tensão-

-deformação a partir de um número bastante limitado de pontos, e a inclusão, no comportamento elástico do material, de fenômenos diferidos (microfissuração, fluência, etc.) ao impor até 90s de cargas constantes em cada nível de leitura. Esses fenômenos diferidos se tornam mais evidentes à medida que as tensões de compressão aplicadas crescem (como visto na Figura 3).

Quando há disponibilidade de uma prensa automatizada que permita a programação da velocidade de aplicação de carga e a aquisição digital das cargas aplicadas em cada instante, e também uma instrumentação automatizada que permita a aquisição digital dos dados de deslocamento de forma simultânea à aquisição das informações de cargas, parece ser desnecessário se manter patamares de carga constante por 60s a 90s nos poucos níveis de carga especificados para o ensaio, uma vez que numa aquisição contínua de dados todas as cargas aplicadas podem ser utilizadas como níveis de medida, aumentando a representatividade do ensaio.

A exclusão dos patamares de carga reflete de forma mais fiel e com menor variabilidade o comportamento tensão-deformação do concreto. Neste caso, a obtenção da curva representativa do comportamento tensão-deformação e a definição do valor do Módulo de Elasticidade Tangente Inicial pode ser realizada a partir de uma regressão linear simples (por mínimos quadrados) utilizando-se todos os pontos adquiridos entre a tensão mínima a partir da qual não há mais efeito de acomodação do exemplar na prensa (tensão básica) e a tensão limite superior especificada para o ensaio.

2.2 Tensão básica estabelecida para o ensaio

A Norma estabelece uma tensão básica para o ensaio de 0,5 MPa. Este valor, em algumas situações, pode gerar erros na determinação do módulo de elasticidade.

Em função da elevada resistência dos concretos atuais, as prensas modernas tendem a ter uma capacidade de carga elevada (na ordem de 200 tf ou mais) e, como consequência, elevação no valor da carga mínima onde há precisão da leitura da força aplicada. Pelo mesmo motivo de aumento das resistências, o uso de corpos de prova de dimensões 10x20cm em substituição aos de 15x30cm tornou-se generalizado. Em função desses dois fatores, a tensão inferior de 0,5 MPa estabelecida pela norma para o ensaio do módulo tangente inicial pode estar fora da faixa onde a precisão de leitura no equipamento de ensaio se mantém.

Além do exposto, nos gráficos obtidos com equipamentos com coleta automatizada de dados a parte inicial da curva tensão-deformação sempre apresenta um comportamento diferenciado do restante da curva, como consequência de acomodações e restrições do equipamento de ensaio, não refletindo o comportamento do material.

Logo, considerando-se que o concreto tem um comportamento elástico linear no trecho inicial de carregamento, a tensão inferior pode ser estabelecida em um nível de carregamento mais alto que 0,5 MPa, sem que isso comprometa a obtenção do Módulo Tangente inicial diminuindo o erro decorrente das restrições da prensa utilizada.

2.3 Umidade dos corpos-de-prova

É consensual na comunidade científica que a cura do concreto

seja feita em um ambiente úmido para permitir a hidratação dos compostos do cimento e a redução da porosidade da pasta de cimento hidratada [10]. Neville [12] recomenda que uma umidade relativa de no mínimo 80% seja mantida para uma adequada hidratação do cimento. Se um concreto não é bem curado, especialmente em baixas idades, ele poderá sofrer perdas irreparáveis [13]. Segundo o Mehta e Monteiro [11], a baixa umidade pode gerar microfissuras devido a retração por secagem do concreto, colocando em risco o desempenho do mesmo. Os efeitos prejudiciais ocasionados pela secagem e consequentemente pelo encolhimento autógeno, especialmente para concretos com menor relação a/c, alteram sensivelmente as suas propriedades. Devido aos motivos expostos, a maioria das normas técnicas especificam que os corpos-de-prova de concreto sejam curados em ambiente saturado, e nesta mesma condição seja determinada a sua resistência a compressão. A umidade interna dos corpos-de-prova tem um efeito considerável em sua resistência a compressão, sendo conhecido que a resistência a compressão de corpos-de-prova secos em ambiente de laboratório é cerca de 15% maior que a observada em corpos-de-prova saturados, de mesma composição e submetidos ao mesmo processo de cura[2].

O efeito da umidade no módulo de elasticidade, entretanto, é controverso. Autores como Li [14] afirmam que concretos saturados apresentam um módulo de elasticidade estático maior que concretos secos, para um mesmo traço e processo de cura. Outros, como Shoukry et al. [15] afirmam que o módulo de elasticidade segue a mesma tendência da resistência a compressão, sendo até 20% maior em corpos-de-prova cuja umidade está em equilíbrio com o ar, quando comparados a corpos-de-prova saturados. Liu et al [16], em uma revisão sobre o tema, afirmam que há consenso de que em função do aumento do grau de saturação do concreto sua resistência diminui e o módulo de elasticidade aumenta. Em seus experimentos, foi observado um aumento de até 30% no valor do módulo de elasticidade estático, comparando-se um concreto seco como o mesmo concreto no estado saturado.

A NBR 8522 [9] faz menção à NBR 5738 [17] que diz respeito à moldagem e cura dos exemplares para o ensaio de compressão simples, que preconiza o uso de corpos-de-prova saturados. Para esta condição, o resultado obtido para a tensão de compressão do exemplar é um valor menor do que o obtido com o mesmo seco, reproduzindo portanto a situação mais crítica, importante para o dimensionamento de estruturas no estado limite último. Porém, as condições ambientais críticas para o Módulo de Elasticidade são aquelas que levam a um menor valor, ou seja, em condição seca. O uso de corpos-de-prova secos acarretaria maiores deformações para as mesmas tensões, o que é crítico tanto para o dimensionamento de seções de concreto armado em estado limite último, devido à compatibilização das tensões entre aço e concreto, quanto para a verificação da estrutura em estado limite de serviço. Salvador [18] mostra que a umidade relativa do ar afeta a deformação em cada instante de uma peça de concreto, e que o aumento da umidade do ar leva à diminuição das flechas em uma peça fletida, bem como a diminuição da umidade a um aumento nas flechas. Assim, a condição crítica para a determinação do módulo de elasticidade é a condição seca, e não a saturada como preconizado pela NBR 8522 [9].

A utilização de corpos-de-prova na condição seca, entretanto, esbarra em impedimentos técnicos, uma vez que ao longo do período de cura os exemplares estão submetidos à cura submersa ou a ambiente saturado e o tempo necessário para uma secagem completa do corpo-de-prova após a retirada do ambiente de cura pode chegar a alguns dias, impedindo que o ensaio seja realizado na data estipulada – na idade usual para a realização do ensaio, de 28 dias, a redução do tempo de secagem a algumas horas por meio de secagem acelerada não é aconselhada, pois pode gerar tensões internas de tração e prejudicar as propriedades mecânicas do concreto. Se alternativamente os corpos-de-prova forem retirados da sala de cura dias antes do ensaio (para permitir a sua secagem), a cura será prejudicada e não haverá como comparar os valores de resistência obtidos em exemplares com diferentes tempos de secagem - Entretanto, em concretos com idade elevada, o tempo necessário para a secagem do exemplar exerce uma influência desprezível em suas propriedades mecânicas (pois o exemplar já apresenta um grau de hidratação elevado), e nestes o uso de corpos-de-prova no estado seco poderia ser adotado, melhor representando a situação mais crítica para a determinação do módulo de elasticidade. Alternativamente, um coeficiente de minoração poderia ser utilizado para estimar o valor do Módulo de Elasticidade na condição ambiental mais crítica (na condição seca) a partir do valor obtido experimentalmente em corpos-de-prova saturados. Esta consideração pode ser crítica em concretos com agregados reciclados, em função de sua porosidade ser mais elevada que a de concretos com agregados naturais e, consequentemente, haver maior quantidade de água livre em seu interior.

O Módulo de Elasticidade para concretos com agregados reciclados são baixos em relação aos concretos que utilizam 100% de agregados naturais, como observado por autores como Xiao, Li e Zhang [19], Katz [4] e Benetti [8]. Segundo Leite [20] o Módulo de Elasticidade do concreto depende, entre outros fatores, do agregado utilizado, cujo módulo de deformação está relacionado principalmente à sua porosidade, e é esta que controla a capacidade de restrição da deformação da matriz do concreto. Para Xiao, Li e Poon [21], o Módulo de Elasticidade para concretos com ARC é sempre menor em relação a concretos convencionais devido a grande quantidade de argamassa ligada ao agregado natural, a qual quase sempre tem menores módulos de elasticidade.

Domingo et al. [22] e Brito e Alves [23] verificaram que há uma tendência para a redução do Módulo de Elasticidade quanto maior for a proporção do agregado reciclado na mistura, fazendo com que a rigidez dos concretos diminua.

Na pesquisa de Topçu e Gunçan [24], valores da redução do Módulo de Elasticidade para concretos com ARC foram de até 80% em relação a concretos com AGN. Xiao, Li e Zhang [19] encontraram valores até 45% inferiores para o módulo quando houve substituição de 100% do AGN pelo ARC. Como se pode observar, os valores encontrados para o Módulo de Elasticidade entre concretos com e sem ARC são muito divergentes, pois dependem de diversos fatores inerentes ao próprio ARC utilizado, como: idade do concreto de origem, resistência, quantidade de argamassa aderida, porcentagem de substituição, entre outros. Da mesma forma, a complexidade na estimação do módulo através das formulações apresentadas por normas para concretos convencionais aumenta para concretos que utilizam ARC.

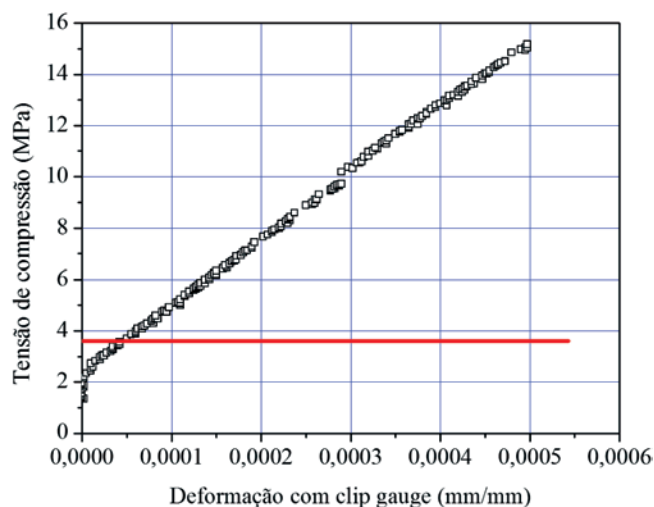


Figura 6
Tensão-deformação para o concreto sem ARC, rompido aos 28 dias e com relação $a/agl. = 0,65$

3. Programa experimental adotando-se as alterações metodológicas propostas

De modo a exemplificar o que foi discutido, foi elaborado um programa experimental onde foram ensaiados concretos com agregados convencionais e com a substituição de 50% do agregado gráudo natural por agregado gráudo reciclado de concreto (ARC).

No programa experimental foi utilizado cimento CPV-ARI RS; agregado gráudo natural (AGN) de origem basáltica, retido na peneira de malha 4,8 mm e passante na peneira 19 mm; com massa unitária de 1,51 g/cm³ e massa específica de 2,73 g/cm³; agregado miúdo natural (AMN) de origem quartzosa, retido na peneira de malha 0,075 mm e o passante em malha 4,8 mm (permanecendo dentro da zona ótima de utilização), mas-

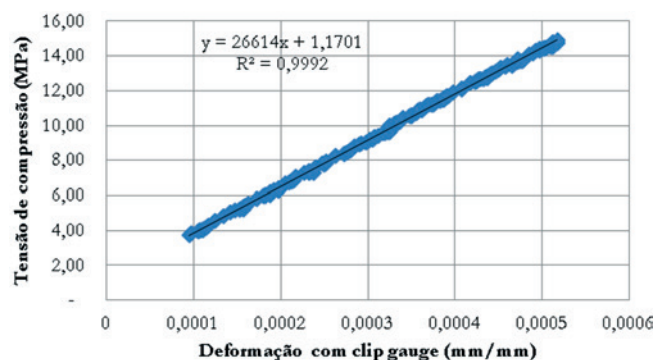


Figura 7
Gráfico tensão-deformação com o MEE obtido através de regressão para exemplar de concreto com ARC, $a/agl. = 0,45$, aos 28 dias de idade

sa unitária de 1,47 g/cm³ e massa específica de 2,57 g/cm³; e agregado reciclado de concreto (ARC) proveniente de resíduos de estacas advindas de empresa de pré-fabricados (concreto original com f_{cj} de 35 MPa, submetido a cura térmica), retido na peneira de malha 4,8 mm e o passante na peneira 19 mm, com massa específica de 1,13 g/cm³ e a massa unitária de 2,21 g/cm³.

3.1 Métodos e Parâmetros de Ensaio

Os traços utilizados para os concretos com e sem agregados reciclados foram de 1: 1,641 : 2,25 ($a/agl = 0,45$); 1 : 2,228 : 2,75 ($a/agl = 0,55$) e 1 : 2,815 : 3,25 ($a/agl = 0,65$), determinados a partir do método de dosagem do IPT/EPUSP de Helene e Terzian [25]. O abatimento foi fixado em 100 ± 20 mm, o teor de argamassa adotado foi de 54% e a quantidade de água $H = 9,2\%$. A dosagem e moldagem dos exemplares foi realizada no Laboratório de Materiais de Construção da UNISINOS, sendo os exemplares submetidos a cura submersa em câmara de cura por 28 dias. Considerando os concretos com e sem ARC, foram executadas seis betonadas de 70 kg cada, resultando assim, em dezoito corpos-de-prova para cada traço (betonada) de relação água/aglomerante 0,45; 0,55 e 0,65. De cada dezoito exemplares, seis foram destinados para cada idade estipulada (7, 28 e 63 dias), sendo dois utilizados para a resistência à compressão, três para os ensaios de Módulo de Elasticidade e um posto de reserva. Os resultados aos sete dias mostraram que, principalmente para os concretos com ARC, há grande variabilidade nos valores de módulo, uma vez que as reações químicas e as condições de hidratação ainda não estão estáveis, e por este motivo desaconselha-se a determinação do módulo de elasticidade nesta idade.

Após a estimativa da resistência à compressão dos concretos (média entre os resultados de três corpos-de-prova), o Módulo de Elasticidade foi determinado seguindo as etapas 1, 2 e 3 descritas no item 6.2.2.1 da norma NBR 8522 [9]. Foram realizadas medições em 20, 30, 40, 50, 60, 70 e 80% da carga última de ruptura para a determinação do comportamento tensão-deformação, sendo respeitados os 60s de intervalo em cada patamar. A medição das cargas foi realizada em uma prensa Controls de 2000 KN automatizada classe I e a das deformações com o auxílio de dois sensores do tipo Clip Gauge modelo ER-25 da empresa MSI, com 100 mm de extensão. A aquisição de dados durante o ensaio de Módulo de Elasticidade Estático foi processada por um data logger Ahlborn modelo ALMEMO® 2490 e registrada em um notebook, junto com os dados da carga aplicada, a cada três segundos de ensaio. As deformações específicas foram obtidas dividindo-se os deslocamentos adquiridos pelo data logger pelo comprimento base dos clip gauges, 100 mm. As correspondentes tensões de compressão aplicadas foram obtidas dividindo-se o valor das cargas aplicadas pela área da seção transversal do corpo-de-prova.

3.2 Obtenção do Módulo de Elasticidade Tangente Inicial

Conforme a NBR 8522 [9], o Módulo de Elasticidade Tangente

Inicial, E_{ci} , em megapascais, deve ser calculado através da equação 1:

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \quad (1)$$

Onde:

σ_b é a tensão maior, em megapascais; ($\sigma_b = 0,3 f_c$);
 0,5 é a tensão básica, expressa em megapascais (MPa);
 ε_b é a deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão maior;
 ε_a é a deformação específica média dos corpos-de-prova sob tensão básica (0,5 MPa).

A norma estabelece uma tensão básica de 0,5 MPa, a partir da qual os corpos-de-prova são submetidos a tensões crescentes até $0,3 f_c$, permitindo o cálculo do Módulo de Elasticidade. O valor σ_b e ε_b correspondentes a $0,3 f_c$ são obtidos a partir da curva tensão-deformação da NBR 8522 [9], ou seja, são valores obtidos com a tensão mantida estável por um período mínimo de 60s e máximo de 90s. Contudo, nos ensaios realizados, não foi possível estabilizar a tensão aplicada pela prensa a níveis tão baixos como 0,5 MPa para todos os exemplares, uma vez que a prensa apresenta um patamar de linearidade inferior de 20 kN, o que equivale a uma tensão de 2,55 MPa para corpos-de-prova de 10 x 20cm. Além do limite inferior de calibração da prensa, sabe-se que no início do processo de

Table 1

Comparison of MMW obtained using NBR 8522 (9) and regression (concretes without RCA)

		Specimen 1	Specimen 2	Specimen 3	Mean	CV	Relative difference
w:aggl 0.45	MEE (GPa)	37.49	25.26	28.58	26.92	23.50%	3.54%
28 days	MEE (GPa) Regression	39.09	26.53	29.23	27.88	23.70%	3.54%
Without RCA	Relative difference	4.30%	5.00%	2.20%	-	-	-
w:aggl 0.55	MEE (GPa)	29.21	22.97	22.94	22.96	15.70%	6.83%
28 days	MEE (GPa) Regression	27.53	24.68	24.36	24.52	7.10%	6.83%
Without RCA	Relative difference	-5.70%	7.50%	6.20%	-	-	-
w:aggl 0.65	MEE (GPa)	18.16	21.03	20.38	19.86	7.60%	5.88%
28 days	MEE (GPa) Regression	19.17	22.14	21.77	21.03	7.70%	5.88%
Without RCA	Relative difference	5.60%	5.30%	6.80%	-	-	-
w:aggl 0.45	MEE (GPa)	24.02	29.52	24.96	26.17	11.20%	3.67%
63 days	MEE (GPa) Regression	26.06	30.25	25.08	27.13	10.10%	3.67%
Without RCA	Relative difference	8.50%	2.50%	0.50%	-	-	-
w:aggl 0.55	MEE (GPa)	24.69	26.08	24.21	24.99	3.90%	5.43%
63 days	MEE (GPa) Regression	25.04	27.47	26.54	26.35	4.60%	5.43%
Without RCA	Relative difference	1.40%	5.30%	9.60%	-	-	-
w:aggl 0.65	MEE (GPa)	22.11	23.71	23.9	23.24	4.20%	7.94%
63 days	MEE (GPa) Regression	23.217	25.15	24.85	25.08	0.80%	7.94%
Without RCA	Relative difference	5.00%	6.10%	4.00%	-	-	-

CV = Coefficient of variation. Relative difference is between mean MEE and MEE obtained by regression.

aplicação de tensões por parte da prensa, com a acomodação dos corpos-de-prova, a falta de precisão no início da escala de cargas, e outros fatores fazem com que as leituras obtidas não reproduzam com fidelidade o comportamento do material ensaiado sob tensões. Cada corpo-de-prova demandou uma tensão de estabilização diferente, chegando a 3,6 MPa no caso mais crítico. O gráfico tensão-deformação apresentado na Figura 6 ilustra a curva típica obtida nos ensaios até o valor de $0,3 f_c$. Como é possível verificar, a zona de pontos iniciais apresenta um comportamento que não é inerente ao material (uma vez que todos os exemplares, de todas as relações a/aglomerante, com e sem agregado reciclado e de 28 e 63 dias de idade apresentaram o mesmo comportamento), e sim, é relativo à forma como o ensaio

é desenvolvido e também, devido à prensa que possui capacidade muito superior às cargas aplicadas.

Desta forma, o Módulo de Elasticidade foi obtido para todos os corpos-de-prova a partir da expressão modificada (Equação 2):

$$E_{ct} = \frac{\sigma_b - 3,6MPa}{\varepsilon_b - \varepsilon_x} \quad (2)$$

Onde:

ε_x é a deformação em 3,6 MPa.

Se o material é elástico linear ao longo de toda a faixa de tensões abaixo de $0,3 f_c$, o uso da expressão original ou da modificada resulta no mesmo valor de Módulo de Elasticidade.

Table 2

Comparison of MMW obtained using NBR 8522 (9) and regression (concretes with RCA)

		Specimen 1	Specimen 2	Specimen 3	Mean	CV	Relative difference
w:aggl 0.45	MEE (GPa)	25.63	20.77	24.74	23.71	10.90%	6.95%
28 days	MEE (GPa) Regression	26.22	23.24	26.61	25.36	7.30%	6.95%
Without RCA	Relative difference	2.30%	11.90%	7.60%	-	-	-
w:aggl 0.55	MEE (GPa)	20.2	27.62	20	20.1	21.60%	-0.16%
28 days	MEE (GPa) Regression	20.16	25.09	19.98	20.07	14.40%	-0.16%
Without RCA	Relative difference	-0.20%	-9.20%	-0.10%	-	-	-
w:aggl 0.65	MEE (GPa)	21.67	23.67	20.83	22.06	6.60%	4.96%
28 days	MEE (GPa) Regression	23.08	24.76	21.63	23.15	6.80%	4.96%
Without RCA	Relative difference	6.50%	4.60%	3.80%	-	-	-
w:aggl 0.45	MEE (GPa)	22.41	19.5	21.11	21.01	6.90%	10.63%
63 days	MEE (GPa) Regression	24.31	20.03	22.79	23.24	14.90%	10.63%
Without RCA	Relative difference	8.50%	2.70%	7.90%	-	-	-
w:aggl 0.55	MEE (GPa)	24.71	28.36	22.02	25.03	12.70%	1.79%
63 days	MEE (GPa) Regression	24.27	28.271	2.56	25.48	9.50%	1.79%
Without RCA	Relative difference	-1.80%	-0.30%	2.50%	-	-	-
w:aggl 0.65	MEE (GPa)	26.39	22.47	23.8	24.22	8.20%	2.93%
63 days	MEE (GPa) Regression	26.71	23.59	24.48	24.93	6.50%	2.93%
Without RCA	Relative difference	1.20%	5.00%	2.90%	-	-	-

CV = Coefficient of variation. Relative difference is between mean MEE and MEE obtained by regression.

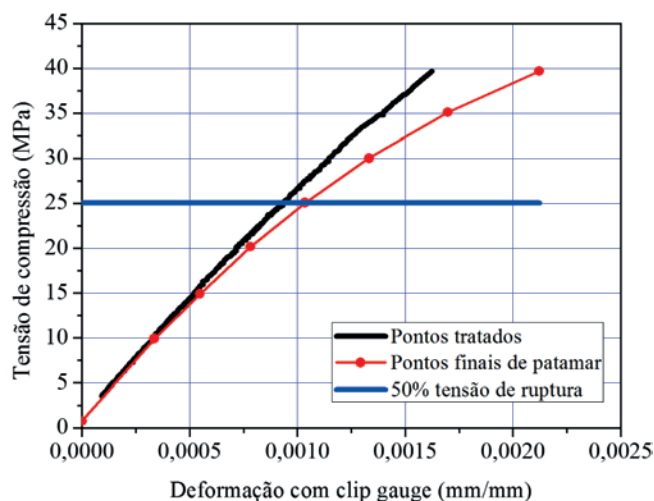


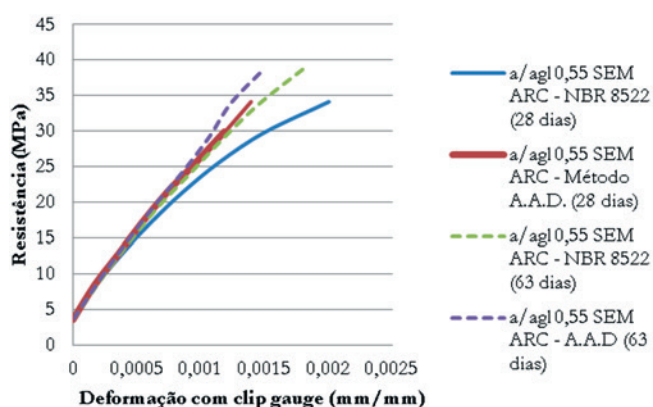
Figura 8

Comparação das curvas de MEE dos dados tratados e com os pontos finais de cada patamar do exemplar com $a/agl. = 0,45$, com agregado reciclado e idade de 28 dias

3.3 Apresentação e Análises de Resultados

3.3.1 Comportamento Elástico e Obtenção do Módulo por Regressão

Com o intuito de verificar a influência dos patamares de carga, foi realizada uma simulação de valores tensão-deformação, caso o ensaio fosse realizado de maneira direta (sem patamares e/ou paradas para leitura de deformações). Neste caso, o valor de módulo de elasticidade foi obtido através da inclinação de reta



Onde: A.A.D = Aquisição automática de dados.

Figura 9

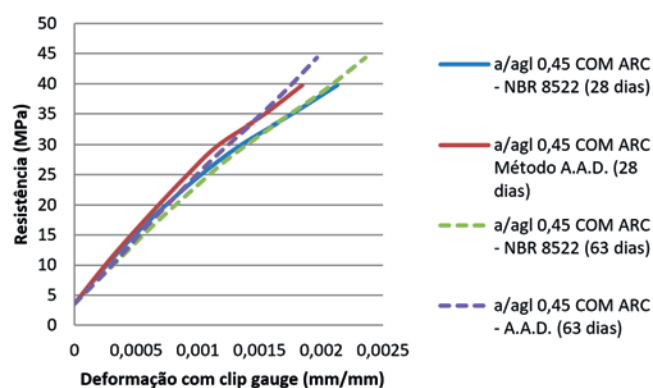
Curvas médias para concretos de mesma relação $a/agl.$ (28 e 63 dias) – Obtenção de dados conforme a NBR 8522 e por aquisição automática de dados

pela regressão por mínimos quadrados. Um exemplo do resultado final é demonstrado na Figura 7.

A inclinação da reta informa que o valor de Módulo de Elasticidade do concreto ensaiado tem o valor de 26,61 GPa. As Tabelas 1 e 2 demonstram as diferenças entre os valores obtidos através de regressão e através do método da NBR 8522 [9], assim como os coeficientes de variação e as diferenças relativas, onde: CV = Coeficiente de variação. DIFER. REL. = diferença relativa entre a média de MEE e MEE por regressão. Os resultados obtidos por regressão indicam que a execução do ensaio sem patamares e com controle da velocidade de aplicação da carga resulta em menor dispersão dos resultados. Conceitualmente, o módulo deixa de ser definido por apenas dois pares tensão-deformação e passa a ser definido pela totalidade de pares obtidos na faixa de tensões do ensaio, minimizando o efeito de variabilidade de medida em relação aos pares escolhidos e dando mais confiabilidade ao resultado. Observa-se que nos exemplares com agregados naturais há uma diferença clara e relativamente uniforme entre os valores obtidos pelos dois métodos, confirmando a afirmação anterior, enquanto nos exemplares com agregados reciclados a diferença entre os valores de módulo obtidos pelas duas metodologias é muito variável. Este comportamento é explicado pela variabilidade típica dos concretos com agregados reciclados, uma vez que a elevada porosidade da fração de argamassa antiga aderida à brita do agregado reciclado e da antiga zona de transição entre estas fases, aliado a falta de homogeneidade na distribuição dos agregados reciclados no concreto novo, acentua os erros decorrentes de uma pequena quantidade de leituras de tensão-deformação quando utilizado o método preconizado na norma brasileira, e é atenuado pela adoção de medidas contínuas destes valores.

3.3.2 Curvas Tensão-Deformação

O gráfico da Figura 8 compara as formas de obtenção das curvas



Onde: A.A.D = Aquisição automática de dados.

Figura 10

Curvas médias para concretos de mesma relação $a/agl.$ com ARC (28 e 63 dias) – Obtenção de dados conforme a NBR 8522 e por aquisição automática de dados

tensão-deformação, e é representativo de todos os resultados obtidos no programa experimental. A curva em vermelho foi obtida a partir do procedimento da NBR 8522 [9], onde os valores representativos são somente os pares tensão-deformação obtidos com a manutenção da tensão constante por um intervalo entre 60 e 90s. A curva em preto é resultante do tratamento dos pontos obtidos pelo sistema automatizado de aquisição de dados utilizado nos ensaios, simulando os dados obtidos em um ensaio com velocidade de aplicação de carga constante e sem patamares de tensão constante.

Pode-se verificar que as curvas tensão-deformação obtidas pelos diferentes métodos diferem consideravelmente a partir de 50% da tensão de ruptura. A região até $0,7 f_c$ é empregada corriqueiramente no projeto de peças de concreto armado, tornando a previsão de deformações para esses níveis de tensão importante. Como esperado, as curvas obtidas pelo procedimento da NBR 8522 [9] são menos rígidas (possuem maiores deformações para os mesmos níveis de tensão) e altamente dependentes do tempo em que as tensões são mantidas constantes em um mesmo patamar (de 60 a 90s). As curvas obtidas com leituras feitas ao final de 60s tendem a ser mais rígidas que as obtidas com a leitura feita ao final de 90s, em função dos efeitos de microfissuração e deformação diferida, amplificados pela manutenção da tensão em níveis constantes.

Conclui-se que havendo disponibilidade de equipamentos de ensaio que permitam a aplicação de cargas a uma velocidade constante e a aquisição das cargas e das respectivas deformações de forma automatizada e com um grande número de leituras, o procedimento de ensaio indicado pela NBR 8522 resulta em deformações maiores do que as reais, e que esta diferença se acentua em maiores níveis de carregamento e em concretos com agregados reciclados.

As curvas das Figuras 9 e 10 foram escolhidas aleatoriamente e é possível observar que o procedimento de aquisição de dados através de sistema automatizado resulta em curvas mais rígidas em relação ao procedimento da norma, uma vez que a aplicação de cargas a velocidade constante sem a manutenção de patamares de tensão constante minimiza os efeitos de fluência e microfissuração (este fator ocorre em todos os concretos, com e sem ARC).

4. Conclusões

Ao se analisar o procedimento de ensaio para determinação do Módulo de Elasticidade Estático preconizado pela norma NBR 8522 [9], pode-se intuir claramente que a metodologia prevista pela norma foi desenvolvida para uso em equipamentos de ensaio não instrumentados, com leitura manual de valores de carga e deslocamento. Entretanto, ao se utilizar instrumentação que permita a aquisição instantânea de dados e a manutenção da aplicação de carga constante, as deficiências decorrentes da adoção de patamares (que resultam na inserção do efeito da microfissuração e de deformações diferidas geradas durante o tempo de estabilização de carregamento) se tornam visíveis, e em níveis de carregamento superiores a 50% da carga última de ruptura distorcem fortemente o traçado da curva. Nos ensaios realizados, observa-se que o procedimento de aquisição de dados através de sistema automatizado resulta em curvas mais rígidas em relação ao procedimento da norma. Deste modo, propõe-se que para o traçado

da curva tensão-deformação sejam utilizados equipamentos automatizados, com aplicação de carga a uma velocidade constante (de carregamento ou de deformação) ao longo de todo o ensaio - sem patamares - e se determine o módulo de elasticidade e a curva tensão-deformação utilizando-se os valores obtidos por regressão por mínimos quadrados. As curvas obtidas mostram que os concretos com ARC têm comportamento similar aos concretos sem ARC, mas são menos rígidos (maiores deformações para as mesmas tensões). Os concretos com ARC, em função de suas características, apresentam maior coeficiente de variação entre os resultados obtidos adotando-se a metodologia da norma NBR 8522 [9] e a proposta.

Em prensas com elevada capacidade de carga verifica-se que a estabilização da tensão aplicada pela prensa a níveis tão baixos como 0,5 MPa pode gerar imprecisão na medição, portanto propõe-se que um novo patamar de estabilização (em um valor superior a este) seja adotado. Considerando-se que neste trecho a curva apresenta comportamento linear, não há impedimentos para tal prática.

A geração da curva que representa o comportamento tensão-deformação do concreto, quando se realiza a coleta de dados automatizada, e a aplicação de cargas de forma monotonicamente crescente, com velocidade constante e sem a manutenção de patamares de tensão constante para a leitura dos resultados, resulta em curvas tensão-deformação mais rígidas (com menores deformações para os mesmos níveis de tensão) em relação às curvas preconizadas pela norma NBR 8522 [9].

5. Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES, FINEP, PreConcretos e Votorantim pelos auxílios concedidos.

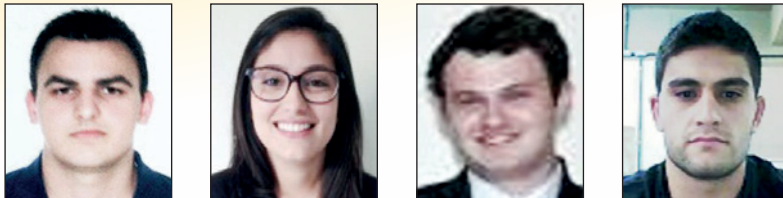
6. Referências bibliográficas

- [1] MELO NETO, A. A.; HELENE, P. R. L., Módulo de Elasticidade: Dosagem e avaliação de modelos de previsão do módulo de elasticidade de concretos. In: 44º Congresso Brasileiro do Concreto, Belo Horizonte, Brasil, 2002. Anais... IBRACON, 2002.
- [2] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. 3 ed. Ibracon: São Paulo, 2008.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 2007.
- [4] KATZ, A. Properties of concrete made with recycled aggregate from partially hydrated old concrete. *Cement and Concrete Research*, v. 33, n. 5, p. 703-711, 2003.
- [5] ZEGA, C. J.; VILLAGRAN-ZACCARDI, Y. A.; DI MAIO, A. A. Effect of natural coarse aggregate type on the physical and mechanical properties of recycled coarse aggregates. *Materials and Structures*, v. 43, n. 1-2, p. 195-202, 2010.
- [6] LIMBACHIYA, M. C. et. al. Performance of recycled aggregate concrete. In: RILEM International Symposium on Environment-Conscious Materials and Systems for Sustainable Development, 2004, Londres, Inglaterra. Anais... RILEM, 2004.

- [7] BUTTLER, A. M. Concreto com agregados graúdos reciclados de concreto – influencia da idade de reciclagem nas propriedades dos agregados e concretos reciclados. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de pós graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- [8] BENETTI, J. K. Avaliação do módulo de elasticidade dinâmico de concreto produzido com agregado graúdo reciclado de concreto. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade do Vale do Rio dos Sinos, São Leopoldo, 2012.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8522: Concreto – determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2004.
- [10] FONSECA, N.; BRITO, J. de; EVANGELISTA, L. The influence of curing conditions on the mechanical performance of concrete. *Cement and Concrete Composites*, v. 33, p. 637-643, 2011.
- [11] MEHTA K, MONTEIRO P. *Concrete: microstructure, properties, and materials*. McGraw Hill; 2005. p. 665.
- [12] NEVILLE A. *Properties of concrete*. London: Pitman International Text; 1981.
- [13] RAMAN S, SAFIUDDIN MD, ZAIN M. Effect of different curing methods on the properties of microsilica concrete. *Australian Journal of Basic Applied Science* 2007.
- [14] LI, G. The effect of moisture content on the tensile strength properties of concrete. Dissertação (Mestrado em Engenharia), The University of Florida, 2004.
- [15] SHOUKRY S.N., WILLIAM G.W., DOWNIE B., RIAD M.Y. Effect of moisture and temperature on the mechanical properties of concrete. *Construction and Building Materials*, v 25 (2), p. 688–96, 2011.
- [16] LIU, B.D.; LV, W.J.; LI L.; LI. P.F. Effect of moisture content on static compressive elasticity modulus of concrete. *Construction and Building Materials*, v. 69, p. 133–142, 2014.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 5738: Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2008.
- [18] SALVADOR, P. F. Influência dos ciclos de execução nas deformações das estruturas de concreto armado de edifícios de andares múltiplos. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2007.
- [19] XIAO, J.; LI, J.; ZHANG, C. Mechanical properties of recycled aggregate concrete under uniaxial loading. *Cement and Concrete Research*, v. 35, n. 6, p. 1187-1194, 2005.
- [20] LEITE, M. B. Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.
- [21] XIAO, J.; LI, W.; POON, C. Recent studies on mechanical properties of recycled aggregate concrete in China – a review. *Science China Technological Science*, v. 55, n. 6, p. 1463-1480, 2012.
- [22] DOMINGO, A. et. al. Long term deformations by creep and shrinkage in recycled aggregate concrete. *Materials and Structures*, v. 43, n. 8, p. 1147-1160, 2010.
- [23] BRITO, J. de; ALVES, F. Concrete with recycled aggregates: the Portuguese experimental research. *Materials and Structures*, v. 43, p. 35-51, 2010.
- [24] TOPÇU, I. B.; GUNÇAN, N. F. Using waste concrete as aggregate. *Cement and Concrete Research*, v. 25, n. 7, p. 1385-1390, 1995.
- [25] HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. *Manual de dosagem e controle do concreto*. São Paulo: Pini; Brasília: SENAI. 349f. 1992.

Investigation of the influence of different surface regularization methods for cylindrical concrete specimens in axial compression tests

Investigação da influência de diferentes métodos de regularização das superfícies de corpos de prova cilíndricos de concreto nos ensaios de compressão axial



R. MEDEIROS^a
rennan.med@gmail.com

B. A. PEREIRA^{a, b}
beatrizanselmo.p@hotmail.com

G. SIPP^a
gsipp@hotmail.com

T. DELFINO^a
thiago.delf@hotmail.com

Abstract

This study was conducted with the aim of evaluating the influence of different methods for end surface preparation of compressive strength test specimens. Four different methods were compared: a mechanical wear method through grinding using a diamond wheel established by NBR 5738; a mechanical wear method using a diamond saw which is established by NM 77; an unbonded system using neoprene pads in metal retainer rings established by C1231 and a bonded capping method with sulfur mortar established by NBR 5738 and by NM 77. To develop this research, 4 concrete mixes were determined with different strength levels, 2 of group 1 and 2 of group 2 strength levels established by NBR 8953. Group 1 consists of classes C20 to C50, 5 in 5MPa, also known as normal strength concrete. Group 2 is comprised of class C55, C60 to C100, 10 in 10 MPa, also known as high strength concrete. Compression tests were carried out at 7 and 28 days for the 4 surface preparation methods. The results of this study indicate that the method established by NBR 5738 is the most effective among the 4 strengths considered, once it presents lower dispersion of values obtained from the tests, measured by the coefficient of variation and, in almost all cases, it demonstrates the highest mean of rupture test. The method described by NBR 5738 achieved the expected strength level in all tests.

Keywords: axial compression tests, surface preparation methods of cylindrical specimens.

Resumo

Este estudo foi realizado com o objetivo de avaliar a influência de diferentes métodos de regularização dos topos de corpos de prova cilíndricos de concreto nos ensaios de compressão axial. Foram comparados os métodos de desgaste pela retificação com disco de desbaste estabelecido pela NBR 5738 e equipamento tipo policorte estabelecido pela NM 77, o método da almofada de neoprene confinada C 1231 e o método de capeamento colado com argamassa de enxofre estabelecido pela NBR 5738 e NM 77. Para desenvolvimento desta pesquisa foram determinados 4 traços com níveis de resistências diferentes, sendo 2 do grupo 1 e 2 do grupo 2 de resistência da NBR 8953. O grupo 1 é composto pelas classes C20 até C50, de 5 em 5MPa, também conhecidos como concretos de resistência normal. O grupo 2 é formado pelas classes C55, C60 até C100 de 10 em 10MPa, também conhecidos como concretos de resistência elevada. Os ensaios de compressão foram realizados com 7 e 28 dias para os 4 métodos de regularização. Os resultados deste estudo apontam que o método estabelecido pela NBR 5738 é o mais eficaz entre os 4 níveis de resistência estudados por possuir menor dispersão nos valores obtidos nos ensaios, mensurado por meio do coeficiente de variação e, em quase todos os casos, apresentar maior média das tensões de ruptura. O método da NBR 5738 atingiu o nível de resistência desejado em todos os testes.

Palavras-chave: ensaios de compressão axial, métodos de regularização de corpos de prova cilíndricos.

^a Department of Civil Engineering, University of Southern Santa Catarina, Tubarão, SC, Brazil;
^b HEI, Lille, France.

1. Introduction

One of the most effective and used methods for evaluating concrete characteristics is to determine the axial compressive strength through the rupture of the concrete sample, molded for this purpose only. This type of test is commonly used to evaluate the mechanical performance of the concrete due to its ease of execution, its relatively low cost and its sensitivity to other material properties, which enables the establishment of correlations. Helene and Terzian (1992) [1] certify that, for a same concrete sample, the axial compression test results may depend on variables relative to the geometry, dimensions and degree of consolidation of the specimen, as well as planeness, parallelism and perpendicularity relative to the longitudinal axis and the loading surfaces of the specimens. Bezerra (2007) [2] mentions that other influencing factors are the load application rate and the stiffness of the test equipment. Neville (2016) [3] points out that, for the execution of the axial compression testing of concrete specimens, it is necessary that the surfaces where the loads are applied should be plane, parallel and smooth, so that uniform loading is achieved, in addition to guaranteeing the orthogonality to the longitudinal axis of the specimen. Mehta and Monteiro (2014) [4] assert that small irregularities on the surface are sufficient to cause eccentricity due to uneven loading and consequently, a reduction in the ultimate strength. It's possible to minimize the effect of the irregularity at the ends of the specimens through mechanical grinding using diamond wheel, leveling with cement paste or capping with sulfur mortar; these are prescribed in Brazil by NBR 5738 (ABNT, 2008) [5]. C617/617M standard (ASTM, 2012) [6] and C39 standard (ASTM, 2014) [7] prescribe that the planeness irregularities should not exceed 0.05 mm, and that the deviation between the end faces and the longitudinal axis of the specimen should be less than 0.5 °. However, Brazilian NBR 5738 standard (ABNT, 2008) [5] establishes requirements only for the mold, which must be plane to within 0.05mm. Therefore, when removed from the mold, cylindrical specimens end surfaces do not meet the standards' requirements to perform the compression test without suffering interference of irregularities in the results. Thus, it is necessary to achieve this planeness on the end surfaces through one of the methods mentioned before. Helene and Terzian (1992) [1] point out that inadequate finishing of the surface of the specimens will result in a reduction of 30% in strength for concave surfaces and 50% in strength for convex surfaces, these data were reasserted by Andrade and Tutikian (2011) [8]. Methods for end surface preparation of cylindrical concrete specimen are divided into three groups: bonded capping systems, unbonded capping systems and mechanical wear systems, which will be presented subsequently.

1.1 Bonded capping systems

Bonded capping systems are comprised of materials forming a regular layer which adheres physically or chemically to the end surface of the specimen (ANDRADE; Tutikian 2011 [8]). In bonded systems there are two main techniques: the use of a mixture of sulfur and the use of cement paste or cement mortar (NEVILLE, 2016 [3]). Both NM 77 Standard (AMN, 1996) [9] and the NBR 5738 Standard (ABNT, 2008) [5] establish that the use of cement paste for

capping must be done in cylindrical concrete specimens generally a few hours after curing. Whereas for hardened concrete cylinders, sulfur mortar or mechanical wear should be used. Souza (2006) [10] points out that sulfur offers advantages when used as capping material such as fast hardening which provides high productivity compared to the cement paste; its good adhesion to the surface of the specimen; as well as a high axial compressive strength at a very early age. However, Souza (2006) [10] and Bezerra (2007) [2] report that its major disadvantage is the release of hydrogen sulfide gas during the melting of sulfur powder: without using the appropriate Personal Protection Equipment (PPE) the operator is exposed to elevated health risks. In Concrete and Construction Magazine (2011) [11] papers were presented comparing the results between capping using a sulfur mixture and using cement paste. Comparing these results it is observed that when using a sulfur mixture as capping material, it is possible to obtain greater strengths and minor variations for the strength levels studied in these researches. Moreover, it is interesting to note that C617/C617M (ASTM, 2012) Standard [6] states that the strength of the capping material should be greater than the cylinder compressive strength to be tested, but not less than 35 MPa for concrete with strength up to 50 MPa f_{ck}^{-1} . To test concrete with a strength greater than 50 MPa, the compressive strength of the capping material should not be less than test concrete strength. In contrast, the Brazilian standards specify only that the strength of capping with sulfur should be greater than 35 MPa, therefore it is necessary to carefully evaluate the effects of this capping method on concrete cylinders with high compressive strength. Another interesting fact is that C617 / C617M (ASTM, 2012) Standard [6] determines the maximum average thickness of the caps in 6 mm for concrete cylinders with strength up to 50 MPa, and for those with strength greater than 50 MPa, up to 3 mm. Whereas NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] only specifies that the thickness of the sulfur mortar cap should not exceed 3 mm at any point, regardless of the concrete strength to be tested.

1.2 Unbonded capping systems

Andrade and Tutikian (2011) [8] highlight that the unbonded or non-adherent capping systems are characterized by the use of a material as a pad for the ends of the specimens, which may be confined in a metal retainer or not. Among the most widely used materials are the elastomers, such as neoprene, but sand confined within a retaining ring may also be used for this purpose. According to Bezerra (2007) [2], capping using elastomeric pads which is regulated by C1231 Standard (ASTM, 2014) [12] is being widely used in Brazil and worldwide, but there are few scientific studies published regarding its use. The main elastomer used for this purpose is polychloroprene, known commercially as neoprene, which may be confined or not in a metal retainer. However, the use of neoprene pads without the metal retainer has been presenting inconsistency and divergence compared to the results obtained with sulfur capping in the few articles published on this matter. This is due to the fact that the neoprene pad deforms radially to a greater extent than the test specimens, which generates tensile stress at the bottom ends of the specimens. Souza (2006) [10] points out that for the unbonded system using neoprene pads, a metal retainer is used in order to restrain excessive lateral spreading of the elastomeric

pads. Therefore, restraining the material from spreading laterally, cause a reduction of the different stress states responsible for the increase in the variation of strength results. However, it is not recommended to use this system for testing concrete with compressive strength below 10 MPa or above 85 MPa. According to Vieira (1991) [13], when using this method, some precautions must be taken with the elastomer, since the rubber may be reused 1,000 times, and yet, it should not be reversed into the metal retainer. In case there is excessive wear on the edges, it should be replaced immediately, even if its maximum number of reuses hasn't been reached yet. In contrast to the above, C1231/C1231M Standard (ASTM 2014) [12] specifies that neoprene hardness varies according to the test concrete strength, so does the number of reuses, which must not exceed 100 tests.

1.2 Mechanical wear systems

This method makes use of a diamond wheel, an abrasive media, so that the irregularities in the specimen ends are corrected by grinding, in order to ensure the structural integrity of the layers adjacent to the one removed. Neville (2016) [3] mentions that this system, by mechanical means, removes a thin layer of the top end of the specimen being prepared. Moreover, Andrade and Tutikian (2011) [8] highlight that the specimen after being subjected to this type of surface preparation, it presents a smooth surface, free of irregularities, it is important to always check if the working surface do not depart from a plane by more than 0.05mm. 77 NM Standard (AMN, 1996) [9] permits this type of surface preparation to be applied to cores extracted from concrete pavements, as they present irregular surfaces. In this system two different machines are used, such as a diamond saw and a surface grinder, however, these machines facilitate and speed up the procedure in a laboratory with a high demand for compression testing on cylindrical concrete specimen (MEHTA; MONTEIRO, 2014 [4]; NEVILLE, 2016 [3]).

§ Diamond saw: This method involves cutting a piece of the top end of the concrete specimen, obtaining a flat, smooth surface. The device is equipped with a special diamond wheel for cutting concrete (NEVILLE, 2016 [3]).

§ Grinding machine: the mechanical surface preparation using a grinding machine allows the surface of the specimen to be grinded with a

diamond abrasive grinding wheel which has its speed and wear limit calibrated in the equipment (ANDRADE; Tutikian 2011 [8]).

2. Materials and experimental program

This research aimed to compare four methods for end surface preparation of cylindrical concrete specimen prior to axial compression testing, including one bonded system – using sulfur mortar; one unbonded system - using neoprene pads; and two mechanical systems – using a diamond saw and a grinding machine. The comparison parameter used was the standard system applied for hardened concrete specimens described by NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] as the grinding system and by NM 77 as the sulfur mortar system (AMN, 1996) [9]. It was considered of great importance to study the two strength groups established by NBR 8953 (ABNT, 2011) [14]. Belonging to group 1, the strength levels 20 and 40 MPa were studied, and belonging to group 2, the strength levels 60 and 80 MPa were studied, denominated mix 1, 2, 3 and 4, respectively. Those different strength levels were determined in order to widely analyze the possible influence of the type of surface preparation technique used on the compressive strength of concrete specimens. All specimens were molded with dimensions of 100 mm by 200 mm. After molding and curing the specimens until test age - defined in this study as 7 and 28 days, the different methods for surface preparation mentioned before in this item of this article were applied and consequently the axial compression tests were performed. All procedures mentioned were executed following the respective current standards of the Brazilian Association of Technical Standards - ABNT, Asociación Mercosur de Normalización - AMN and the American Society for Testing and Materials - ASTM. The compressive strength test results were compiled and the data were statistically analyzed. To perform the statistical analysis it was used an Excel® add-in program called *action*. The practices of this research were carried out at the Civil Engineering Laboratory – ECF which belongs to the Civil Engineering Department of the University of Southern Santa Catarina – UNISUL, campus Tubarao - Santa Catarina. In order to achieve more complete results, it was found necessary to classify the aggregates used for mixing the

Table 1
Test results of physical properties

		Crushed sand	Fine sand	Gravel	Crushed stone 1"
Fineness modulus		3,020	1,422	5,712	6,782
Maximum aggregate size	(mm)	4,8	0,6	9,5	19,0
Loose unit weight	(kg/m ³)	1731	1480	1335	1530
Pulverulent materials content	(%)	12,78	1,43	1,48	1,80
Organic impurities	Ppm	-	< 300	-	-
Clay Lumps and Friable Particles	(%)	-	0,37	-	-
Bulk density	(g/cm ³)	2,662	2,684	2,660	2,632
Water absorption	(%)	0,098	0,229	0,573	0,300

Table 2
Concrete mix design

Mix	fck (MPa)	Cement	Fine sand	Crushed sand	Gravel	Crushed stone 1"	Water	Admixtures
1	20	1	1	2,5	0,75	3	0,71	0,0057
2	40	1	0,66	1,33	0,5	2	0,48	0,0058
3	60	1	0,33	0,77	0,33	1,33	0,32	0,0066
4	80	1	0,077	0,23	0,23	0,92	0,23	0,01

batches of concrete, related to the molded specimen to conduct the research.

2.1 Characterization of aggregates

For the calculation of the concrete mixes; the physical properties of the aggregates must be known before mixing concrete. The results are shown in (Table [1]). The tests were sieve analysis, determination of unit weight, determination of pulverulent materials content, determination of organic impurities, determination of clay content, determination of bulk density and water absorption of the materials - aggregates: crushed sand, fine sand, gravel and crushed stone 1". The test followed what is established by ABNT, specifically by NBR NM 52 (ABNT, 2002) [15] NBR NM 46 (ABNT, 2003) [16] NBR NM 44 (ABNT, 1996) [17] NBR NM 53 (ABNT, 2002) [18], and NBR NM 30 (ABNT, 2001) [19]. The crushed stone 1", gravel and crushed sand were supplied by Pedreira Falchetti, from Tubarao - SC; and fine sand was supplied by Terfal Mining, from Laguna - SC.

2.2 Dosage e mixing procedures

The concrete mixes prepared for this research are presented in (Table [2]). The cement used was Cimpor CP V – 32, as it has a lower level of additions and its commercialization is more common in the southern region of the State. All mixes were molded for each type of surface preparation technique. Six specimens were cast for

each mix, three of them to be broken at 7 days and the other three at 28 days. All specimens were molded according to the criteria of NBR 5738 (ABNT, 2008) [5].

Concrete was mixed in a horizontal concrete mixer, according to NBR NM 79 (ABNT, 1996) [21], following the mixing order highlighted by Medeiros et al. (2013) [22]: the coarse aggregate was added first; then 70% of water was poured and both well mixed, then the fine aggregate was added; and subsequently, the cement, the remaining water and the admixture were also added into the mixer. The mixture was well homogenized and the slump test was performed according to NBR NM 67 (ABNT, 1997) [23]. After collecting the slump test values of the mixes, the concrete was mixed in the horizontal mixer once again and homogenized to then proceed to molding concrete, as stated by NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] which establishes the molding and curing methods for cylindrical specimens in Brazil. After the molds were properly cleaned and prepared, the concrete was poured to half the capacity of the mold and twelve taps were applied on the outside of the mold, to then fill the remainder of the molds with concrete, apply taps again to achieve proper consolidation of the concrete. Finally, after consolidation, the proper finishing of the top surfaces was applied. The specimens cured in a moist chamber at 23 ± 2 ° C and relative humidity higher than 95%, according to NBR 5738 (ABNT, 2008) [5]. In order to evaluate the compressive strength according to the surface treatment, after 7 and 28 days curing ages, the samples were corrected according to each method disclosed above. Then, the test for determining the compressive strength of cylindrical



Figure 1
Alignment device used and application of sulfur mortar caps



Figure 2
a) Retaining rings and neoprene pads; b) Specimen with neoprene caps

concrete specimens was performed following the procedure prescribed by NBR 5739 (ABNT, 2007) [24].

2.3 Methods for surface treatment of the specimens

According to NM 77 (AMN, 1996, p. 3) [9] “[...] before the compression test of the specimens or cylindrical cores, it is essential to treat their ends in order to ensure that they are flat surfaces, parallel to each other and perpendicular to the longitudinal axis of the specimen [...]”.

- a) Capping with sulfur: sulfur mortar was prepared and capping of the specimens performed according to the procedures described by NM 77 (AMN 1996) [9]. The apparatus shown in (Figure [1]) was used to maintain the specimen perpendicular to the surface and to ensure plane surfaces. After the mixture was prepared, it was poured onto the surface of the capping plate so that the specimen end adhered to the melted material, while the cylinder was properly aligned. This system is described by NM 77 (ANM 1996) [9] as the standard practice for hardened concrete specimens, as are the samples of this research.
- b) Neoprene pads: this method for end preparation of specimens

for compression test was performed according to C1231 standard (ASTM, 2014) [12], which permits the use of unbonded neoprene caps for a number of reuses below the maximum defined by the standard, depending on its Shore A hardness. Two metal retainers were used (Figure [2]), specific for this test, having internal diameter of 100 mm, and two neoprene pads. The metal retainers equipped with the neoprene pads were placed on the specimens to perform the axial compression test.

- c) Diamond saw: this surface preparation technique consists of removing a thin layer of the specimen by cutting it with a saw to obtain a flat and smooth surface. This system is established by NM 77 (AMN, 1996) [9] to prepare the surface of cores extracted from portland cement concrete pavements. The standard does not mention the need to perform another type of treatment to prepare the surface after cutting it; so it is possible to conclude that this is characterized as a surface treatment system for specimens in the hardened state. The apparatus used is shown in (Figure [3]).
- d) Grinding machine: the method of grinding the specimen in order to correct the surface of the test sample is performed



Figure 3
Diamond saw

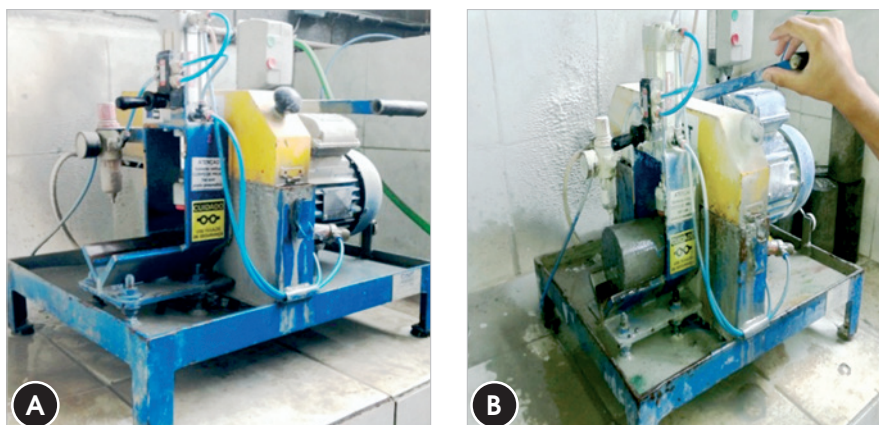


Figure 4
Grinding machine

by mechanical wear using a diamond wheel. This operation is performed in a piece of equipment specially adapted for this purpose (Figure [4]) (AITCIN 2000 [25]). Andrade and Tutikian (2011, p. 633) [8] highlight that "[...] the surface correction shall be performed in order to ensure the structural integrity of the layers adjacent to the layer removed and provide a surface [...]" that meets the 0.05mm irregularity limit. This system is suggested by NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] to prepare the end surfaces of cylindrical specimens, which is the surface treatment system established as reference to verify the suitability of other systems.

2.4 Axial compression test

The axial compression test was performed according to NBR 5739 (ABNT, 2007) [24] in an EMIC PCE 150 tf compression-testing machine installed at LEC. (Figure [5]) illustrates the mentioned equipment. After capping, the sample was thoroughly cleaned to prevent any deviations, and placed on the lower bearing block, carefully aligned with the center of the testing machine. An addendum must

be done on the eccentricity of the load, because, according to Neville (2016) [3] eccentricities greater than 6 mm lead to a decrease in the compressive strength up to 10%. The compressive axial load was applied continuously, with an increase in the loading rate of about 0.5 MPa /s, until failure occurred. The calculation of the compressive strength of the specimen was carried out according to NBR 5739 (ABNT, 2007) [24] following (Equation [1]).

$$f_{ci} = \frac{4Q}{\pi d^2} \quad (1)$$

f_{ci} is the individual compressive strength for each of the specimens, at j days of age, in megapascal (MPa); Q is the maximum load in Newtons (N), and d is the diameter of the specimen in millimeters (mm). From the results, a statistical analysis was performed to compare the results obtained.

2.5 Data analysis

The individual compressive strength test results for the four



Figure 5
Compression-testing machine EMIC PCE 150 tf

Table 3

ANOVA results for the 4 surface preparation systems evaluated for the four mixes of concrete

	Diamond saw	Grinding machine	Neoprene	Sulfur mortar
SQ	2399,16	7531,44	8198,30	3856,13
GI	3,00	3,00	3,00	3,00
MQ	799,72	2510,48	2732,77	1285,38
F	17,09	106,29	76,18	94,29
P	9,65E-06	1,85E-12	4,06E-11	5,66E-12
F $\alpha = 0,05$	3,10	3,10	3,10	3,10

surface preparation methods mentioned above, at the ages of 7 and 28 days, were analyzed to determine $f_{ck,est}$ - estimated characteristic strength of the concrete from test samples – for each surface preparation method, according to the concrete mix. Therefore, the highest value of this lot was considered as $f_{ck,est}$. Moreover, from the f_{ci} results, the average strength (f_{cm}) was calculated by the compressive strength of the concrete determined at j days of age in MPa, as well as the standard deviation (sd) in MPa and the coefficient of variation expressed as a percentage. The average strength was calculated using the arithmetic mean method. The standard deviation was calculated in accordance with NBR 12655 (ABNT, 2015), using the following equation:

$$s_d = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (f_i - f_{cm})^2} \quad (2)$$

The coefficient of variation is defined as the ratio of the standard deviation to the mean, expressed as a percentage. Data were analyzed by the ANOVA method – Analysis of Variance - a statistical method which tests the hypothesis that the means of three or more populations are equal by examining the variances of samples that are taken. Therefore, it was used an Excel® add-in program called *action*. The analysis of the results was carried out following what was proposed by Triola (2005) [27], when P has a small value, which is less than or equal to 0.05, leads to rejection of the hypothesis of difference of means.

3. Results and discussion

Next, the compressive strength test results of samples at ages of 7 and 28 days are presented; detailing the various types of surface preparation techniques used. (Table [4]) shows the average strengths of the studied groups. Analyzing that table, it is observed that, for mix 1, only the grinding method achieved the expected compressive strength for 7 days, and achieve the highest value for 28 days. The same method also prevailed in mix 2, and it is the only method to achieve the expected strength for the two tested ages. In mix 3, none of the methods achieve the expected strength for 7 days, although for 28 days, the grinding method and the capping system using neoprene achieve the expected strength, the latter showed the best results. Finally, none of the methods used in the compression test achieved the expected results for any of the two ages.

Considering the estimated compressive strength data of mix 1 exposed in the graph shown in (Figure [6]), it is possible to point out that the surface leveling obtained by grinding was the only one to achieve the strength level of 20 MPa at 7 days, and the highest result achieved at 28 days of the four methods investigated. For this mix, the surface preparation technique using neoprene pads in a retaining ring achieved similar results to those obtained using the grinding machine, however, the expected strength level was only achieved at an age of 28 days.

For this mix, for none of the tested ages, the surface treatment provided by cutting with a diamond wheel achieved the expected

Table 4

Average strengths for each surface preparation system and each mix of concrete at the ages of 7 e 28 days

Concrete age	Surface preparation system	Mix 1	Mix 2	Mix 3	Mix 4
7	Diamond saw water cooling	12,75	23,58	33,46	37,07
	Grinding machine	22,33	40,57	52,16	65,78
	Neoprene	19,11	31,45	51,92	60,28
	Sulfur	17,06	33,88	43,01	48,84
28	Diamond saw water cooling	15,05	28,16	42,14	39,32
	Grinding machine	24,23	50,31	60,20	78,30
	Neoprene	22,02	38,96	64,76	75,01
	Sulfur	22,00	37,15	52,63	55,53

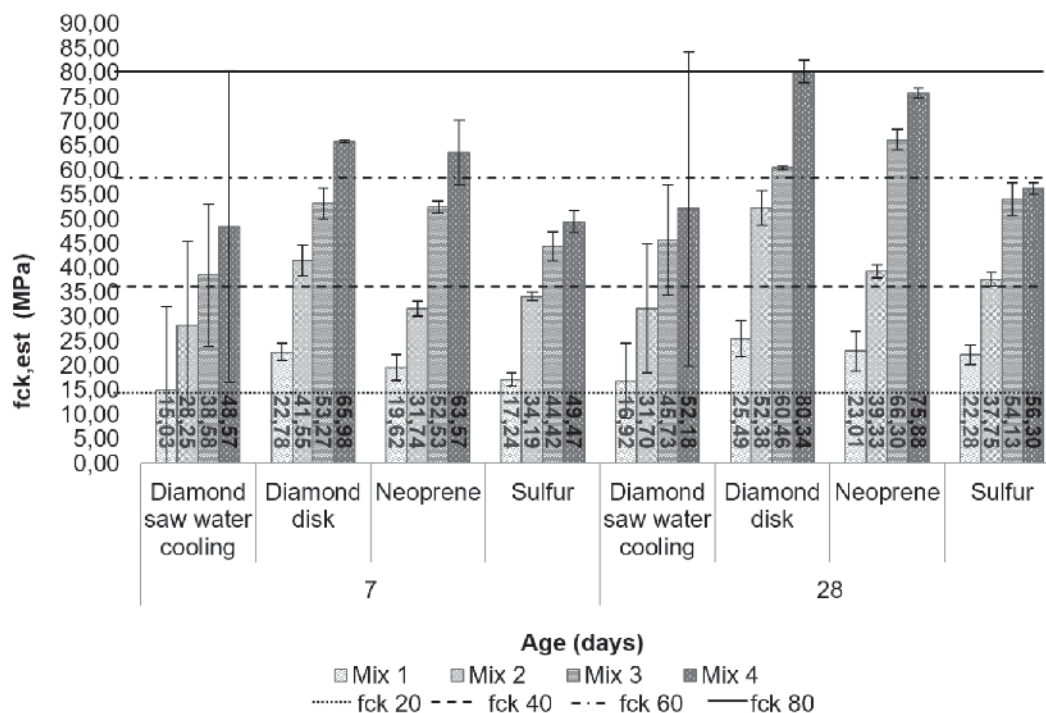


Figure 6

Correlation between estimated strength of mixes 1, 2, 3 e 4 and the different surface preparation systems and fck values

compressive strength level, proving its lower performance. Verifying the data related to mix 2, it is observed that for the results after 7 and 28 days, the only method to achieve compressive strength level of 40 MPa was the grinding method. For this same mix, the lowest values were achieved at both ages, using the diamond saw. Analyzing the values obtained with mix 3, it is possible to consider that none of the surface preparation methods achieved the compressive strength level of 60 MPa at an age of 7 days.

At an age of 28 days, this strength level was achieved by the grinding method and neoprene system; the latter achieved the highest values. Once again, the method in which a diamond saw is used affected negatively the strength of the sample. Observing mix 4 data, it is noted that none of the top end surface treatment systems of the specimens achieved the strength level of 80 MPa at 7 days. However, at 28 days, only the grinding system achieved that value. Among all the compressive strength levels evaluated, it was clear how the mechanical system using a diamond saw affected the results negatively, once it presented the lowest strength results among all surface preparation systems, as can be seen in (Figure [6]). The values obtained with the capping system using sulfur mortar also presented a performance lower than expected, confirming the need for further investigation of its use, probably resulting in the increase in the minimum strength of this capping system. It should be pointed out that neither of the two studied strength levels of group 2 strength levels described by NBR 8953 (ABNT, 2011) [14] were obtained at the age of 7 days, for none of the investigated surface preparation systems, even when using cement CP V – 32.

(Figure [7]) shows how the means and standard deviations varied for the other surface preparation systems compared with the grinding system which is established by NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] as a comparison parameter, as it was mentioned above.

Observing the data shown in (Figure [7]), referring to mix 1, it is possible to point out that the values obtained using the diamond saw have the greatest divergence among the other systems, when its means are compared to the mean obtained using the grinding system. Likewise, its sample standard deviation is also the greatest. That occurs for the data obtained at 7 and 28 days. The surface preparation system that uses neoprene caps shows less divergence when its mean is compared to the mean obtained with the grinding system and also it presents the lowest standard deviation value. Observing the data presented in (Figure [7]) for mix 2, it is possible to point out that the values obtained using the diamond saw have the greatest divergence among the other systems, when its means are compared to the mean obtained using the grinding system. Likewise, its sample standard deviation is also the greatest for both ages evaluated. The lowest standard deviation value was obtained from the data of the capping system with sulfur at 28 days and with neoprene pads at 7 days. Observing the data presented in (Figure [7]) for mix 3, it is possible to point out that the values obtained using the diamond saw have the greatest divergence among the other systems, when its means are compared to the mean obtained using the grinding system. Also its sample standard deviation is the greatest. That occurs for the data obtained at 7 and 28 days. The surface preparation system that uses neoprene pads in a retaining ring shows less divergence when its

mean is compared to the mean obtained with the grinding system. The lowest standard deviation value was obtained from the data of the capping system with sulfur at 7 days and with neoprene pads at 28 days. Observing the data shown in (Figure [7]) for mix 4, it is possible to point out that the values obtained using the diamond

saw have the greatest divergence among the other systems, when its means are compared to the mean obtained using the grinding system. Its sample standard deviation is also the greatest, and that occurs for the data obtained at 7 and 28 days. The surface preparation system that uses neoprene pads shows less difference

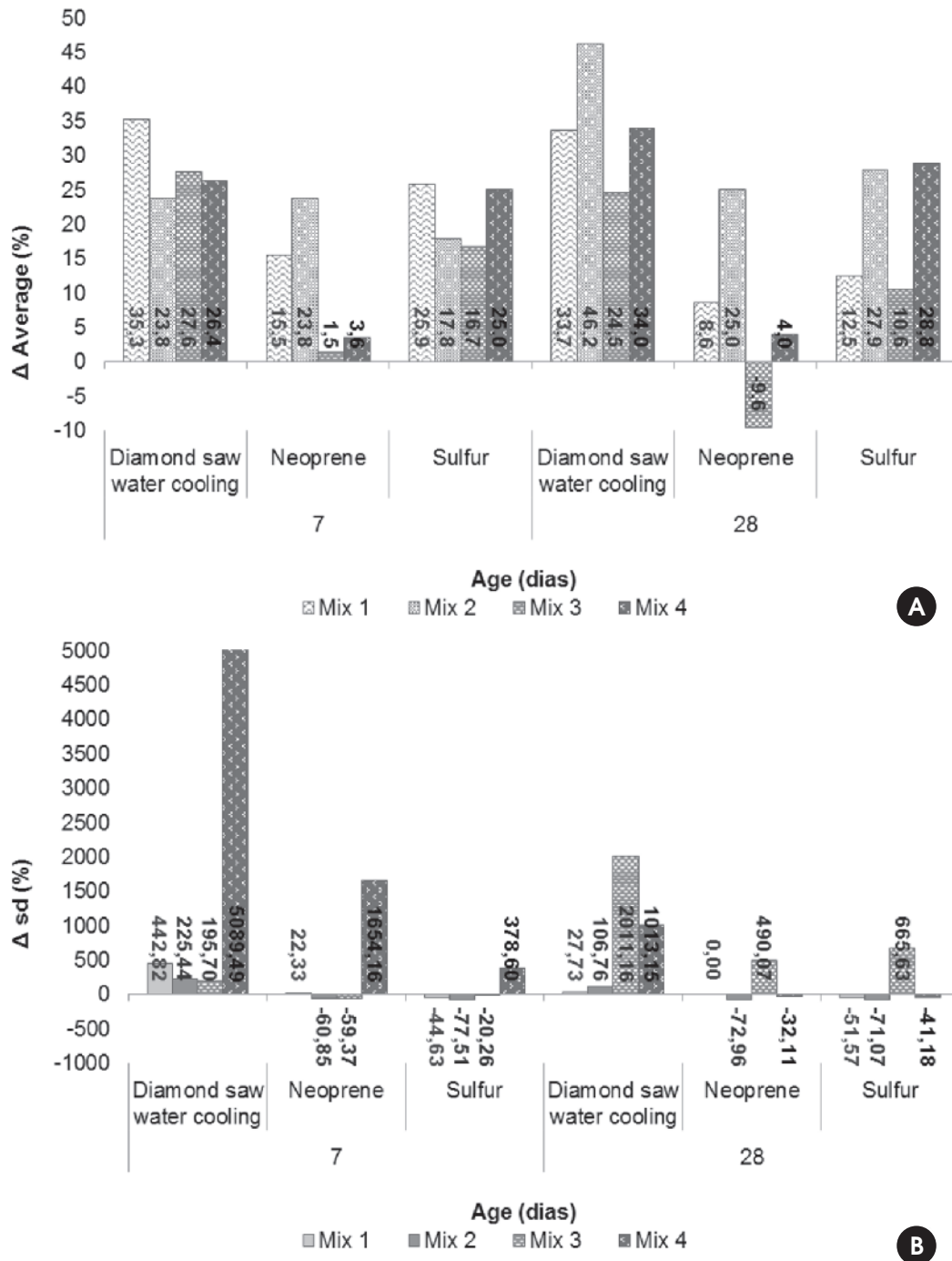


Figure 7 Comparison of surface preparation techniques and the standard established by NBR 5738. a) Comparison of the mean values. b) Comparison of standard deviation values

when its mean is compared to the mean obtained with the grinding system. The lowest standard deviation value was obtained from the data of the capping system with sulfur at 7 days and with neoprene pads at 28 days.

(Figure [8]) shows how the other surface preparation systems var-

ied compared to the capping system with sulfur mortar, which is established by NM 77 (AMN, 1996) [9] as the standard practice for capping hardened concrete specimens, as mentioned above.

Observing the data presented in (Figure [8]) for mix 1, it is possible to point out that the values obtained using the grinding system have

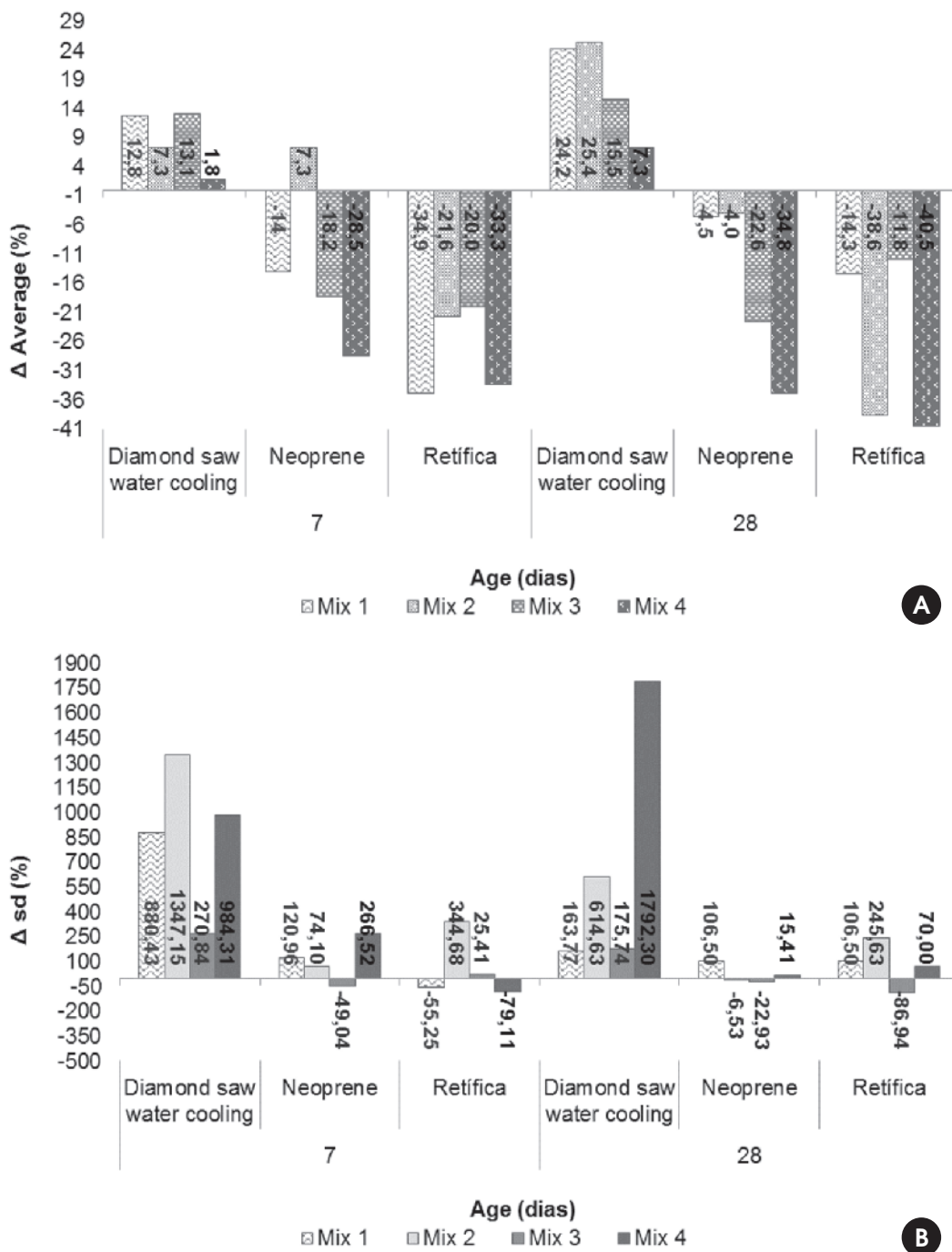


Figure 8

Comparison of surface preparation techniques and the standard established by NM 77.

a) Comparison of the mean values. b) Comparison of standard deviation values

the greatest divergence among the other systems, when its means are compared to the mean obtained using the capping system with sulfur mortar at 7 days. For values obtained at 28 days, the greatest divergence among the means lies with the system using the diamond saw. The lowest standard deviation value at 7 days refers to the data from the grinding system and it is equal to the capping system with neoprene pads at the age of 28 days. Observing the data presented in (Figure [8]) for mix 2, it is possible to point out that the values obtained using the grinding system and the diamond saw system presented the same divergence among the other systems, when their means are compared to the mean obtained using the capping system with sulfur mortar. The highest sample standard deviation value belongs to the system using the diamond saw, and the lowest to the capping system with neoprene pads for both ages of 7 and 28 days. Observing the data from mix 3, it is possible to point out that the values obtained using the grinding system show the greatest divergence at 7 days and the capping system with neoprene at 28 days, among the other systems, when their means are compared to the mean obtained using the capping system with sulfur mortar. The highest sample standard deviation value belongs to the system using the diamond saw at the ages of 7 and 28 days. Still according to the data presented in (Figure [8]) for mix 4, it is noted that the grinding system has the greatest divergence among the other systems, while the system using the diamond saw has the lowest divergence, when their means are compared to the mean obtained using the capping system with sulfur mortar for both ages. The largest sample standard deviation belongs to the system using the diamond saw, for both ages of 7 and 28 days.

For assistance with the validation of the research results, it was considered essential to conduct a statistical analysis in order to verify the variance performing a single-factor ANOVA. Initially, it was verified the hypothesis of normal distribution, as suggested by Medeiros (2014) [26] to apply that method. ANOVA is based on the "within groups" variance, also known as error variance. To perform the statistical calculations, it was used an Excel® add-in program called *action*, as mentioned previously.

The data distributions of all samples were considered normal. As previously stated, Triola (2005) [27] describes that when P has a small value, which is less than or equal to 0.05, leads to rejection of the hypothesis of difference of means. Thus, it is possible to consider as valid all methods evaluated in this study, under the conditions described, as they presented P value, according to the ANOVA analysis, less than 0.05.

4. Conclusions

This research was proposed in order to evaluate the performance of four surface preparation techniques of cylindrical concrete specimens, which are the most used in Brazil and worldwide. Given the potential for application of the test method which determines the compressive strength of concrete specimens - a property sensitive to changes in other properties -; an updated evaluation of the most widely used surface preparation procedures becomes essential, relating their results to the procedures established by the current standard practices in Brazil.

It was taken into consideration the two compressive strength groups established by NBR 8953 ABNT, 2011) [14], because the

standard practice from 2014, NBR 6118 (ABNT, 2014) [28] includes in its text some different procedures for the design of reinforced concrete structures with strengths belonging to the two compressive strength groups.

- The differences in the test results caused by failure to perform or inadequate application of a given surface preparation system may result in rejection of batches of concrete that should be accepted, or even worse, result in the acceptance of batches that should be rejected. This can interfere considerably in the durability and functionality of the structure.
- To carry out this research, it was determined the concrete mixes to be subjected to compression tests at ages of 7 and 28 days, with four top surface preparation techniques. It was considered essential to evaluate these techniques in concrete within both compressive strength groups established by NBR 8953 (ABNT, 2011) [14], since draftsmen have been largely using this second group, which was previously used only in special projects.
- Observing the analysis of the results, it is possible to conclude that the system established by NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] proves to be very effective for the four strength levels analyzed in this research, considering their means and standard deviations presented for those strength levels. The capping system described by NM 77 (AMN 1996) [14] proves to be effective only for the strength level of 20 MPa; for the other 3 strength levels, its effective strength did not reach the expected value, and it turned out to be lower than the results obtained with the grinding process. This fact requires further studies regarding its application in concrete, especially those with high compressive strength. Possibly, the performance of this capping system may be improved with the use of sulfur mortars with strengths significantly greater than 35 MPa, established by the Brazilian regulation. As for its standard deviation, it is considerably small, showing that its distribution is also small; therefore, this system has a slight variation in its results. The system which makes use of neoprene caps didn't reach any of the evaluated strength levels, its standard deviation was small, except for the strength level of 80 MPa. The system using a diamond saw proved to be ineffective regarding its average strength for all the assessed strength levels, and its standard deviations were the largest among the systems evaluated in this study.
- Therefore, it is possible to conclude that the system established by NBR 5738 (ABNT, 2008) is useful for axial compression tests of concrete belonging to the two compressive strength groups established by NBR 8953 (ABNT, 2011) [14]. The system established by NM 77 (AMN, 1996) [9] can be applied to evaluate concrete with strengths from group 1 of NBR 8953 (ABNT, 2011) [14], but for group 2 that system should not be applied. It is reasonable to consider that the objective of this research was achieved, since it was possible to analyze all systems in relation to the expected strengths.

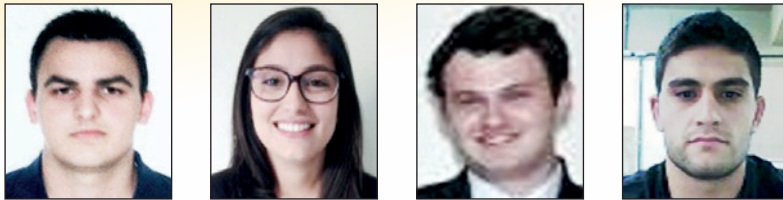
5. References

- [1] HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. Manual de dosagem e controle de concreto. São Paulo: SENAI, 1992.

- [2] BEZERRA, A. C. S.. Influência das variáveis de ensaio nos resultados de resistência à compressão de concretos: uma análise experimental e computacional. 2007. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- [3] NEVILLE, A.M.. Propriedades do Concreto. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2016. Tradução de: Ruy Alberto Cremonini
- [4] MEHTA, P. K. MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microestruturas, Propriedades e Materiais. 2ªEd., São Paulo, Editora PINI, 2014. Edição: Nicole P. Hasparyk
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- [6] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C617 / C617M: Standard Practice for Capping Cylindrical Concrete Specimens. 1 ed. Pennsylvania: West Conshohocken, 2012.
- [7] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C 39: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. 1 ed. Pennsylvania: West Conshohocken, 2014.
- [8] TUTIKIAN, B. F.; ANDRADE, J. J. O.. Resistência Mecânica do Concreto. In: ISAIA, G. C.. Concreto: Ciência e tecnologia. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 17. p. 615-652.
- [9] ASSOCIAÇÃO MERCOSUL DE NORMALIZAÇÃO. NBR NM 77: Concreto – Preparação das bases dos corpos de prova e testemunhos cilíndricos para ensaio de compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- [10] SOUZA, G. G.. Influência dos procedimentos de ensaio à compressão de corpos-de-prova cilíndricos no controle de qualidade do concreto. 2006. 116 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.
- [11] CONCRETO E CONSTRUÇÕES. São Paulo: IBRACON, v. 63, Jul, Ago, Set, 2011. Trimestral.
- [12] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C 1231/C1231M: Standard Practice for Use of Unbonded Caps in Determination of Compressive Strength of Hardened Concrete Cylinders. 1 ed. Pennsylvania: West Conshohocken, 2014.
- [13] VIEIRA, A. P. - Procedimento para a realização do controle tecnológico de concreto usando o novo método de capeamento "Unbonded - cap". L.A. Falcão Bauer, São Paulo, 1991.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. 1 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52: Agregado Miúdo – Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 46: Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 44: Agregados – Determinação do teor de argila e torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53: Agregado Graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 30: Agregado miúdo – Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- [22] MEDEIROS, R. DELFINO, T., SIPP, G., ANDRADE, L. A. S.. Avaliação dos Agregados e Aplicação do Método de Dosagem de Concreto IPT/EPUSP Utilizados na Região Sul de Santa Catarina. In: 55º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2013, Gramado. Anais 55º CBC. São Paulo: IBRACON, 2013.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. 1 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [25] AÍTCIN, P. C.. Concreto de alto desempenho. São Paulo: PINI, 2000. Tradução de: Geraldo G. Serra.
- [26] MEDEIROS, R.. Reação álcali-agregado: Avaliação do caráter reativo de agregados da região sul de Santa Catarina. 2014. 156 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, Tubarão, 2014.
- [27] TRIOLA, Mario F.. Introdução à Estatística. 9. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2005.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

Investigation of the influence of different surface regularization methods for cylindrical concrete specimens in axial compression tests

Investigação da influência de diferentes métodos de regularização das superfícies de corpos de prova cilíndricos de concreto nos ensaios de compressão axial



R. MEDEIROS ^a
rennan.med@gmail.com

B. A. PEREIRA ^{a, b}
beatrizanselmo.p@hotmail.com

G. SIPP ^a
gsipp@hotmail.com

T. DELFINO ^a
thiago.delf@hotmail.com

Abstract

This study was conducted with the aim of evaluating the influence of different methods for end surface preparation of compressive strength test specimens. Four different methods were compared: a mechanical wear method through grinding using a diamond wheel established by NBR 5738; a mechanical wear method using a diamond saw which is established by NM 77; an unbonded system using neoprene pads in metal retainer rings established by C1231 and a bonded capping method with sulfur mortar established by NBR 5738 and by NM 77. To develop this research, 4 concrete mixes were determined with different strength levels, 2 of group 1 and 2 of group 2 strength levels established by NBR 8953. Group 1 consists of classes C20 to C50, 5 in 5MPa, also known as normal strength concrete. Group 2 is comprised of class C55, C60 to C100, 10 in 10 MPa, also known as high strength concrete. Compression tests were carried out at 7 and 28 days for the 4 surface preparation methods. The results of this study indicate that the method established by NBR 5738 is the most effective among the 4 strengths considered, once it presents lower dispersion of values obtained from the tests, measured by the coefficient of variation and, in almost all cases, it demonstrates the highest mean of rupture test. The method described by NBR 5738 achieved the expected strength level in all tests.

Keywords: axial compression tests, surface preparation methods of cylindrical specimens.

Resumo

Este estudo foi realizado com o objetivo de avaliar a influência de diferentes métodos de regularização dos topos de corpos de prova cilíndricos de concreto nos ensaios de compressão axial. Foram comparados os métodos de desgaste pela retificação com disco de desbaste estabelecido pela NBR 5738 e equipamento tipo policorte estabelecido pela NM 77, o método da almofada de neoprene confinada C 1231 e o método de capeamento colado com argamassa de enxofre estabelecido pela NBR 5738 e NM 77. Para desenvolvimento desta pesquisa foram determinados 4 traços com níveis de resistências diferentes, sendo 2 do grupo 1 e 2 do grupo 2 de resistência da NBR 8953. O grupo 1 é composto pelas classes C20 até C50, de 5 em 5MPa, também conhecidos como concretos de resistência normal. O grupo 2 é formado pelas classes C55, C60 até C100 de 10 em 10MPa, também conhecidos como concretos de resistência elevada. Os ensaios de compressão foram realizados com 7 e 28 dias para os 4 métodos de regularização. Os resultados deste estudo apontam que o método estabelecido pela NBR 5738 é o mais eficaz entre os 4 níveis de resistência estudados por possuir menor dispersão nos valores obtidos nos ensaios, mensurado por meio do coeficiente de variação e, em quase todos os casos, apresentar maior média das tensões de ruptura. O método da NBR 5738 atingiu o nível de resistência desejado em todos os testes.

Palavras-chave: ensaios de compressão axial, métodos de regularização de corpos de prova cilíndricos.

^a Department of Civil Engineering, University of Southern Santa Catarina, Tubarão, SC, Brazil;
^b HEI, Lille, France.

1. Introdução

Uma das formas mais eficientes e utilizadas para avaliação das características do concreto é a determinação da resistência à compressão axial pela ruptura da amostra de concreto, moldada apenas para essa finalidade. Este tipo de ensaio é utilizado comumente para avaliação do desempenho mecânico do concreto devido à sua facilidade de realização, ao seu custo relativamente baixo e à sua sensibilidade perante as demais propriedades do material, o que possibilita o estabelecimento de correlações. Helene e Terzian (1992) [1] certificam que, para um mesmo concreto, os resultados do ensaio de compressão axial podem depender de variáveis relativas à geometria, dimensões e grau de adensamento do corpo de prova, assim como da planicidade, paralelismo e perpendicularidade em relação ao eixo longitudinal e às superfícies de aplicação de carga dos corpos de prova. Bezerra (2007) [2] cita que outros fatores de influência são a velocidade de aplicação da carga e a rigidez do equipamento de ensaio. Neville (2016) [3] destaca que, para a execução do ensaio de compressão axial dos corpos de prova de concreto, é necessário que as superfícies onde se aplicam as cargas sejam planas, paralelas e lisas, de modo que o carregamento seja uniforme, além de garantir a ortogonalidade em relação ao eixo longitudinal do corpo de prova. Mehta e Monteiro (2014) [4] asseveram que pequenas irregularidades na superfície já são suficientes para provocar excentricidade do carregamento desuniforme e, conseqüentemente, uma diminuição da resistência final. É possível minimizar o efeito da irregularidade nas extremidades dos corpos de prova através de polimento mecânico com disco diamantado, remate com pasta de cimento ou do capeamento com argamassa de enxofre; estes são prescritos, no Brasil, pela norma NBR 5738 (ABNT, 2008) [5]. As normas C617/617M (ASTM, 2012) [6] e C39 (ASTM, 2014) [7] prescrevem que as falhas de planicidade não devem ultrapassar 0,05mm, e o desvio entre as faces do capeamento e o eixo longitudinal do corpo de prova deve ser inferior a 0,5°. Entretanto, a norma brasileira NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] estabelece tolerância apenas para o molde, na ordem de 0,05mm de falha na planicidade. Ao serem desenformados, corpos de prova cilíndricos não apresentam superfícies dentro dos padrões de tolerância citados para a realização do ensaio de compressão sem que as irregularidades interfiram nos resultados. Assim, faz-se necessária a realização de regularização destas superfícies por um dos sistemas mencionados anteriormente. Helene e Terzian (1992) [1] destacam que um acabamento inadequado da superfície dos corpos de prova acarretará em uma redução de 30% de resistência para superfícies côncavas e 50% de resistência para superfícies convexas, dados reafirmados por Andrade e Tutikian (2011) [8]. Os sistemas de regularização das superfícies dos corpos de prova cilíndricos são divididos em três grupos, sistema de capeamento colado, sistema de capeamento não colado e sistema de desgaste mecânico, sendo estes, posteriormente apresentados.

1.1 Sistemas de capeamento colados

Os sistemas de capeamento colados compreendem aqueles que empregam materiais formadores de uma camada regular que adere física ou quimicamente à superfície da base do corpo de prova

(ANDRADE; TUTIKIAN, 2011 [8]). Nos sistemas colados destacam-se dois métodos: a utilização de capeamento com mistura de enxofre e capeamento com pasta ou argamassa de cimento (NEVILLE, 2016 [3]). Tanto a Norma NM 77 (AMN, 1996) [9] quanto a NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] estabelecem que o emprego de pasta de cimento para capeamento deve ser feito em corpos de prova cilíndricos de concreto com apenas algumas horas de cura. Já para concreto endurecido deve-se utilizar a argamassa de enxofre ou o desgaste mecânico. Souza (2006) [10] salienta que o enxofre apresenta, como vantagens para ser utilizado como material de capeamento, seu endurecimento rápido, proporcionando alta produtividade, quando seu uso é comparado ao da pasta de cimento; sua boa aderência à superfície do corpo de prova; além de elevada resistência à compressão axial nas primeiras horas de idade. Entretanto, Souza (2006) [10] e Bezerra (2007) [2] citam que sua grande desvantagem é a liberação de gás sulfídrico durante a fusão do enxofre em pó: sem o uso de Equipamentos de Proteção Individuais (EPI) adequados, expõe o operador a alto risco de saúde. Em Concreto e Construção (2011) [11] foram apresentados trabalhos que compararam os resultados entre o capeamento utilizando mistura de enxofre e pasta de cimento. Por meio de tais resultados é possível observar que, utilizando capeamento com mistura de enxofre, obtêm-se resistências mais altas e menores variações para os níveis de resistência estudados nas referidas pesquisas. Ademais, é interessante destacar que a norma C617/C617M (ASTM, 2012) [6] define que a resistência apresentada pelo capeamento deve ser superior a do concreto a ser ensaiado, mas nunca inferior a 35 MPa para concretos que apresentem até 50 MPa de f_{ck} ¹. Para concretos com resistência superior a 50MPa, a resistência do capeamento não deve ser inferior à resistência do concreto a ser ensaiado. No caso das normas brasileiras, estas especificam apenas que a resistência do capeamento de enxofre deve ser superior a 35 MPa, sendo necessário avaliar cuidadosamente as influências deste capeamento para concretos de elevada resistência à compressão axial. Outro fator de interesse é que a norma C617/C617M (ASTM, 2012) [6] supracitada determina a espessura média máxima do capeamento em 6 mm para concretos até 50 MPa e, para resistências superiores, de até 3 mm; enquanto a NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] especifica, apenas, que a espessura do capeamento do enxofre não deve exceder 3mm em qualquer ponto, sem levar em consideração a resistência do concreto a ser ensaiado.

1.2 Sistemas de capeamento não colados

Andrade e Tutikian (2011) [8] destacam que os sistemas de capeamento não colados ou não aderentes são caracterizados pela utilização de um material como almofada para as bases dos corpos de prova, podendo ser confinado ou não. Entre os materiais mais utilizados atualmente estão os elastômeros, como o neoprene, mas também pode ser utilizada, para esse fim, a areia confinada. De acordo com Bezerra (2007) [2], o capeamento com almofadas elastoméricas normatizado pela C1231 (ASTM, 2014) [12] está sendo amplamente utilizado no Brasil e no mundo, mas ainda existem poucos estudos científicos publicados a respeito do seu emprego. O principal elastômero utilizado com esse objetivo tem sido o *policloroprene*, comercialmente conhecido como *neoprene*,

¹ f_{ck} : Resistência característica do concreto à compressão, é o valor adotado no projeto que possui uma confiabilidade de 95%.

que pode ser utilizado nas formas confinada ou não. Entretanto, sua utilização na forma não confinada tem apresentado disparidade e inconsistência nos resultados obtidos em relação ao capeamento de enxofre, nos poucos artigos publicados sobre o assunto. Isto se deve ao fato de que a almofada de neoprene deforma-se radialmente com maior intensidade que o corpo de prova ensaiado, o que gera esforços de tração na base dos espécimes. Souza (2006) [10] salienta que, no sistema não colado de neoprene confinado, é utilizada uma base metálica, cuja função é restringir a deformação lateral do elastômero. Dessa forma, restringindo-se a deformação lateral do material, reduz-se a atuação de esforços diferenciados, responsáveis pelo aumento na variação dos resultados de resistência. No entanto, não é recomendável a utilização deste sistema para concretos com resistência abaixo de 10 MPa ou acima de 85 MPa. Segundo Vieira (1991) [13], no uso deste método, alguns cuidados com o elastômero precisam ser observados, já que a borracha tem um período de utilização de 1.000 vezes e, ainda, ela não deve ser invertida dentro da base metálica. Caso apresente excessivo desgaste nas bordas, ela deve ser trocada imediatamente, mesmo que o valor de 1.000 vezes de uso não tenha sido atingido. Em contraponto ao exposto acima, a C 1231/C1231M (ASTM, 2014) [12] define que a dureza do neoprene varia de acordo com a resistência do concreto a ser ensaiado, assim como o número de vezes de uso, que não deve exceder 100 ensaios.

1.3 Sistema de desgaste mecânico

Este método faz uso de um disco diamantado para que, de forma abrasiva, seja realizado o capeamento, de modo que fique garantida a integridade estrutural das camadas adjacentes àquela removida. Neville (2016) [3] cita que este sistema, através de meios mecânicos, remove uma fina camada de material do topo do corpo de prova a ser preparado. Além disso, Andrade e Tutikian (2011) [8] destacam que o corpo de prova, após ser submetido a este tipo de regularização, deve apresentar uma superfície lisa e livre de ondulações e abaloamentos, sempre tomando o cuidado para que as falhas de planicidade não sejam superiores a 0,05mm. A norma NM 77 (AMN, 1996) [9] prevê o uso deste tipo de capeamento para com testemunhos extraídos de pavimentos, por apresenta-

rem base muito irregular. Neste sistema são utilizadas máquinas, como a policorte e a retífica; entretanto, estas máquinas facilitam e apressam a realização da atividade em um laboratório com alta demanda de ensaio de compressão axial em corpo de prova cilíndrico (MEHTA; MONTEIRO, 2014 [4]; NEVILLE, 2016 [3]).

- Policorte: este método consiste em cortar um pedaço do topo do corpo de prova de concreto, regularizando, com isto, sua superfície. O equipamento é formado por um disco diamantado especial para o corte de concreto (NEVILLE, 2016 [3]).
- Retificação: o capeamento mecânico que utiliza a retífica permite retificar a superfície do corpo de prova por meio de um rebolo abrasivo diamantado, que possui velocidade e limite de desgaste aferidos no equipamento (ANDRADE; TUTIKIAN, 2011 [8]).

2. Materiais e programa experimental

Esta pesquisa teve por objetivo comparar 4 tipos de regularização das superfícies de corpos de prova cilíndricos destinados a ensaios de compressão axial, sendo um de sistema colado – com argamassa de enxofre; um de sistema não colado – com almofada de neoprene confinada; e outros dois de sistema mecânico – com o emprego de policorte e o outro com o emprego da retificação. O parâmetro de comparação utilizado foi o sistema padrão para corpos de prova cilíndricos de concreto endurecido estabelecido pela NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] e NM 77 (AMN, 1996) [9], retificação e argamassa de enxofre, respectivamente. Julgou-se de grande valia estudar os 2 grupos de resistência estabelecidos pela NBR 8953 (ABNT, 2011) [14]. Pertencentes ao grupo 1, foram estudados os níveis de resistência 20 e 40 MPa, e ao grupo 2, 60 e 80 MPa, denominados traço 1, 2, 3 e 4, respectivamente. Foram determinados esses diferentes níveis de resistência para analisar de maneira mais ampla a possível influência do tipo de capeamento utilizado na resistência do corpo de prova. Todos os corpos de prova foram moldados com dimensões de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura. Após a moldagem e a cura dos corpos de prova até a idade de ensaio - delimitadas nesta pesquisa como 7 e 28 dias, foram aplicados os diferentes métodos de capeamento anteriormente citados no presente item deste artigo e, por conseguinte, realizados os ensaios de compressão axial. Todos os

Tabela 1

Resultados dos ensaios de determinação dos índices físicos

		Areia industrial	Areia fina	Pedrisco	Brita 1"
Módulo de finura		3,020	1,422	5,712	6,782
Dimensão máxima característica	(mm)	4,8	0,6	9,5	19,0
Massa unitária em estado solto	(kg/m ³)	1731	1480	1335	1530
Teor de material pulverulento	(%)	12,78	1,43	1,48	1,80
Impurezas orgânicas	Ppm	-	< 300	-	-
Teor de argila em torrões	(%)	-	0,37	-	-
Massa específica aparente	(g/cm ³)	2,662	2,684	2,660	2,632
Absorção	(%)	0,098	0,229	0,573	0,300

Tabela 2
Traço unitário

Traço	fck (MPa)	Cimento	Areia fina	Areia industrial	Pedrisco	Brita 1"	Água	Aditivo
1	20	1	1	2,5	0,75	3	0,71	0,0057
2	40	1	0,66	1,33	0,5	2	0,48	0,0058
3	60	1	0,33	0,77	0,33	1,33	0,32	0,0066
4	80	1	0,077	0,23	0,23	0,92	0,23	0,01

procedimentos citados foram executados seguindo as respectivas normas vigentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, *Asociación Mercosur de Normalización* - AMN e da *American Society for Testing and Materials* - ASTM. Em seguida, os resultados dos ensaios de resistência à compressão axial foram compilados e os dados tratados estatisticamente. Para realização do tratamento estatístico fez-se uso do suplemento *action*, que trabalhou em paralelo ao aplicativo *Excel®*. As atividades práticas desta pesquisa foram realizadas no Laboratório Engenharia Civil - LEC do Curso de Engenharia Civil da Universidade do Sul de Santa Catarina - UNISUL, campus Tubarão - Santa Catarina. Com a finalidade de alcançar resultados mais completos, foi verificada a necessidade de classificar os agregados utilizados na produção das amassadas de concreto, referentes aos corpos moldados para realização da pesquisa.

2.1 Caracterização dos agregados

Para o cálculo dos traços fez-se necessário conhecer os índices físicos dos agregados a serem empregados no concreto. Os resultados estão dispostos na (Tabela [1]).

Os ensaios realizados foram análise granulométrica, determinação da massa unitária, determinação do teor de material pulverulento, determinação da presença de impurezas orgânicas, determinação do teor de argila, determinação da massa específica e absorção de água dos materiais constituintes - agregados: areia de britagem, areia fina, pedrisco e brita 1". Os ensaios realizados segui-

ram o estabelecido pela ABNT, mais especificamente pelas NBR NM 52 (ABNT, 2002) [15], NBR NM 46 (ABNT, 2003) [16], NBR NM 44 (ABNT, 1996) [17], NBR NM 53 (ABNT, 2002) [18], e NBR NM 30 (ABNT, 2001) [19]. A brita 1", o pedrisco e a areia de britagem são provenientes da Pedreira Falchetti, de Tubarão – SC; e a areia fina é proveniente da Terfal Mineração, de Laguna - SC.

2.2 Dosagem e procedimentos de mistura

Os traços para esta pesquisa estão apresentados na (Tabela [2]). O cimento utilizado foi o CP V – 32 da Cimpor, pois este apresenta menor teor de adições e a comercialização é mais comum na região sul do estado. Todos os traços foram moldados para cada tipo de capeamento. Para cada traço foram moldados seis corpos de prova, três para serem rompidos com sete dias e os outros três com 28 dias. Todos os corpos de prova foram moldados de acordo com o preconizado pela NBR 5738 (ABNT, 2008) [5].

De acordo com a NBR NM 79 (ABNT, 1996) [21], foi amassado o concreto em misturador do tipo horizontal, seguindo a ordem de mistura ressaltada por Medeiros *et al.* (2013) [22]: primeiramente foi colocado o agregado graúdo; em seguida, 70% da água, sendo ambos bem misturados posteriormente, adicionou-se o agregado miúdo; subsequentemente foi adicionado o cimento, o restante da água e o aditivo. A mistura foi bem homogeneizada e, por conseguinte, determinou-se o abatimento pelo tronco de cone conforme NBR NM 67 (ABNT, 1997) [23]. Coletado o valor de abatimento dos referidos traços, o concreto foi lançado novamente no misturador horizon-



Figura 1
Aparelho para capeamento e execução do capeamento colado com enxofre



Figura 2

a) Discos de neoprene; b) Corpo de prova com os discos de neoprene

tal, homogeneizado para então proceder-se a etapa de moldagem.. Para esta, utilizou-se dos prescritos da NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] que preconiza os métodos de moldagem e cura para corpos de prova cilíndricos no Brasil. Com as formas devidamente limpas e preparadas, o concreto foi derramado até a metade da capacidade da forma; em seguida, foram aplicados doze golpes para, então, o resto ser preenchido e adensado novamente. Finalmente, foi procedido o arrasamento da superfície. Os corpos de prova ficaram em cura em câmara úmida à temperatura de 23 ± 2 °C, e umidade relativa do ar superior a 95%, conforme a NBR 5738 (ABNT, 2008) [5]. Para avaliar a resistência conforme o tipo de capeamento, após as idades de cura de 7 e 28 dias, as amostras foram regularizadas conforme cada método apresentado anteriormente. Então, o ensaio de determinação da resistência à compressão axial de corpos de prova cilíndricos foi realizado seguindo o procedimento prescrito pela NBR 5739 (ABNT, 2007) [24].

2.3 Métodos de regularização dos corpos de prova

Conforme a NM 77 (AMN, 1996, p. 3) [9], “[...] antes do ensaio

de compressão de corpos de prova ou testemunhos cilíndricos, é imprescindível tratar suas bases, de forma a garantir que sejam superfícies planas, paralelas entre si, e perpendiculares ao eixo longitudinal do corpo de prova [...]”.

- Capecamento com enxofre: a argamassa de enxofre foi preparada e o capecamento das amostras executado conforme a normativa NM 77 (AMN, 1996) [9]. Foi utilizado o aparelho da (Figura [1]) para deixar o corpo de prova perpendicular à superfície e sem nenhum desvio de planicidade. Após a mistura estar preparada, esta foi despejada na base do equipamento para que, assim, a face do corpo de prova aderisse ao material fundido, tomando sempre o cuidado para que o mesmo ficasse devidamente alinhado. Este sistema é preconizado pela NM 77 (ANM, 1996) [9] como o padrão para corpos de prova de concreto endurecido, o caso das amostras desta pesquisa.
- Neoprene: este método de regularização para o ensaio de compressão axial foi realizado conforme a norma C1231 (ASTM, 2014) [12], que prevê o uso de discos de neoprene não aderentes e com o número de reutilização do material de capecamento inferior ao máximo definido pela norma, conforme



Figura 3
Policorte

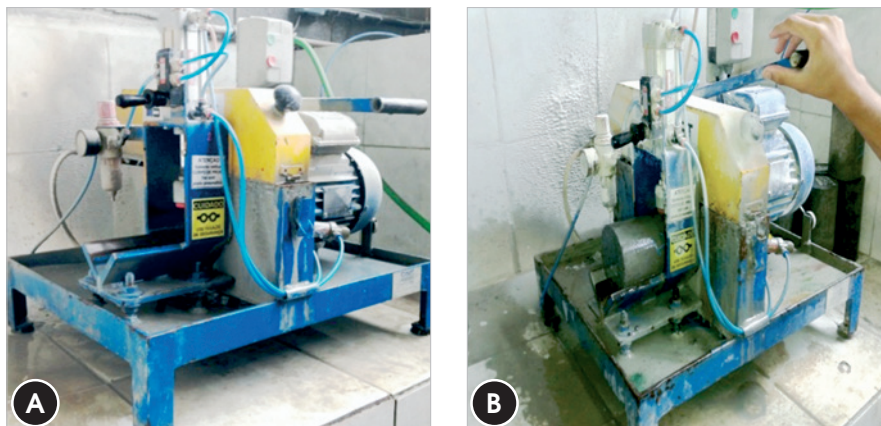


Figura 4
Retífica

sua Dureza Shore A. Foram usadas duas bases metálicas (Figura [2]), específicas para este ensaio, com diâmetro interno de 100 mm, e dois discos de neoprene. As bases metálicas dotadas dos discos de neoprene foram encaixadas nos corpos de prova para realizar o ensaio de compressão axial.

- c) Policorte: este sistema de regularização consiste em retirar uma fina camada do corpo de prova através da serra de corte para obter uma amostra devidamente regularizada. Este sistema é estabelecido pela NM 77 (AMN, 1996) [9] para regularização de testemunhos extraídos de pavimentos de concreto de cimento Portland. A referida norma não menciona a necessidade de realização de outro tipo de capeamento após o corte; logo, é possível inferir que este é caracterizado como um sistema de capeamento de corpos de prova no estado endurecido. Foi utilizado o aparelho ilustrado na (Figura [3]).
- d) Retificação: o método de retificar o corpo de prova com a finalidade de regularizar a superfície de ensaio da amostra é realizado através do desbaste mecânico com disco diamantado. Tal operação é realizada em equipamento especialmente adaptado para este fim (Figura [4]) (AÏTCIN, 2000 [25]). An-

drade e Tutikian (2011, p. 633) [8] destacam que “[...] a regularização deve ser feita de modo que garanta a integridade estrutural das camadas adjacentes à camada removida e proporcionar superfície [...]” que atenda o limite de irregularidade de 0,05mm. Este sistema é sugerido pela NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] para preparação de topos de corpos de prova cilíndricos, sendo este o sistema de capeamento estabelecido como referência para verificação da adequabilidade de outros sistemas de capeamento.

2.4 Ensaio de compressão axial

O ensaio de compressão axial foi realizado conforme NBR 5739 (ABNT, 2007) [24] em prensa EMIC PCE 150 tf instalada no LEC. A (Figura [5]) ilustra o equipamento citado.

Após o capeamento, a amostra foi cuidadosamente limpa para evitar quaisquer desvios, e colocada no prato inferior da prensa, tomando o cuidado para deixá-la no centro da superfície. Deve-se fazer um adendo quanto à excentricidade de carga, pois, segundo Neville (2016) [3], excentricidades superiores a 6 mm acarretam



Figura 5
Prensa EMIC PCE 150 tf

Tabela 3

Resultados ANOVA para os 4 sistemas de regularização avaliados para os 4 traços

	Policorte	Retífica	Neoprene	Enxofre
SQ	2399,16	7531,44	8198,30	3856,13
GI	3,00	3,00	3,00	3,00
MQ	799,72	2510,48	2732,77	1285,38
F	17,09	106,29	76,18	94,29
valor-P	9,65E-06	1,85E-12	4,06E-11	5,66E-12
F crítico	3,10	3,10	3,10	3,10

em decréscimo da tensão de ruptura em até 10%. A carga foi aplicada de forma contínua, com aumento de tensão de aproximadamente 0,5 MPa/s, até a ruptura da amostra. O cálculo da resistência à compressão axial foi realizado seguindo a NBR 5739 (ABNT, 2007) [24], pela (Equação [1]).

$$f_{ci} = \frac{4Q}{\pi d^2} \quad (1)$$

O f_{ci} é a resistência à compressão axial individual de cada um dos exemplares, a j dias de idade, em megapascal (MPa); Q é a carga máxima de ruptura em Newtons (N), e d o diâmetro do corpo de prova e milímetros (mm). A partir dos resultados, uma análise estatística para comparar os resultados obtidos foi realizada.

2.5 Tratamento dos dados

Os resultados individuais obtidos no ensaio de resistência à compressão axial para os 4 métodos de capeamento já citados, e para as idades de 7 e 28 dias, foram analisados para se determinar o $f_{ck,est}$ – resistência característica estimada do concreto à compressão axial a partir de uma amostragem – de cada método de capeamento, conforme o traço moldado. Para tanto, considerou-se o valor mais alto do lote como sendo o $f_{ck,est}$. Além disso, com os resultados de f_{ci} obtidos calculou-se a resistência média (f_{cm}) através da resistência do concreto à compressão obtida a j dias de idade em MPa, assim como o desvio padrão (sd) em MPa

e o coeficiente de variação expresso em porcentagem. A resistência média foi calculada utilizando o método de média aritmética. O desvio padrão foi calculado em acordo com a NBR 12655 (ABNT, 2015), utilizando a seguinte equação:

$$s_d = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (f_i - f_{cm})^2} \quad (2)$$

O coeficiente de variação é a razão entre o desvio padrão e a média dos dados em análise, expresso em porcentagem. Os dados foram analisados pelo método da ANOVA – Análise de Variância – tratamento este que visa testar a igualdade de três ou mais médias populacionais através da análise das variâncias amostrais. Para tanto, foi utilizado o suplemento *action* que trabalha em paralelo ao aplicativo *Excel*®. A análise dos resultados foi realizada seguindo o proposto por Triola (2005) [27], onde, quando o P apresenta um pequeno valor, sendo este menor ou igual a 0,05, leva à rejeição da hipótese de variação das médias.

3. Resultados e discussões

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão axial realizados nas amostras com idades de 7 e 28 dias, discriminando-se os diferentes tipos de capeamentos empregados. A (tabela [4]) apresenta as resistências médias dos grupos estudados. Analisando a referida tabela, é possível observar que, para o traço 1, apenas a retífica atingiu a resistência

Tabela 4

Resistências médias para os diferentes tipos de regularização e traços e para 7 e 28 dias de idade

Idade	Tipo de regularização	Traço 1	Traço 2	Traço 3	Traço 4
7	Diamond saw water cooling	12,75	23,58	33,46	37,07
	Diamond disk	22,33	40,57	52,16	65,78
	Neoprene	19,11	31,45	51,92	60,28
	Sulfur	17,06	33,88	43,01	48,84
28	Diamond saw water cooling	15,05	28,16	42,14	39,32
	Diamond disk	24,23	50,31	60,20	78,30
	Neoprene	22,02	38,96	64,76	75,01
	Sulfur	22,00	37,15	52,63	55,53

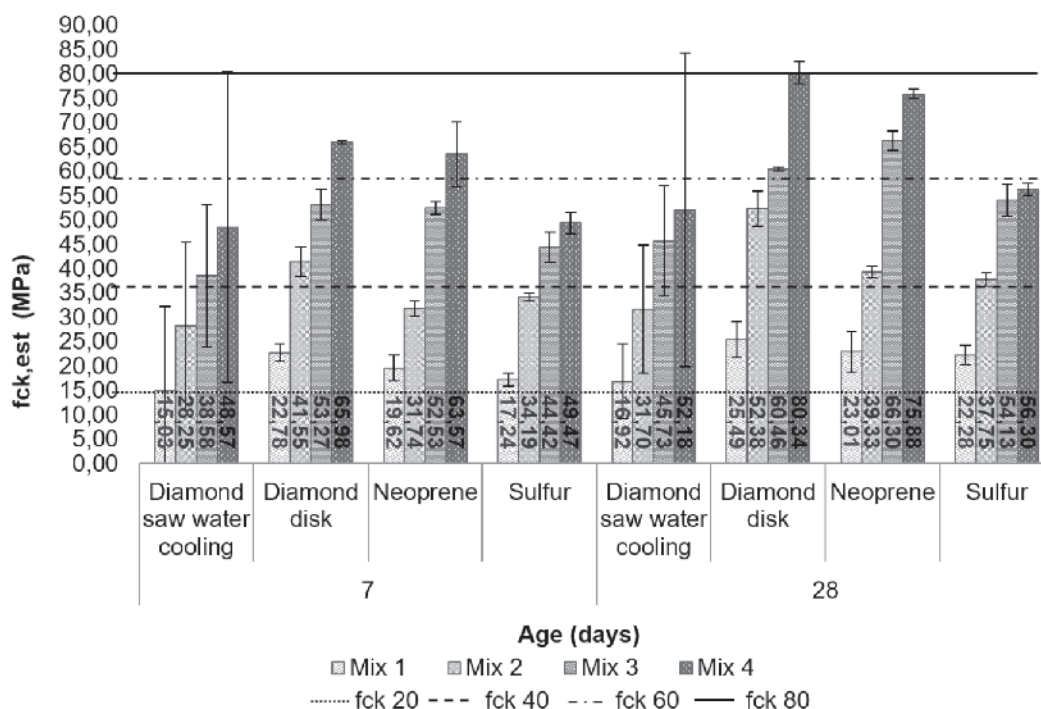


Figura 6

Gráfico da resistência estimada dos traços 1, 2, 3 e 4 quanto aos diferentes tipos de capeamento e os diferentes fck

esperada para 7 dias, assim com obteve o resultado mais alto para 28 dias. O mesmo método também se destacou no traço 2, sendo o único método a atingir a resistência nas duas idades ensaiadas. No traço 3, nenhum dos métodos alcançou a resistência para 7 dias, porém para 28 dias, o método da retificação e do neoprene atingiram a resistência, sendo o último a obter o maior resultado. Por último, nenhum dos métodos ensaiados alcançaram o resultado esperados em nenhuma das duas idades.

Considerando os dados de resistência à compressão estimada do traço 1 expostos no gráfico da (Figura [6]), é possível salientar que, o processo de regularização superficial obtido com a retífica foi o único a atingir o nível de resistência de 20 MPa aos 7 dias de idade, e o maior resultado atingido no 28º dia entre os quatro processos investigados. Para este traço, o processo de regularização com neoprene confinado atingiu resultados aproximados aos obtidos com a retifica, porém, só alcançando o nível de resistência esperado aos 28 dias. Para este traço, em nenhuma das idades avaliadas, o sistema de regularização fornecido pelo corte com disco diamantado atingiu o nível de resistência esperado, comprovando-se seu desempenho inferior. Verificando os dados referentes ao traço 2, constata-se que, para os resultados com 7 e 28 dias de idade, o único sistema a atingir o nível de resistência 40 MPa foi o tipo retificação. Os menores valores atingidos em ambas as idades, para este traço ficou, novamente, a cargo do sistema utilizador da policorte. Analisando os valores atingidos com o traço 3, é possível considerar que nenhum dos sistemas de regularização atingiu o nível de resistência de 60 MPa aos 7 dias de idade. Já no 28º dia, este nível de resistência foi atingido pelos sistemas

de retifica e neoprene, tendo este último atingido os valores mais elevados. Novamente, a utilização da policorte destacou-se por influenciar negativamente a resistência da amostra. Atentando para os dados do traço 4, percebe-se que nenhum dos sistemas de regularização dos topos dos corpos de prova alcançaram o nível de resistência 80 MPa aos 7 dias de idade. No entanto, para os resultados de 28 dias, somente o sistema retificação atingiu o referido valor. Dentre todos os níveis de resistência avaliados, ficou clara a influência prejudicial apresentada pelo processo utilizador da policorte, sendo este o detentor dos resultados mais baixos de resistência entre todos os sistemas de regularização, como pode ser reafirmado na (figura [6]). Os valores obtidos com o capeamento de enxofre também apresentaram desempenho inferior ao esperado, comprovando a necessidade de uma investigação mais aprofundada de sua utilização, provavelmente, resultando na necessidade de aumento da resistência mínima deste capeamento, para sua utilização. Deve-se salientar que nenhum dos dois níveis de resistência estudados que fazem parte do grupo 2 de resistências da NBR 8953 (ABNT, 2011) [14] foram alcançados, aos 7 dias, por nenhum dos sistemas de regularização pesquisados, mesmo utilizando cimento CP V – 32.

A (figura [7]) apresenta as variações das médias e dos desvios padrão dos demais sistemas de regularização comparados com o sistema retificação que é estabelecido pela NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] como padrão de comparação, conforme anteriormente mencionado. Com os dados apresentados na (Figura [7]), referente ao traço 1, é possível destacar que o tipo de regularização policorte apresenta maior diferença entre os tipos de regularização, quando suas

médias são comparadas à média da retificação. Da mesma forma, seu desvio padrão amostral também é o maior. Isto ocorre para os dados de 7 e 28 dias. O tipo de regularização que utiliza o neoprene confinado apresenta menor diferença quando sua média é comparada com a retificação e também o menor desvio padrão.

Com os dados apresentados na (Figura [7]), referentes ao traço 2, é possível destacar que o tipo de regularização policorte apresenta maior diferença, entre os tipos de regularização, quando suas médias são comparadas à média da retificação. Da mesma maneira, seu desvio padrão amostral também é maior para ambas

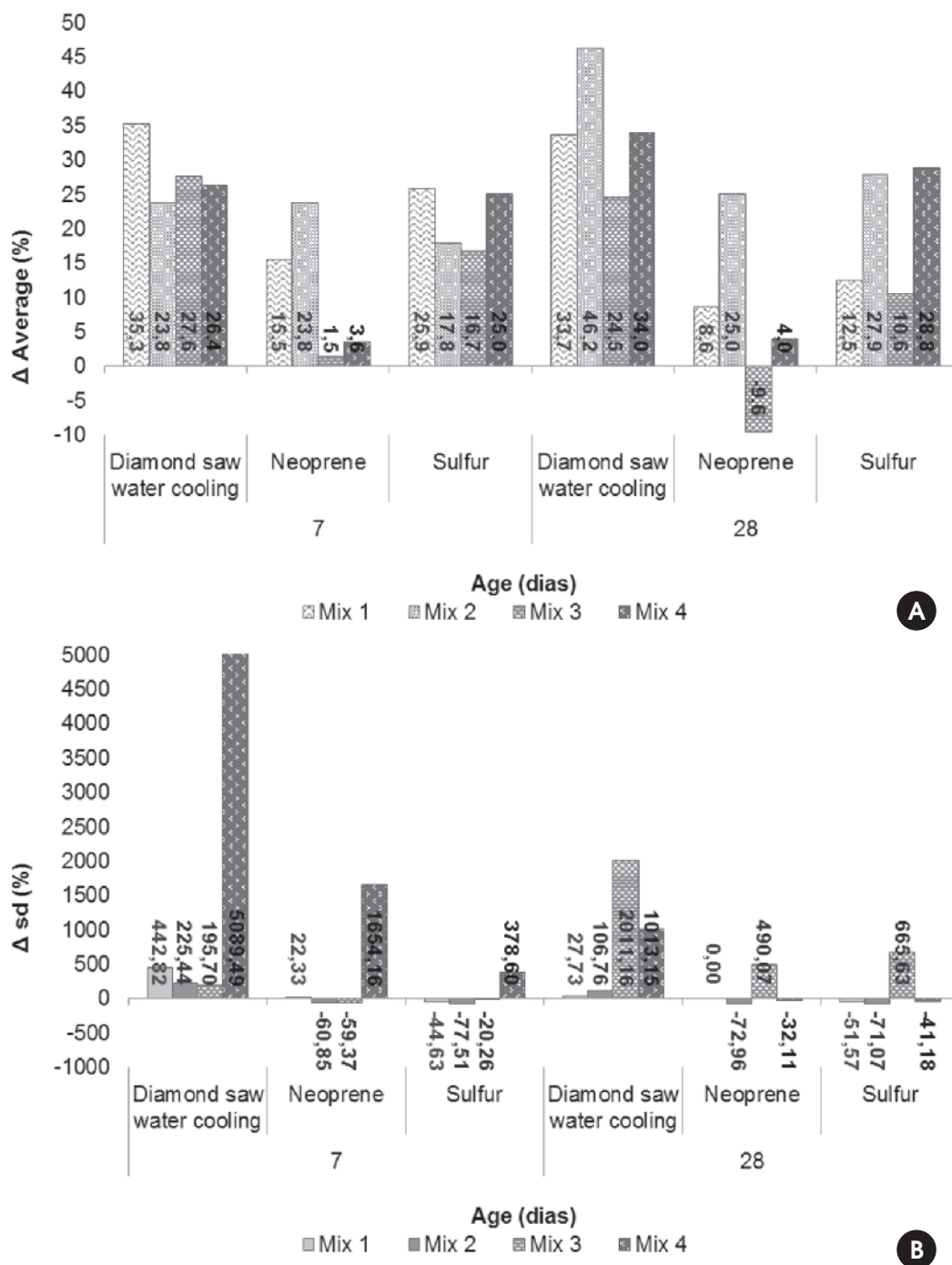


Figura 7 Diferenças analisadas entre os tipos de regularização quando comparados com o padrão da NBR 5738 a) Diferença entre as médias. b) Diferença entre os desvios padrões

idades avaliadas. O menor desvio padrão é referente aos dados do tipo de regularização capeamento com enxofre aos 28 dias e neoprene aos 7 dias. Com os dados apresentados na (Figura [7]), referentes ao traço 3, é possível destacar que o tipo de regularização policorte apresenta maior diferença, entre os tipos de

regularização, quando suas médias são comparadas à média da retificação. Também seu desvio padrão amostral é o maior. Isto ocorre para os dados de 7 e 28 dias. O tipo de regularização que utiliza o neoprene confinado apresenta menor diferença quando sua média é comparada com a retificação. O menor desvio

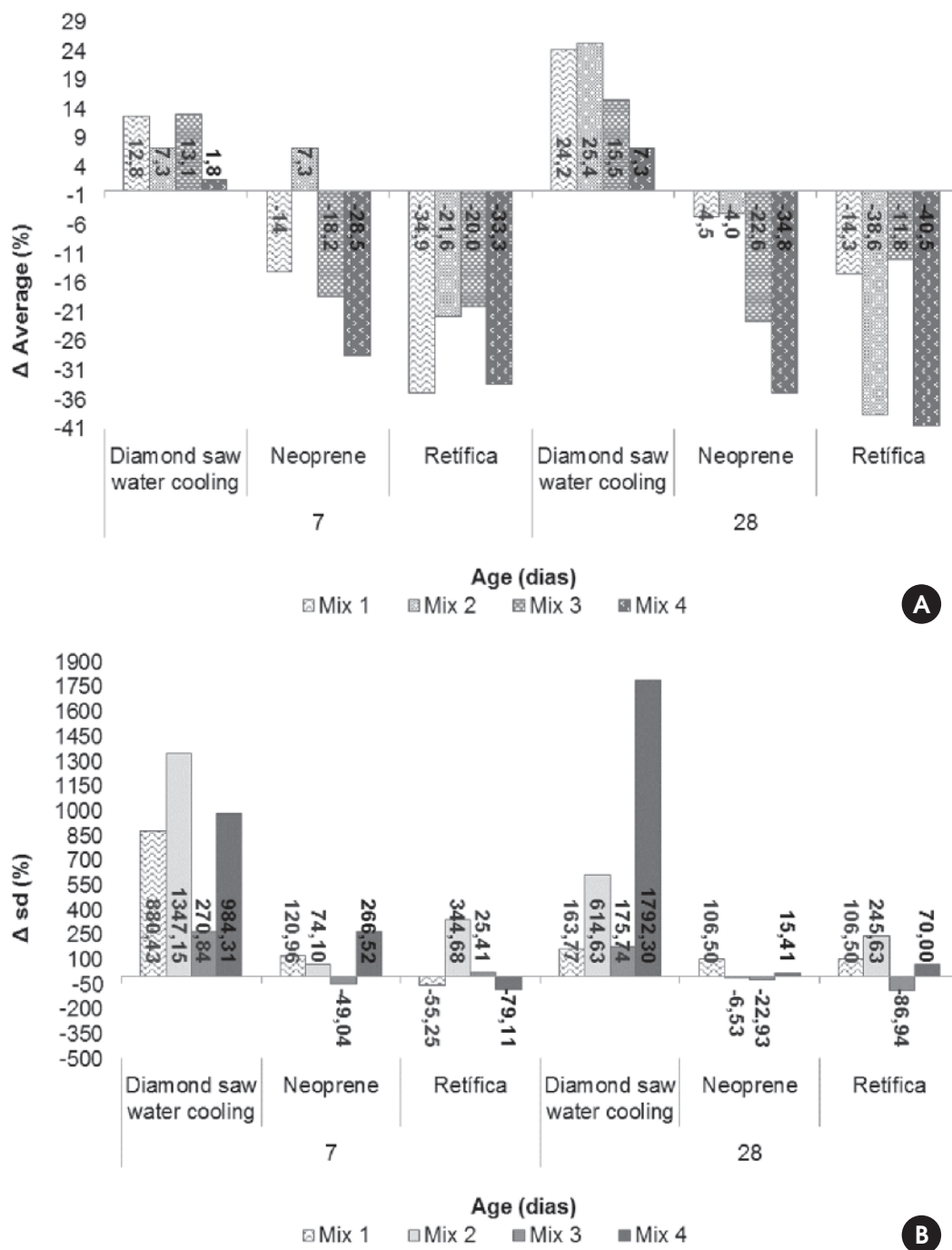


Figura 8 Diferenças analisadas entre os tipos de regularização quando comparados com o padrão da NM 77
 a) Diferença entre as médias. b) Diferença entre os desvios padrões

padrão é referente aos dados do tipo de regularização capeamento com enxofre aos 7 dias e neoprene aos 28 dias. Com os dados apresentados na (Figura [7]), referentes ao traço 4, destaca-se que o tipo de regularização policorte apresenta maior diferença, entre os tipos de regularização, quando suas médias são comparadas à média da retificação. Seu desvio padrão amostral também é o maior, e isto ocorre para os dados de 7 e 28 dias. O tipo de regularização que utiliza o neoprene confinado apresenta menor diferença quando sua média é comparada com a retificação. O menor desvio padrão é referente aos dados do tipo de regularização capeamento com enxofre aos 7 dias e neoprene aos 28 dias. A (figura [8]) apresenta as variações dos demais sistemas de regularização comparados com o sistema que utiliza a argamassa de enxofre. Este é estabelecido pela NM 77 (AMN, 1996) [9] como padrão para regularização de corpos de prova de concreto endurecido, conforme mencionado anteriormente.

Com os dados apresentados na (Figura [8]), referentes ao traço 1, é demonstrado que o tipo de regularização por retificação apresenta maior diferença, entre os tipos de regularização, quando suas médias são comparadas à média do enxofre aos 7 dias. Já para os 28 dias a maior diferença, entre as médias, fica a cargo da policorte. O menor desvio padrão aos 7 dias é referente aos dados do tipo de regularização retificação e é igual ao sistema neoprene para os 28 dias de idade. Com os dados apresentados na (Figura [8]), referentes ao traço 2, é possível destacar que o tipo de regularização retificação e o tipo de regularização policorte apresentam a mesma diferença, entre os tipos de regularização, quando suas médias são comparadas à média do enxofre. O maior desvio padrão amostral pertence ao sistema policorte, e o menor ao neoprene, tanto para os 7 quanto os 28 dias de idade. Com os dados referentes ao traço 3, demonstra-se que o tipo de regularização retificação apresenta maior diferença aos 7 dias e neoprene aos 28 dias, entre os tipos de regularização, quando suas médias são comparadas à média do enxofre. O maior desvio padrão amostral pertence ao sistema policorte para os 7 e 28 dias de idade. Ainda conforme dados apresentados na (Figura [8]), referentes ao traço 4, salienta-se que o tipo de regularização retificação apresenta maior diferença entre os tipos de regularização, enquanto a policorte apresenta a menor, quando suas médias são comparadas à média do enxofre, para ambas idades. O maior desvio padrão amostral pertence ao sistema policorte, tanto para os 7 quanto para 28 dias de idade.

Para contribuição com a validação dos resultados da pesquisa, considerou-se necessária a realização de um tratamento estatístico a fim de verificar a variância pela ANOVA – fator único. Inicialmente verificou-se a hipótese de normalidade da distribuição, conforme sugere Medeiros (2014) [26], para aplicação deste método. A ANOVA baseia-se na variância dentro das amostras, também conhecida como variação devida ao erro. Para realização dos cálculos estatísticos fez-se uso do suplemento *action*, que trabalhou em paralelo ao aplicativo *Excel*®, conforme previamente citado.

As distribuições dos dados de todas as amostras foram consideradas normais. Conforme já destacado, Triola (2005) [27] descreve que, quando o P apresenta um pequeno valor, sendo este menor ou igual a 0,05, leva à rejeição da hipótese de variação das mé-

dias. Com isso, é possível considerar válidos todos os métodos avaliados nesta pesquisa, nas condições descritas, pois apresentaram valor de P, segundo a análise da ANOVA, menor que 0,05.

4. Conclusões

Esta pesquisa foi proposta com o objetivo de avaliar o desempenho de 4 sistemas de regularização de superfícies de corpos de prova de concreto, os quais são os mais utilizados no Brasil e no mundo. Dado o potencial de emprego do método de ensaio que determina a resistência à compressão axial do concreto, propriedade sensível a alterações de outras propriedades, faz-se necessária uma avaliação atualizada dos sistemas de regularização mais utilizados e relacionar seus resultados com os sistemas estabelecidos pelas normas vigentes no Brasil. Levou-se e consideração os dois grupos de resistência estabelecidos pela NBR 8953 ABNT, 2011) [14], pois a partir de 2014 a NBR 6118 (ABNT, 2014) [28] traz em seu texto alguns procedimentos distintos para dimensionamento de estruturas de concreto com resistências pertencentes aos dois grupos de resistência.

- As distorções nos resultados dos ensaios causadas pela falha na execução ou aplicação indevida de um dado sistema de regularização podem acarretar em rejeições de lotes de concretagem que deveriam ser aceitos, ou pior, ocasionar aceitação de lotes que deviriam ser rejeitados. Isto pode interferir consideravelmente na durabilidade e funcionalidade da estrutura.
- Para realização desta pesquisa, determinou-se os traços a serem submetidos a ensaios de compressão nas idades de 7 e 28 dias, com 4 tipos de regularização dos topos a serem pesquisados. Considerou-se imprescindível avaliar os referidos tipos de regularização em concretos nos dois grupos de resistência estabelecidos pela NBR 8953 (ABNT, 2011) [14], uma vez que projetistas vem utilizando largamente este segundo grupo, que anteriormente era utilizado somente em projetos especiais.
- Com a análise dos resultados é possível inferir que o sistema estabelecido pela NBR 5738 (ABNT, 2008) [5] apresenta-se muito eficiente para os 4 níveis de resistência analisados nesta pesquisa, considerando suas médias e desvios padrão apresentados para os referidos níveis de resistência. O sistema preconizado pela NM 77 (AMN, 1996) [14] apresenta-se eficiente somente para o nível de resistência 20 MPa; para os outros 3 níveis de resistência, sua resistência efetiva **não alcançou o valor desejado**, e mostrou-se inferior ao resultados apresentados pelo processo de retificação. Este fato, implica na necessidade de maiores estudos quanto sua aplicação para concretos, principalmente, os com elevadas resistências à compressão. Possivelmente, o desempenho deste capeamento poderá ser melhorado com a utilização de argamassas de enxofre com resistência significativamente superiores aos 35 MPa estabelecidos pela normativa brasileira. Quanto ao seu desvio padrão, este é consideravelmente pequeno, mostrando que sua distribuição também é pequena; portanto, este sistema possui uma ligeira variação em seus resultados. O sistema que faz uso do neoprene confinado não atingiu nenhum dos níveis de resistência avaliados, seu desvio padrão apresentou-se pequeno, exceto para o nível de resistência 80 MPa.

O sistema policorte mostrou-se ineficiente, quanto a resistência média, em todos os níveis de resistência avaliados, e seus desvios padrão foram os maiores entre os sistemas avaliados nesta pesquisa.

- Logo, é possível inferir que o sistema estabelecido pela NBR 5738 (ABNT, 2008) é utilizável para ensaios de compressão axial de concretos dos dois grupos de resistência estabelecidos pela NBR 8953 (ABNT, 2011) [14]. O sistema estabelecido pela NM 77 (AMN, 1996) [9] pode ser empregado para avaliar concretos do grupo 1 de resistências da NBR 8953 (ABNT, 2011) [14], mas para o grupo 2 este sistema não deve ser empregado. É cabível considerar que o objetivo desta pesquisa foi alcançando, visto que foi possível analisar todos os sistemas quanto às resistências desejadas.

5. Referências bibliográficas

- [1] HELENE, P. R. L.; TERZIAN, P. Manual de dosagem e controle de concreto. São Paulo: SENAI, 1992.
- [2] BEZERRA, A. C. S.. Influência das variáveis de ensaio nos resultados de resistência à compressão de concretos: uma análise experimental e computacional. 2007. 151 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- [3] NEVILLE, A.M.. Propriedades do Concreto. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2016. Tradução de: Ruy Alberto Cremonini
- [4] MEHTA, P. K. MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microestruturas, Propriedades e Materiais. 2ªEd., São Paulo, Editora PINI, 2014. Edição: Nicole P. Hasparyk
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- [6] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C617 / C617M: Standard Practice for Capping Cylindrical Concrete Specimens. 1 ed. Pennsylvania: West Conshohocken, 2012.
- [7] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C 39: Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. 1 ed. Pennsylvania: West Conshohocken, 2014.
- [8] TUTIKIAN, B. F.; ANDRADE, J. J. O.. Resistência Mecânica do Concreto. In: ISAIA, G. C.. Concreto: Ciência e tecnologia. São Paulo: IBRACON, 2011. Cap. 17. p. 615-652.
- [9] ASSOCIAÇÃO MERCOSUL DE NORMALIZAÇÃO. NBR NM 77: Concreto – Preparação das bases dos corpos de prova e testemunhos cilíndricos para ensaio de compressão. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- [10] SOUZA, G. G.. Influência dos procedimentos de ensaio à compressão de corpos-de-prova cilíndricos no controle de qualidade do concreto. 2006. 116 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.
- [11] CONCRETO E CONSTRUÇÕES. São Paulo: IBRACON, v. 63, Jul, Ago, Set, 2011. Trimestral.
- [12] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C 1231/C1231M: Standard Practice for Use of Unbonded Caps in Determination of Compressive Strength of Hardened Concrete Cylinders. 1 ed. Pennsylvania: West Conshohocken, 2014.
- [13] VIEIRA, A. P. - Procedimento para a realização do controle tecnológico de concreto usando o novo método de capeamento "Unbonded - cap". L.A. Falcão Bauer, São Paulo, 1991.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. 1 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52: Agregado Miúdo – Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 46: Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 µm, por lavagem. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 44: Agregados – Determinação do teor de argila e torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro: ABNT, 1996.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53: Agregado Graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2002.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 30: Agregado miúdo – Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- [22] MEDEIROS, R. DELFINO, T., SIPP, G., ANDRADE, L. A. S.. Avaliação dos Agregados e Aplicação do Método de Dosagem de Concreto IPT/EPUSP Utilizados na Região Sul de Santa Catarina. In: 55º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2013, Gramado. Anais 55º CBC. São Paulo: IBRACON, 2013.
- [23] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 67: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. 1 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [25] AÍTCIN, P. C.. Concreto de alto desempenho. São Paulo: PINI, 2000. Tradução de: Geraldo G. Serra.
- [26] MEDEIROS, R.. Reação álcali-agregado: Avaliação do caráter reativo de agregados da região sul de Santa Catarina. 2014. 156 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade do Sul de Santa Catarina, Tubarão, 2014.
- [27] TRIOLA, Mario F.. Introdução à Estatística. 9. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2005.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

Experimental analysis of a mechanical shear connector in concrete filled steel tube column

Experimental analysis of a mechanical shear connector in concrete filled steel tube column

J. G. R. NETO ^a
julianogeraldo.eng@gmail.com

A. M. SARMANHO ^b
arlene.sarmanho@gmail.com

Abstract

This work includes an analytical and experimental study of the structural behavior of shear connectors in composite columns, composed of concrete-filled circular hollow section. For this study was adopted a structural bolt like a shear connector in order to verify the validity of the analytical expressions in ABNT NBR 16239: 2014 [1]. Was carried out a series of push-out tests, fixing the outer diameter of the hollow section and varying the thickness, the bolt diameter, the strength of concrete and the hole dimension. Analysis of the results shows that is possible to use this type of shear connector. The Brazilian prescriptions results are conservative and may be adjusted to provide strength capacity value closest to the experiment.

Keywords: concrete filled steel tube, circular hollow section, push-out test.

Resumo

Este trabalho compreende um estudo analítico e experimental do comportamento estrutural de conectores de cisalhamento em pilares mistos, formados por perfis tubulares laminados de seção circular de aço preenchido por concreto simples. Para este estudo foi adotado um conector do tipo parafuso estrutural, a fim de verificar a validade das expressões analíticas constantes na ABNT NBR 16239:2014 [1]. Foi realizada uma série de ensaios experimentais de cisalhamento direto, fixando o diâmetro externo do tubo e variando a espessura, o diâmetro do parafuso, a resistência do concreto e a presença ou não de folga no furo. Da análise dos resultados observa-se que é viável a utilização desse tipo de conector, que as equações existentes para o dimensionamento dos mesmos estão a favor da segurança e podem ser ajustadas para fornecer valores de capacidade resistente mais próximo do experimental.

Palavras-chave: pilar misto preenchido, seção tubular circular, ensaio de cisalhamento direto.

^a Pontifical Catholic University of Goiás, School of Civil Engineering, Goiânia, GO, Brasil;

^b Federal University of Ouro Preto, Departament of Civil Engineering, Ouro Preto, MG, Brasil.

1. Introduction

Currently, an increase in the use of composite steel and concrete structures is observed, aiming to take advantage of the benefits of the combination of both materials. This association can be observed in the use of composite floor slabs with incorporated shaped steel, girder and composite columns, where it seeks to make the concrete resist to the compression tensions and to make the steel work under traction. Reduction of the construction time; reduction of the sections with consequent decrease of the own structure weight and increase of the pavement useful area; possibility to size de section so it can resist to the fire conditions; and better ductility and seismic resistance can be point out among 7.j0 the advantages to the use of composite columns.

According to ABNT NBR 8800:2008 [2]: Profile I of steel totally enveloped by concrete (Fig. 1-a); profile I of steel partially surrounded by concrete (Fig. 1-b); and steel tube with rectangular or circular section filled by concrete (Fig. 1-c and 1-d) can be mentioned among the usual types of composite columns.

The composite columns formed by steel tubes filled with concrete have advantages towards the simple elements, mainly in function of the increment of the structural properties due to the interaction between the tubular profile and the concrete core. Besides this, the confinement existing mainly in the circular sections increases the resistance of the

concrete due to the triaxial state of tensions, and the concrete complicates the occurrence of local buckling in the steel tube.

The simplified design method of composite columns introduced by the Brazilian rule [2] settles the following basic hypotheses for its validity: there is complete interaction between the steel and the concrete; the initial imperfections are consistent with those adopted to determine the resistant capacity of the steel beams submitted to the axial compression; and the local buckling for axial force and the bending moment cannot be of a last prevailing limit-state. To ensure the interaction between the two materials, the forces of shear developed in the interface steel-concrete must not exceed a value of resistance, natural or extended by the addition of mechanical connectors.

According to [3], the natural adherence can be divided into three distinct transfer mechanisms: adhesion (related to the chemical adherence between the concrete and the steel tube, - Figure 2-a -, it is developed in the initial stages of loading for small displacements and can be neglected for resistance effect); mechanical adherence (it results of the mechanical gearing between the concrete of the core and the superficial irregularities of the steel tube - Figure 2-b -, breaches in the initial loading stages due to the increase of the relative displacement between the materials); and friction (resistance portion that depends on the normal force applied in the interface and on the coefficient of friction - Figure 2-c - related to the degree of roughness of the steel surface and to the condition of the interface. For tubular sections filled with concrete, the rule [2]

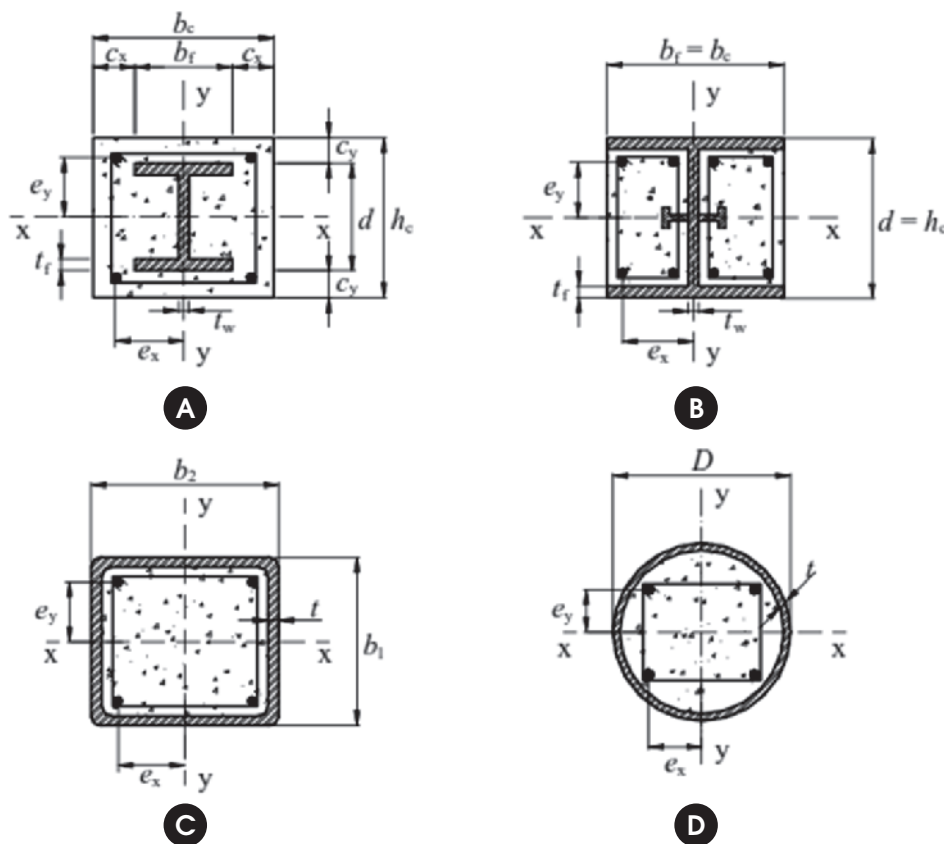


Figure 1
Types of cross-sections of composite columns. Source: (2)

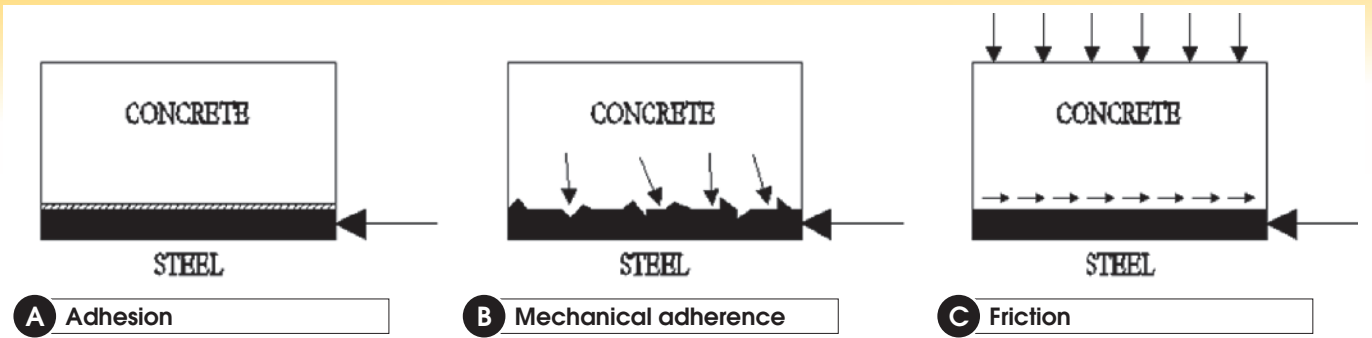


Figure 2 Idealized models of shear transfer in steel - concrete interface. Source: Adapted of (4)

specifies, as natural resistance to the shear, values of 0.4 and 0.55 MPa to rectangular and circular sections, respectively. For the adherence by adhesion in composite columns, [5] analyses the results of the experimental tests of 104 prototypes with circular tubes, 49 with rectangular tubes and medium D/t ratios between 15 and 35, which shows that the adherence tension: is larger for the filled columns of circular section than for the squares; do not have relation to the concrete resistance; reduces with the increase of the D/t ratio in function of the biggest influence of the retraction. With these results, it is suggested the expression to calculate the adherence tension between the concrete and the steel, given by the Equation (1):

$$f_{2\sigma} = 2,109 - 0,026 \cdot \frac{D}{t} \tag{1}$$

Where $f_{2\sigma}$ is the adherence tension in MPa; D is the external diameter of the tube in mm, and t is the tube thickness.

In the load introduction regions, which are those where localized variations of the requesting effort occur due to the beam-column connections, or in those where the interruption of the longitudinal reinforcement occurs, as in column redresses or basis connections, significant slip should be avoided in the interface between the two materials. Therefore, the length of the load introduction region represented by the parameter l_v , as showed in Figure 3, does not have to exceed two times the smaller dimension of the column section or one third of the distance between points of load introduction, being adopted the smaller of these two values. An average value for the shear tension transferred longitudinally in the interface can be obtained by the Equation (2):

$$\tau_{Sd} = \frac{N_{c,Sd}}{u_a \cdot l_v} \tag{2}$$

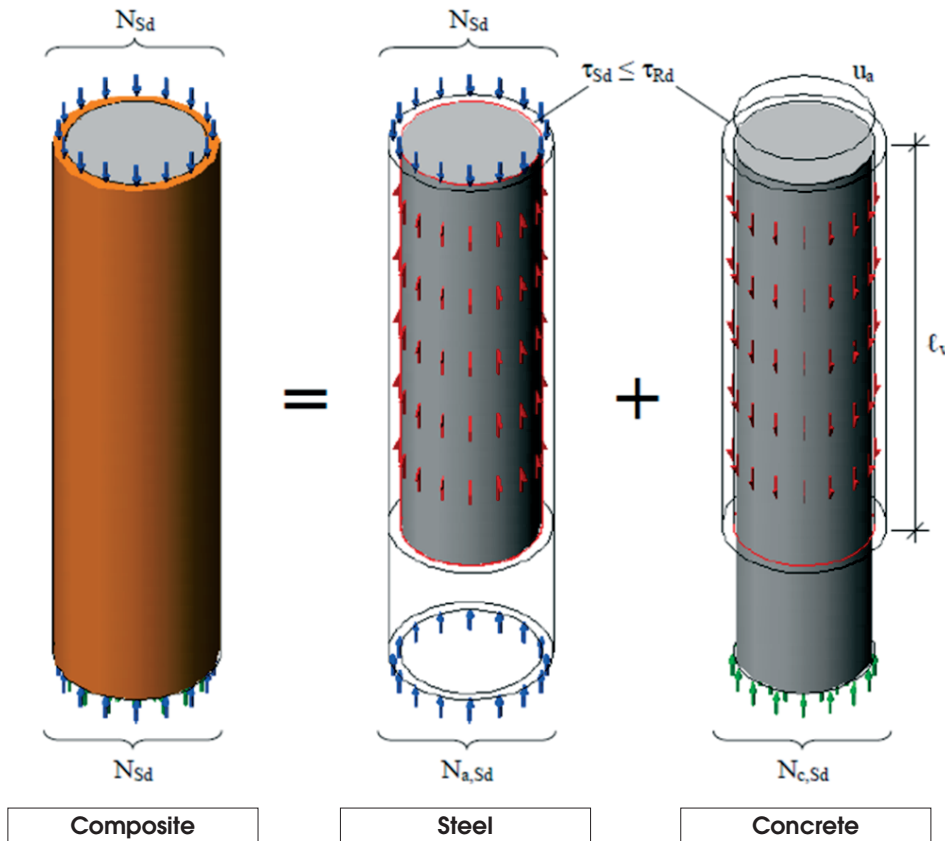
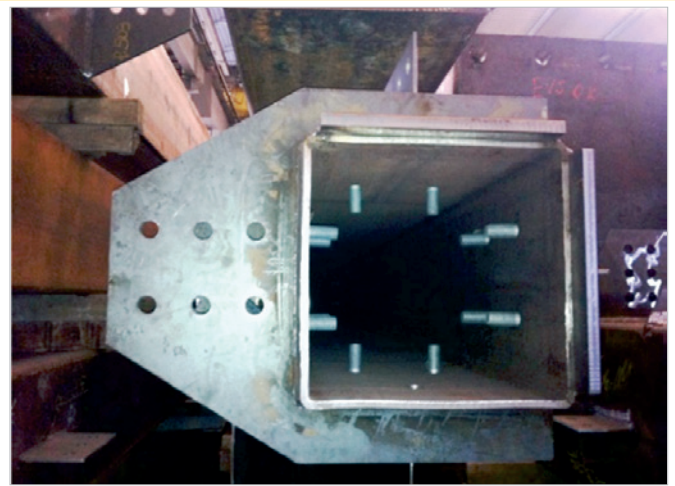


Figure 3 Components of loads and geometric properties to calculate the shear stress at the interface. Source: (4)



A Join with steel plate welded



B Internal detail of shear connector fixed in CFST

Figure 4

Example of application of load transfer device. Source: (6)

Where τ_{sd} is the shear tension of calculus; $N_{c,Sd}$ is the component of the normal force in the concrete; u_a is the transversal perimeter of the interface between steel and concrete; and l_v is the length of load transference.

When the shear tension of calculus τ_{sd} exceeds the resistant natural shear tension of calculus τ_{rd} , the use of additional mechanisms of load transference must be foreseen. A usual manner is the application of shear connectors, as it is illustrated in Figure 4. Some researches related to the behavior of shear connectors and load transference in the interface steel-concrete for composite elements are found in the literature. Among them, can be cited: [7], [8], [9], [10], [11] and [12], among others.

[13] performed a number of experimental tests of 71 models for analysis of the structural behavior and load transference in tubular composite col-

umns, without and with the use of mechanical connectors of shear. The connector used was the M16 bolt degree 5.6 with 65 mm of length, acting on three conditions of loaded introduction: only applied to the steel tube; only applied to the concrete; and applied to both simultaneously. From the analyses of the relative displacements and the measured strains in the two components, it was observed that the load transference between the two materials is better with the use of connector.

This work studies a shear connector of the structural bolt type, with the objective to verify the validity of the analytical expressions contained in the tubular structures norm [1] and to analyze its structural behavior. A number of experimental push out tests was performed, fixing the external diameter of the tube and varying the thickness, the diameter of the bolt, the concrete resistance and the presence or not of looseness in the hole.

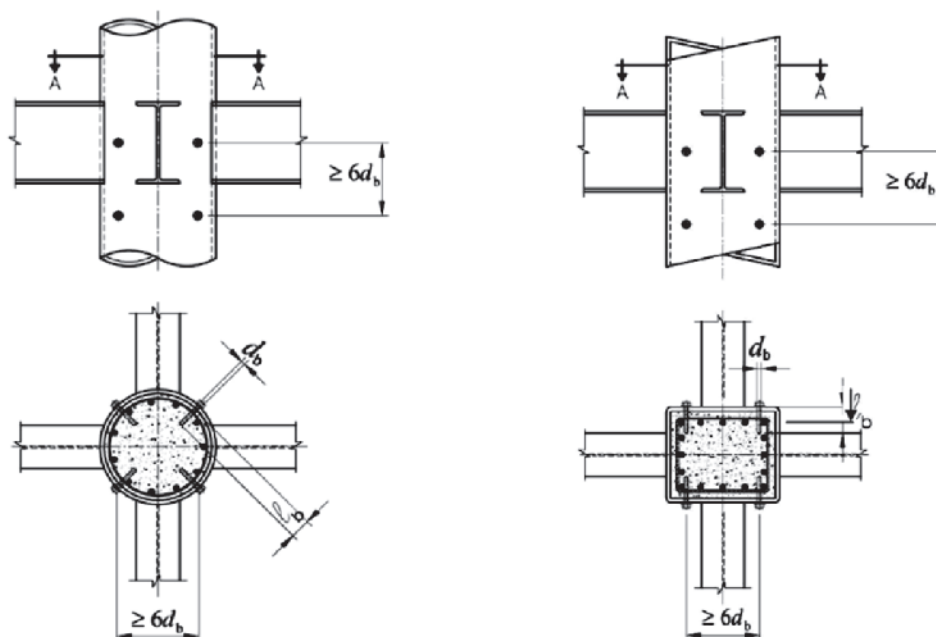


Figure 5

Device of load transfer type 1. Source: (1)

Table 1
Names and characteristic of experimental models of serie A

Name	Ø x t Tube (mm)	Ø Bolt (pol.)	Ø of Hole (pol.)	Kind of hole	f _{cm} (MPa)
C1-15,1-3/4-SF-21,7	219x15,1	3/4	3/4	SF	21,7
C2-15,1-3/4-SF-22,9	219x15,1	3/4	3/4	SF	22,9
C3-15,1-3/4-SF-30,8	219x15,1	3/4	3/4	SF	30,8
C4-15,1-3/4-SF-31,1	219x15,1	3/4	3/4	SF	31,1
C5-15,1-3/4-CF-31,1	219x15,1	3/4	13/16	CF	31,1
C6-15,1-3/4-CF-22,9	219x15,1	3/4	13/16	CF	22,9
C7-15,1-1/2-SF-26,0	219x15,1	1/2	1/2	SF	26,0
C8-15,1-1/2-SF-24,4	219x15,1	1/2	1/2	SF	24,4
C9-15,1-1/2-CF-22,7	219x15,1	1/2	9/16	CF	22,7
C10-8,2-3/4-SF-21,7	219x8,2	3/4	3/4	SF	21,7
C11-8,2-3/4-CF-21,6	219x8,2	3/4	13/16	CF	21,6
C12-8,2-3/4-CF-22,7	219x8,2	3/4	13/16	CF	22,7
C13-8,2-1/2-SF-21,7	219x8,2	1/2	1/2	SF	21,7
C14-8,2-1/2-CF-21,6	219x8,2	1/2	9/16	CF	21,6
C15-8,2-1/2-CF-21,6	219x8,2	1/2	9/16	CF	21,6

2. Analytical model

The norm [1] presents two types of special devices that can be used as shear connectors in the load introduction region for composite columns. The model that will be studied in this work is the type 1 device, where are used bolts (common or of high resistance) of which spacing between axes, in any direction, cannot be inferior to six times its diameter. The bolt head must be dotted with weld in the external side of the tubular profile to prevent its displacement during the concreting of the column. Figure 5 presents the referred device. The resistant force of calculus of each bolt is given by the lower obtained value of the Equations (3) and (4) presented below:

$$V_{Rd} = l_b d_b \sigma_{c,Rd} \leq 5 d_b^2 \sigma_{c,Rd} \tag{3}$$

$$V_{Rd} = 0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}} \leq 2,4 d_b t \frac{f_{ub}}{\gamma_{a2}} \tag{4}$$

Where l_b is the liquid length of the connecting bolt (deducting the thickness of the tube wall); d_b is the diameter of the connecting bolt; t is the thickness of the tube wall; f_u is the breaking strength from the steel of the tube; f_{ub} is the breaking strength of the connecting bolt; and $\sigma_{c,Rd}$ is the resistant tension of calculus of the concrete to the contact pressure, obtained by the Equation (5).

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{ck} \tag{5}$$

Where f_{ck} is the distinctive concrete resistance to the compression; A_2 is the loaded area; and A_1 is the support area, considering A_2/A_1 equal to 4.

3. Materials and experimental program

The experimental program was accomplished in the Structures Laboratory “Prof. Altamiro Tibiriçá Dias” of the Civil Engineer-

ing Department from the Federal University of Ouro Preto (UFOP), School of Mines. Two series of experimental push out tests were accomplished. In the series A, the external diameter of the tube was fixed and the thickness, the bolt diameter, the concrete resistance and the presence or absence of looseness in the puncture were varied. The series B was accomplished without the presence of shear connectors, in order to evaluate the natural adherence between the internal surface of the steel tube and the concrete core, besides the influence of the confinement.

3.1 Configuration of the prototypes

In series A, 15 experimental push out tests were accomplished using two sections of circular tubular steel profiles with diameter (D) of 219 mm and thicknesses (t) of 8.2 mm and 15.2 mm, in order to evaluate the influence of the D/t slenderness in the composite column behavior. All the bolts possess length of 4 “ (101.6 mm) and diameters of 1/2 “ (12.7 mm) and 3/4 “ (19 mm), being used a total of 4 units for each model. The total length of all the prototypes was of 1000 mm and two typologies of concrete f_{ck} were adopted, 20 and 30 MPa. Another evaluated factor was the influence that the puncture looseness, usually adopted in the manufacture process to facilitate the structure assembly, could have on the connector’s behavior. Thus, models with adjusted punctures had been confectioned, i.e., without looseness (SF), and others with looseness (CF) varying the type of drill used for the perforation.

Table 1 shows the nomenclature and the geometrical and mechanical characteristics of the prototypes. It is observed that the values of f_{cm} were obtained through characterization tests in the test day of each prototype. The models C11 and C14 did not had their results availed for analysis, due to problems that occurred during the execution of their tests.

The connectors were positioned at half height of the steel tube and organized symmetrically, as indicated in Figure 6-a. The head of all the bolts were welded in the external wall of the tube, to prevent

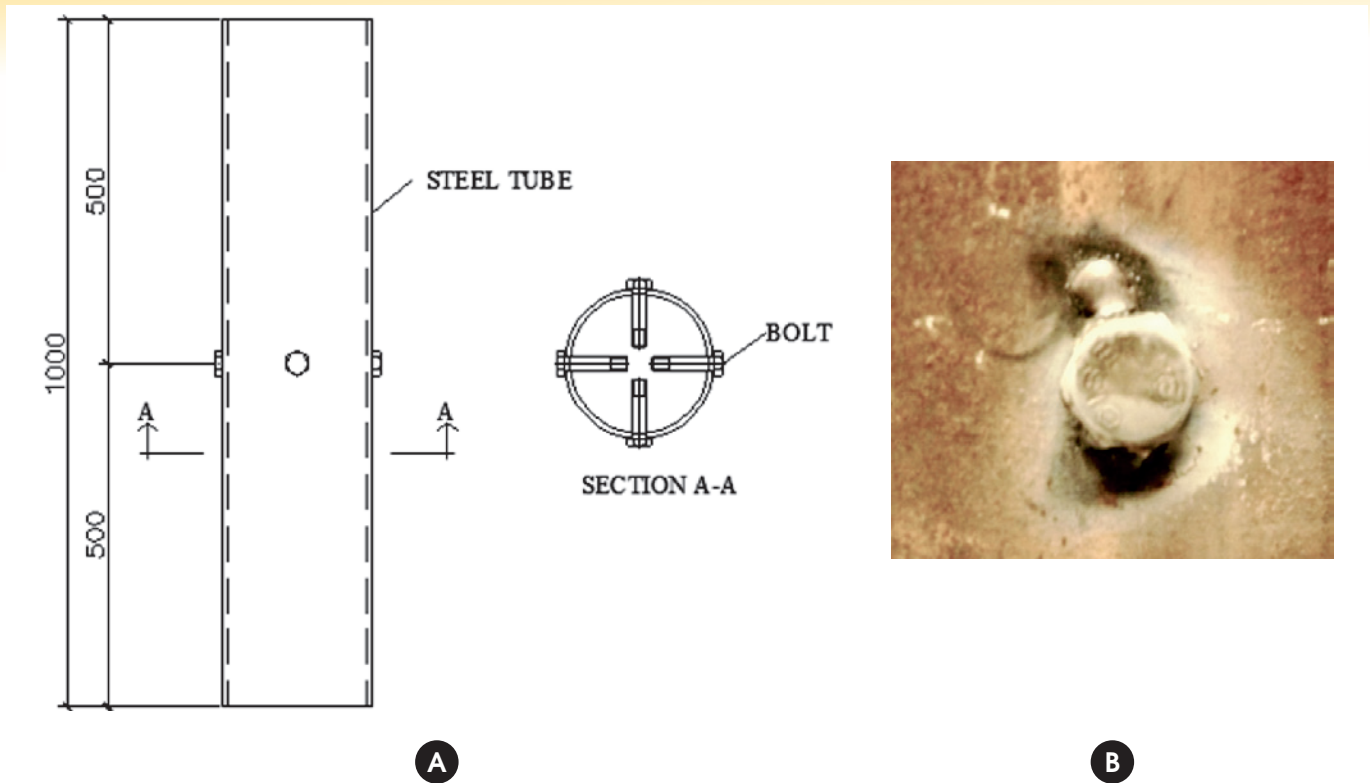


Figure 6
Position of bolts in the steel tube and welding darning detail of serie A

the displacement during the concreting and to assure the horizontality (see detail in Figure 6-b).

In series B, 4 experimental push out tests were accomplished using two sections of circular tubular steel profiles with diameter (D) of 219 mm and thicknesses (t) of 8.2 mm and 15.2 mm, without shear connector (SC), with total length also of 1000 mm. This series was tested in order to verify the behavior of the natural adherence tension between the internal wall of the steel tube and the filling concrete, in addition to evaluate the influence the D/t slenderness on its behavior.

The Table 2 shows the nomenclature and the geometrical and mechanical characteristics of the prototypes. It is observed that the values of f_{cm} are equal for all the pieces, since only one characterization of the concrete was accomplished, due to the prototypes that were tested during four consecutive days.

3.2 Concreting

The concreting of the series A models was accomplished in two stages, one for each type of concrete f_{ck} (20 and 30 MPa). Before the concreting, the pieces were cleaned internally. Figure 7-a shows the prototypes prepared for concreting and the Figure 7-b indicates an internal detail of the load transference mechanism. To get a startle region of concrete in the top of the column and a region of void in the root that could enable the relative displacement between the steel tube and the core of concrete, a ring of 50 mm was welded (see Figure 8-a), formed by the same profile of each model, in the top of the prototype. The pieces were concreted in inverted position of the test and on a wooden plate, so that a surface of leveled and smooth load application was obtained when the ring was removed. This way, a space of approximately 50 mm was left unfilled during the concreting, as is shown in Figure 8-b. This procedure was adopted in the concreting of the series A and B.

The concreting of the series B models followed the same procedure of the A series. However, a single stage was accomplished, since there was only one type of concrete f_{ck} (20 MPa).

3.3 Characterization of the steel

The structural tubes used were manufactured by the company Valourec & Mannesmann (V&M) Tubes do Brasil, which provided the results for the tests of mechanical characterization of the steel in Table 3. The steel used in the tubular profiles manufacture was VMB350 type (values of reference: $f_y \geq 350$ 485 MPa and $f_u \geq$ MPa, the 501 norm ASTM degree B).

The structural bolts were manufactured by the CISER company, which provided the results of the steel characterization tests presented in Table 4. The steel of the bolts was of the SAE J429 type ($f_u \geq 414$ MPa, dimensional norm ASME B18.2.1).

3.4 Instrumentation

All the prototypes of the series A were instrumented with two

Table 2
Names and characteristic of experimental models of serie B

Name	$\varnothing \times t$ Tube (mm)	\varnothing Bolt (pol.)	f_{cm} (MPa)
C16-15,1-SC-25,2	219x15,1	SC	25,2
C17-15,1-SC-25,2	219x15,1	SC	25,2
C18-8,2-SC-25,2	219x8,2	SC	25,2
C19-8,2-SC-25,2	219x8,2	SC	25,2



A



B

Figure 7
Preparation of models of the serie A to concreting



A



B

Figure 8
Details to obtain a gap of 50 mm in concrete

Table 3
Mechanical properties of steel of tubes

Ø x t Tube (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Elongation (ΔL) (%)
219x8,2	385	582	33
219x15,1	384	598	41

Table 4
Mechanical properties of steel of bolts

Bolt Ø x l	f_{ub} (MPa)
1/2"x4"	660
3/4"x4"	665

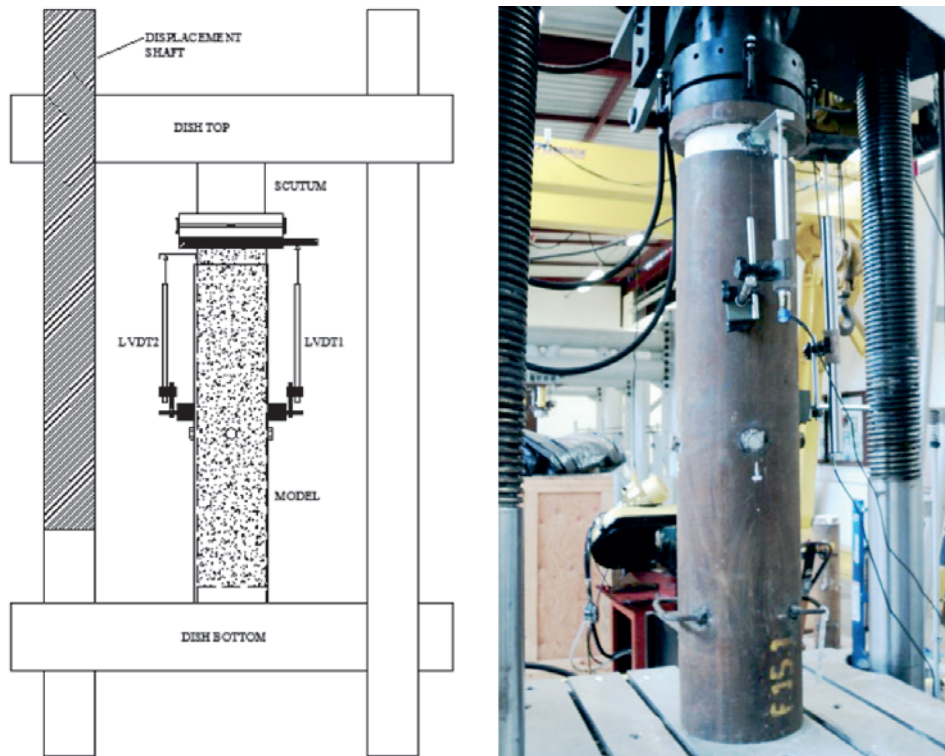


Figure 9
Representation of LVDT's position

linear displacement transducers (Linear Variable Displacement Transducer - LVDT) located on the top of the column, measuring the relative displacement between the steel tube and the concrete core (see Figure 9). The LVDTs were fixed in the external surface of the steel tube with the help of magnetic bases. To enable the

reading of the relative displacement between the steel tube and the concrete core, a rigid plate supported in the superior surface of the concrete region (between the prototype and the kneecap) and an angled connector fixed in the lateral of the concrete (to see detail in Figure 10) were used.

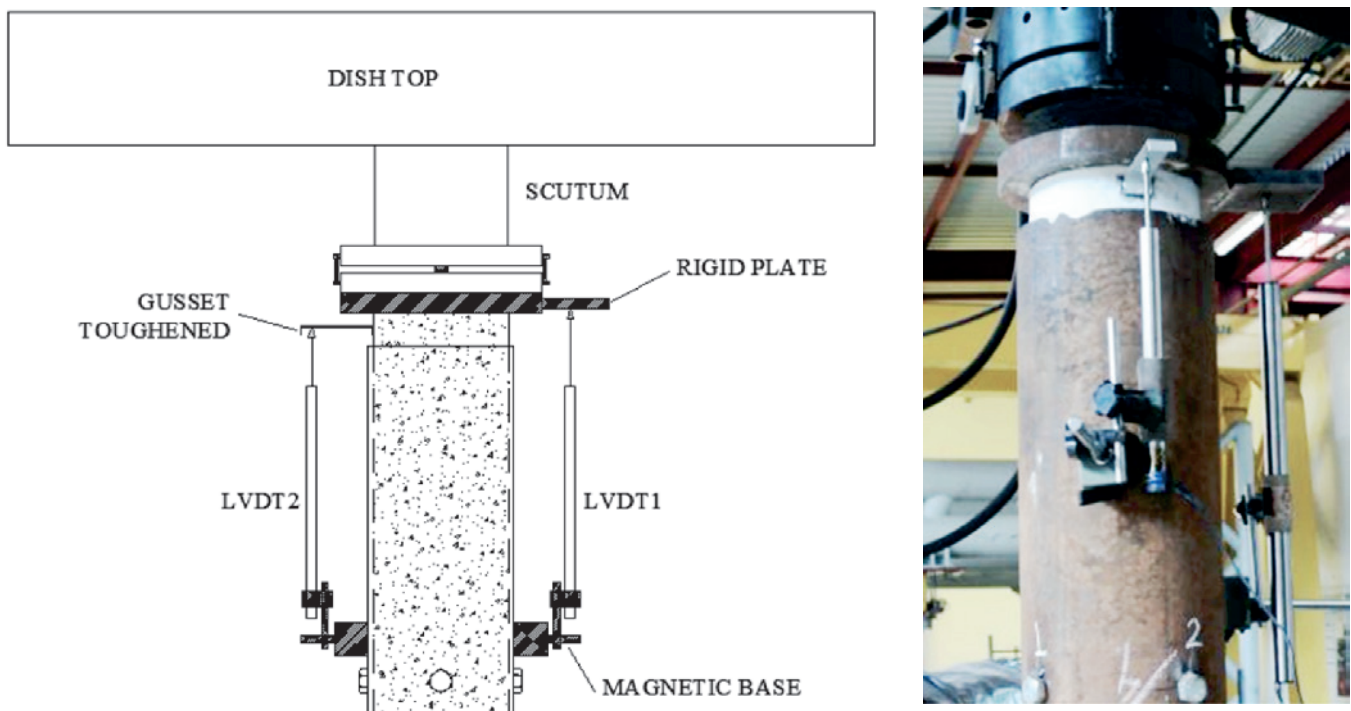


Figure 10
Detail of LVDT's position and accessories

Table 5
Distribution of models for each kind of extensometer adopted

Kind	Extensometer	Number	Models
1	Linear extensometer	5	C3,C4, C5 (serie A)
2	2 lines of rosettes de 90°	16	C13 (serie A)
3	1 lines of rosettes de 90°	8	C1,C10,C12,C15,C9 (serie A)
4	1 lines of rosettes de 90°	5	C16,C18 (serie B)

This measurement in two spots was fulfilled so that, having failure in the reading of one LVDT, the other could continue the measurements. Due to problems in the setting of the angled connector that appeared during the course of some tests, its results in the series A were discarded, without prejudice to the results obtained by the other LVDT. Yet, in series B, this system of additional measurement was not adopted.

The strain gauges was not same for all the prototypes, suffering changes of typology of electrical resistance strain gauge (EER) and of position, during the evolution of the tests. The first strain gauges typology adopted was with the use of linear strain gauges (KFG-5-120-C1-11 model). The other ones were adopted with the use of 90° rosettes (model KFG-2-D16-11), both of the KYOWA brand. Table 5 shows the models distribution for each one of the four typologies of strain gauges adopted, presenting the type of strain gauge and the quantity. The pieces that are not

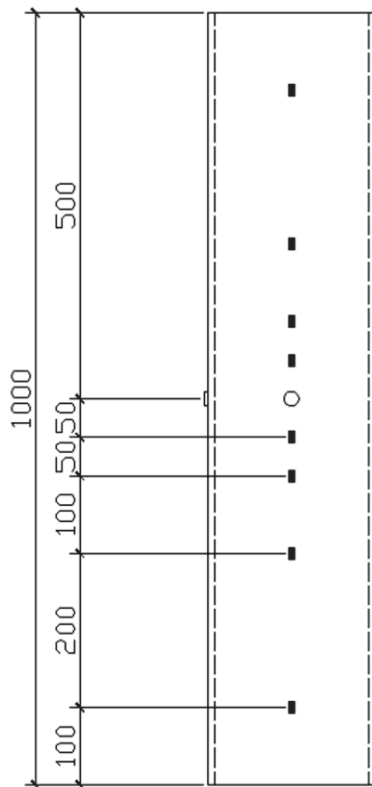
displayed in the table, did not receive strain gauges. Figure 11 illustrates the position of the strain gauges in the steel tube and the general instrumentation of the pieces.

3.5 Experimental procedure

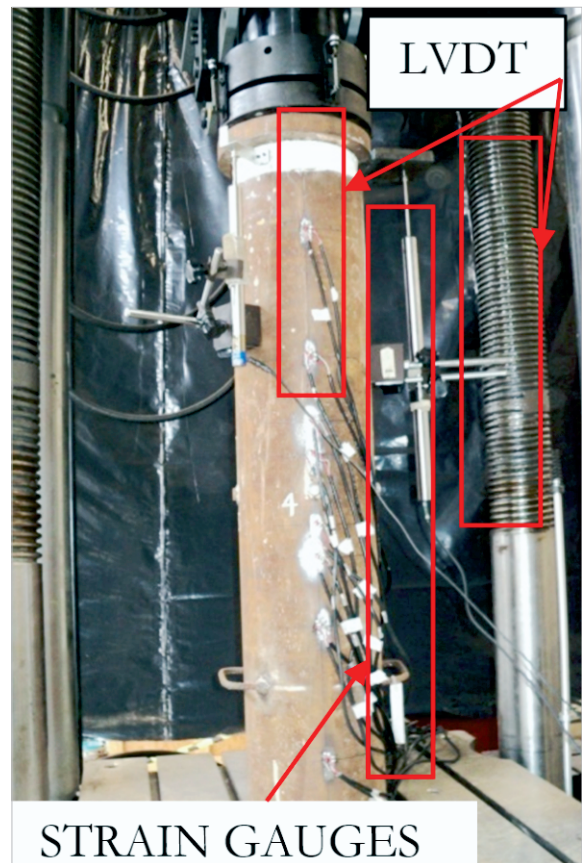
For the accomplishment of the tests, a serf hydraulic press HVL model of the SATEC series was used, manufactured by the company Instron with load cell with capacity of 2.000 kN.

The compression load was directly applied to the concrete core by displacement control. Once there was not a standard test procedure to be followed, an adaptation of the procedure specified by the Euro-code [14] was made for tests in shear connectors, as follows:

- The approach of the load application plate for all the stages was made by displacement control of 2 mm/min until reaching a load of 3 kN.



A Strain gages position



B Test setup and instrumentation of test specimen

Figure 11
Example of instrumentation models

- After this preload, the application of 5 load cycles and discharge of up to 40% of the waited theoretical load for the connectors, with load control of 10 kN/min.
- Finished the daily preload cycles, the models were continuously loaded by displacement control of 0.0025 mm/s until the end of the test.

The readings of loads and displacements of the LVDTs were accomplished by the data acquisition system connected to the test machine, controlled by the Instron Partner Software version 8.4a. The readings of the strain gauges were accomplished by the data acquisition system Spider 8, controlled by the HBM Catman Software version 4.5.

4. Results and discussions

4.1 Series A

The results of the prototypes C11 and C14 were discarded of this analysis, due to problems occurred during the execution of its tests. The Table 6 shows the values of the maximum forces applied to the extremity of the concrete core, compared with the following resistant capacities of the transversal sections: concrete by the simple compression ($A_c f_c$), concrete in confined state ($A_c \sigma_{c,Rd}$), yield ($A_a f_y$) and crushing of the steel tube ($A_a f_u$).

It is observed that the applied force overcomes the simple compressive strength of the concrete (relation (1)/(2)) from 1.68 to 3.19 times. This shows that the concrete is found in a multiaxial state of tensions, generated by the confinement effect of the concrete core through the walls of the steel tube, which extends its resistant capacity.

Analyzing the relation between the applied force and the resistant capacity of the confined concrete (relation (1)/(3)), it is verified that the values are between 1.18 and 2.24. This fact evinces that the consideration of the confinement effect leads to the results closer to the experimental ones. It can also be observed that the Equation (5), used to determine $\sigma_{c,Rd}$ leads to conservative values if com-

pared with the experimental ones.

Concerning to the resistance of the steel, it is observed that the relation between the operating load and the load of yield of the section (relation (4)) varies of 0.32 to the 0.81, and in relation to the crushing strength(relation (5)) varies of 0.21 to the 0.52. It can be evidenced that the steel tube presents a greater resistance, being working with values more conservatives in relation to the concrete core.

Table 7 presents the results of all series A tests, compared with the theoretical resistances evaluated for each failure mode considered by [1]. The values of theoretical ($V_{Rd,teo}$) and experimental resistance ($V_{Rd,exp}$) relate to a single connector, i.e., the load applied in the test was divided by four. The highlighted values refer to the limited dominant state for each prototype.

The experimental resistance was obtained from the first point of inflection of the load curves versus relative displacement, admitting that, in this point, the connector loses the admitted elastic-linear behavior for the project conditions. Similarly to what occurs in push out tests for evaluation of composite beams connectors [15], the results of identical models present significant variability that can be caused mainly by the form of concreting, densification and aggregates arrangement.

Of the values presented in Table 7, it can be observed that the dominant failure mechanism of the norm analytical expressions [1] is the crush of the concrete in the region of contact with the bolt. However, it is observed that the experimental values present a variation of 1.71 to the 6.11 times bigger that the theoretical. This indicates that the simplified analysis and isolation of failure mechanisms leads to resistant conservative capacity values. The experimental analysis suggests that there is an increase in the load capacity of the connector. This gain can be explained by the interaction between the collapse mechanisms, amplified by the confinement effect in concrete. In the columns C2 and C15 openings were made to observe the deformed configuration of the end connectors 3/4 "and 1/2 " respectively

Table 6

Comparison between applied force and resistant capabilities of steel and concrete

Model	Applied force (KN)	Concrete		Steel		Relation			
		Compression resistance (kN)	Confinement resistance (kN)	Yield resistance (kN)	Ultimate resistance (kN)	(1) / (2)	(1) / (3)	(1) / (4)	(1) / (5)
		$A_c f_c$	$A_c \sigma_{c,Rd}$	$A_a f_y$	$A_a f_u$				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)					
C1	1.940	608	868	3.714	5.629	3,19	2,24	0,52	0,34
C2	1.800	641	915	3.714	5.629	2,81	1,97	0,48	0,32
C3	1.894	862	1.232	3.714	5.629	2,20	1,54	0,51	0,34
C4	1.900	871	1.243	3.714	5.629	2,18	1,53	0,51	0,34
C5	1.889	871	1.243	3.714	5.629	2,17	1,52	0,51	0,34
C6	1.813	641	915	3.714	5.629	2,83	1,98	0,49	0,32
C7	1.375	728	1.039	3.714	5.629	1,89	1,32	0,37	0,24
C8	1.190	683	977	3.714	5.629	1,74	1,22	0,32	0,21
C9	1.925	636	907	3.714	5.629	3,03	2,12	0,52	0,34
C10	1.451	700	999	2.091	3.247	2,07	1,45	0,69	0,45
C12	1.699	732	1.045	2.091	3.247	2,32	1,63	0,81	0,52
C13	1.334	700	999	2.091	3.247	1,91	1,33	0,64	0,41
C15	1.171	696	996	2.091	3.247	1,68	1,18	0,56	0,36

Table 7
Comparison of resistance of shear connectors

Model	Concrete verification (kN)	Concrete verification (kN)	Shear of bolt (kN)	Crushing the tube wall (kN)	$V_{Rd,teo}$ (kN)	$V_{Rd,exp}$ (kN)	$\frac{V_{Rd,exp}}{V_{Rd,teo}}$
	$l_b d_b \sigma_{c,Rd}$	$5 d_b^2 \sigma_{c,Rd}$	$0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}}$	$2,4 d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$	(3)	(4)	(5)
C1-15.1-3/4-SF-21,7	51	56	76	413	51	163	3,18
C2-15.1-3/4-SF-22,9	54	59	76	413	54	191	3,55
C3-15.1-3/4-SF-30,8	73	80	76	413	73	124	1,71
C4-15.1-3/4-SF-31,1	73	81	76	413	73	133	1,81
C5-15.1-3/4-CF-31,1	73	81	76	413	73	140	1,91
C6-15.1-3/4-CF-22,9	54	59	76	413	54	171	3,18
C7-15.1-1/2-SF-26,0	41	30	33	275	30	125	4,17
C8-15.1-1/2-SF-24,4	38	28	33	275	28	133	4,72
C9-15.1-1/2-CF-22,7	36	26	33	275	26	160	6,11
C10-8.2-3/4-SF-21,7	55	56	76	218	55	95	1,72
C12-8.2-3/4-CF-22,7	58	59	76	218	58	98	1,69
C13-8.2-1/2-SF-21,7	37	25	33	146	25	105	4,20
C15-8.2-1/2-CF-21,6	37	25	33	146	25	88	3,51

(Figure 12-a and Figure 12-b). It can be observed in detail the bending of the bolt and the concrete shows no cracks around. Figure 12-c shows a detail of the shearing deformation at the interface region between the steel tube and the concrete to the model with connector 1/2 " , with visible stem vertical displacement relative to the bolt head.

Figure 13 shows the curves load versus relative displacement to all the prototypes of series A. The 6 mm offset value is highlighted as a reference to characterize the behavior and stiffness, according to the classification criterion [14].

A clear separation of the curves in two groups can be observed, the ones of 219x8.2 profiles with index of slenderness D/t of 26.7, and the ones of 219x15.1 with D/t of 14.5. It is verified, this way, that the tube slenderness influences in the load capacity and the ductility of the connector. The tubes with slenderness of 26.7 are more flexible and ductile than the ones of slenderness 14.5. It is observed that all the tubes with thickness 8.2 mm presented values of relative displacements well above 6 mm, while

some of the tubes of 15.1 mm present lower values and slightly superior others.

Analyzing Figure 14, that presents the load curves versus relative displacement only for the prototypes manufactured with 219x8.2 tube and concrete with fck of 20MPa, we can observe that the 3/4" connectors present a bigger rigidity and support more load than the ones of 1/2". The other prototypes have similar behavior.

To verify the influence of the puncture looseness in the structural behavior of the connector and in the resistance, Figure 15 Figure presents the curves of the C8 and C9 models, in the initial phase of the loading. It can be observed that the model with looseness (C9) presents a bigger relative displacement for the same load level than the model without looseness (C8) until a level of displacements of approximately 1.0 mm, value next to half the puncture looseness (0.8 mm, dashed line on the graph). Once after this two curves values meet and continue parallel, it can be concluded that the looseness is eliminated and the

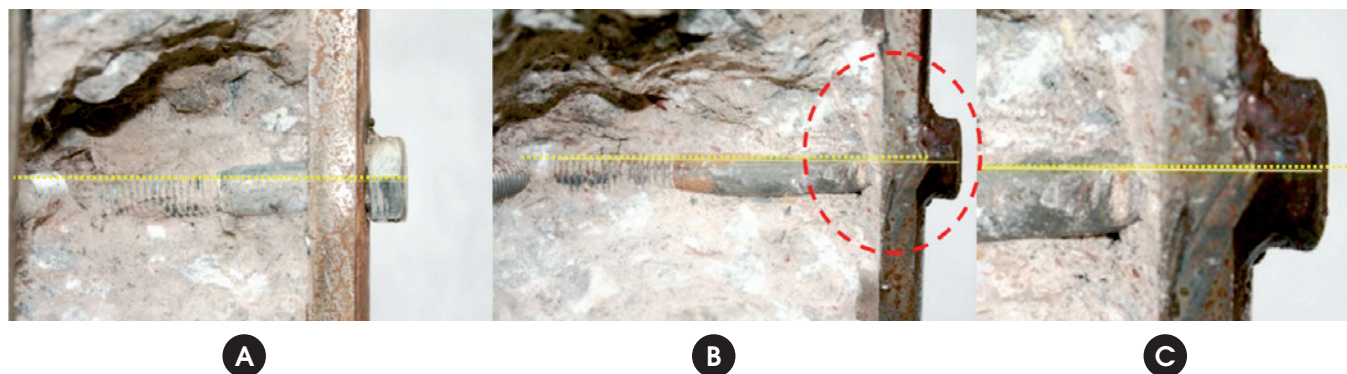


Figure 12
Deformed final configuration of the connectors: (a) Detail of connector of model C2; (b) Detail of connector of model C15; (c) Shear detail on connector of the model C15

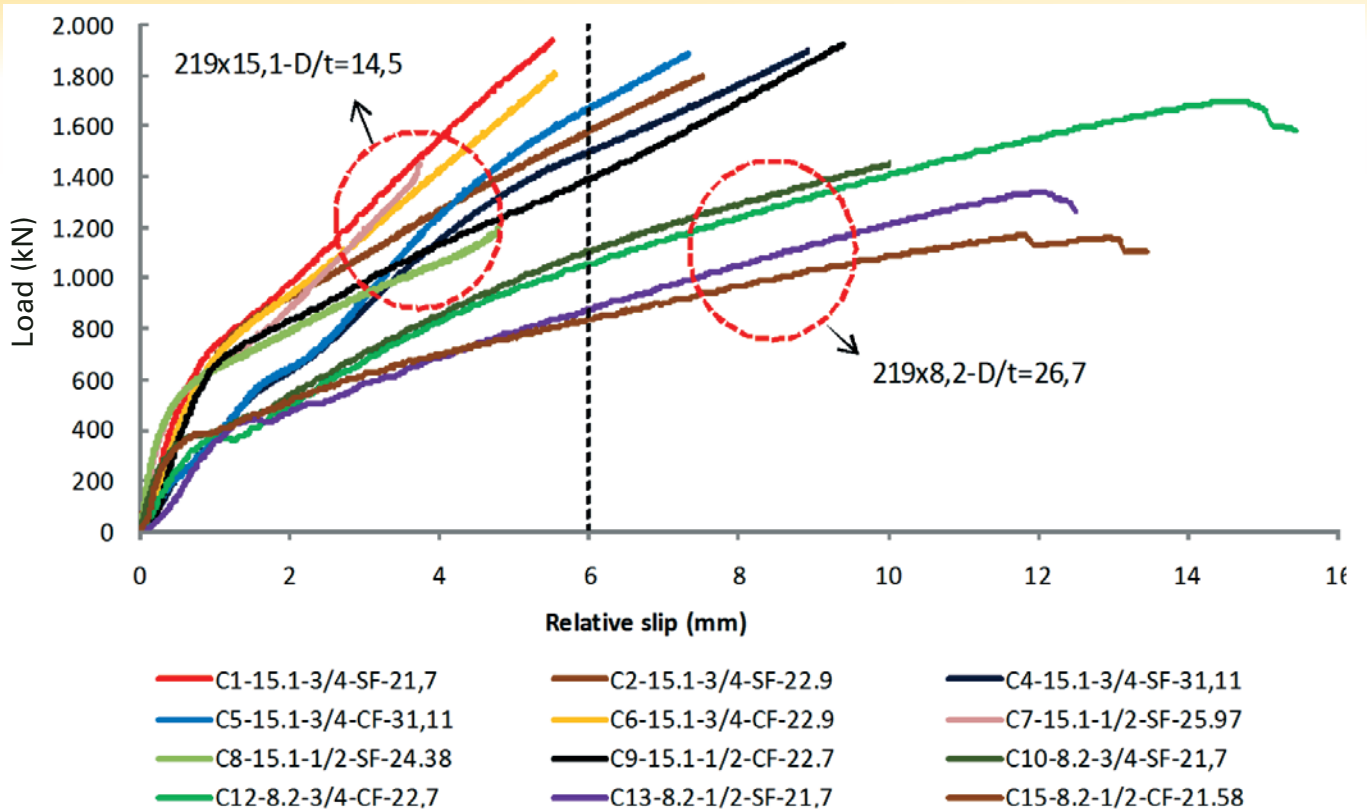


Figure 13
Overriding load curves versus displacement on the series A

columns now have the same structural behavior. Figure 16 presents the vertical and diametrical deformation curves measured along the tube length for prototype C1, 400 mm above and below the connectors' position (center) for different loading levels, varying from 10 to 100% of the maximum load applied. It is observed that, for the initial loading stages until 387 kN (20%), the deformations are approximately constant along the tube length, indicating that the load transfer between the concrete core and the tube wall is done in a gradual way through the natural adherence mechanisms. For the loading levels from 580 kN (30%), it is verified that the mechanic connectors start to be requested and to be part of the loading transfer system, due to the non-parallelism of the vertical deformations. For the diametrical deformations, it is observed the same effect

for the initial loading stages with large increases of deformations for the levels from 580 kN (30%) in the nearest region, below the connector. This fact evidences the emergence of the confinement tensions that tend to expand the tube diametrically.

4.2 Series B

This series was accomplished without the presence of shear connectors, in order to evaluate the natural adherence between the internal surface of the steel tube and the concrete core, besides the influence of the confinement. Figure 17 presents the overlay of the load curves versus relative displacement obtained for the four tested prototypes. The influence of the D/t slenderness is observed graphically in the tension of natural adherence, caused mainly by the action of the confinement effect. Table 8 presents the values of applied load and relative displacement, measured in the point of natural adherence loss between

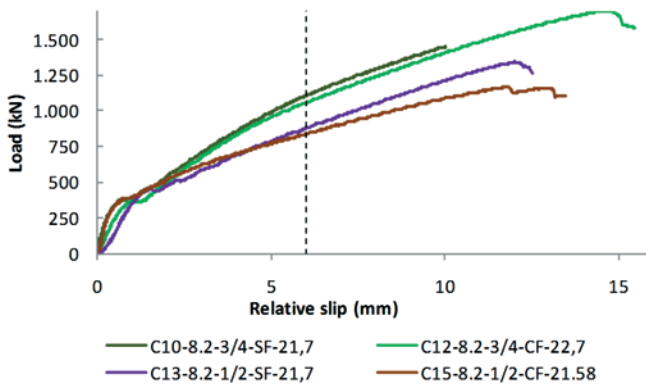


Figure 14
Curves load versus displacement relative for the tests with tubular section 219x8,2 mm e fck de 20 MPa

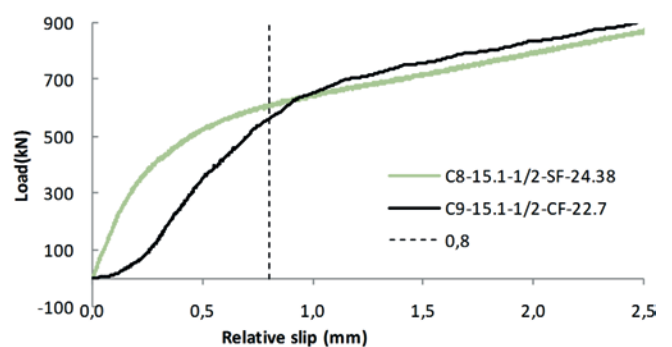


Figure 15
Curves load versus relative displacement - influence of the hole dimension for the C8 and C9 models

the concrete core and the steel tube, considered as being the first point of inflection of the curves.

Table 9 presents the values of the experimental adherence tension (τ_{exp}), calculated based on the Equation (2). A comparison with the value of reference (τ_{Rd}) established by the norm [2] for filled circular tubes and the value of $f_{2\sigma}$ proposed by [5], which is calculated by the Equation (1), is also done.

It can be observed that the relations between the tension of experimental adherence and the tension obtained by the Equation (1) ($\tau_{exp}/f_{2\sigma}$), for the C16 and C17 models (219x15.1), present values of 0.84 and 1.00 with average of 0.92. Yet, for the C18 and C19 models (219x8.2), these values are of 0.31 and 0.22 with average of 0.27. This indicates that, for sections with lower slenderness ($D/$

$t=14.5$), the proposal of the equation presents a good correlation with the experimental values. However, when it comes to sections with greater slenderness ($D/t=26.7$) the obtained values are over-estimated with relation to the ones obtained experimentally. This behavior can be observed in Figure 18Figure , which presents the curve $f_{2\sigma}$ versus D/t compared with the natural adherence tensions obtained from the tests.

When the experimental values are compared with the reference value (τ_{Rd}) equal to 0.55 MPa, it is observed that, for the C16 and C17 prototypes, the relations are of 2.66 and 3.14 with average of 2.9. Yet, for the C18 and C19 models, these values are of 0.80 and 0.56 with average of 0.68. Of these values, it can be verified that, for sections with lower slenderness ($D/t=14.5$) the experimen-

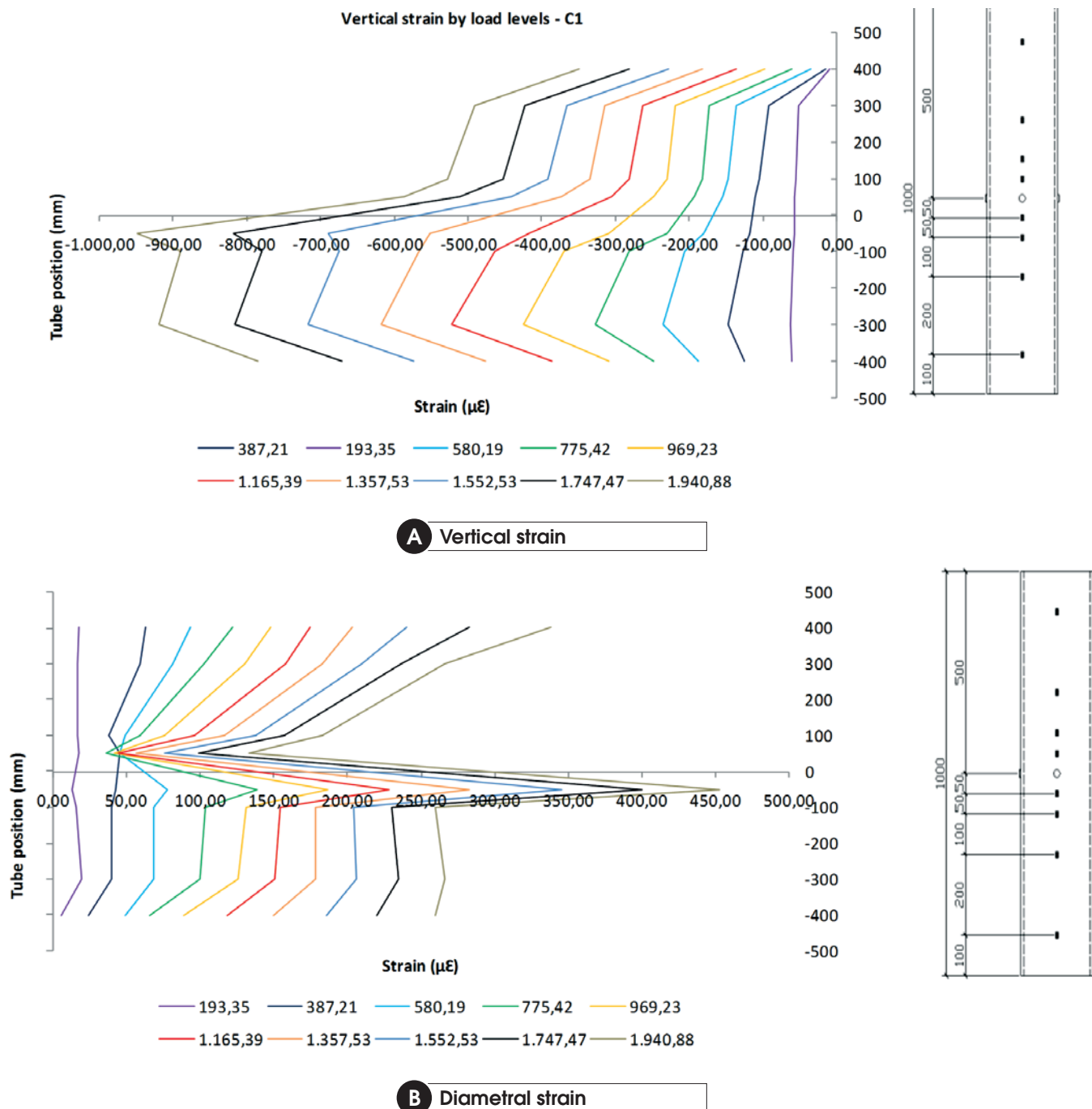


Figure 16 Distribution curves of the strains along the tube - C1-15.1-3/4-SF-21,7

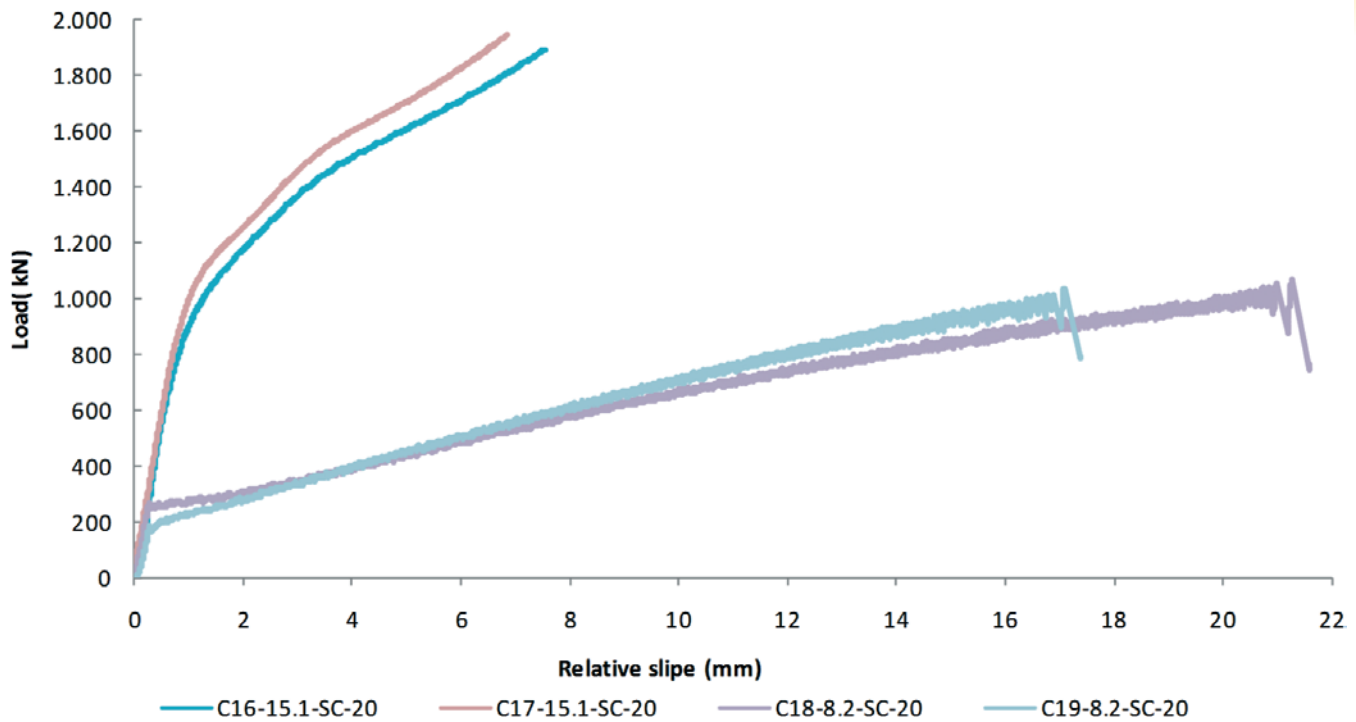


Figure 17
Curves load versus relative displacement series B

tal values are well superior to the normative referential. However, for sections with greater slenderness ($D/t=26.7$), these values are lower, being against the security for the conditions admitted in project situation.

Figure 19 presents the overlay of the load curves versus relative displacement for all the prototype confectioned with 219x8.2 tube of the series A and the B. The division of the curves in three groups, characterized by the absence of connector, and presence of 1/2 " and 3/4 " connectors, can be observed. It is verified that the presence of the connector influences in the load capacity of the prototype, increasing, as well, with the increase of the bolt diameter. It is observed that, for a same loading level, the relative displacements decrease with the presence and increase of de connector diameter.

Figure 20 presents the overlay of the load curves versus relative displacement for some of the confectioned prototypes with 219x15.1 tube of the series A, in order to facilitate the visualization, and the two of series B with relative displacement limited to 4 mm. It can be observed that the division of the curves into three groups characterized by the absence of connector, presence of 1/2" connectors and 3/4" connectors. Differently from

what was observed for the confectioned models with 219x8.2 tubes, it is verified that the presence and the increase of the connector diameter reduces the load capacity of the prototype. It is observed that, for a same loading level, the relative displacements increase with the presence and increase of de connector diameter. This behavior can indicate that, for sections with lower D/t slenderness where the natural adherence tension is enough to assure the total interaction between the

Table 8
Load applied and relative slip of loss of natural bond – série B

Model	Applied load (kN)	δ (mm)
C16-15,1-SC-25,2	823	0,86
C17-15,1-SC-25,2	974	1,10
C18-8,2-SC-25,2	266	0,32
C19-8,2-SC-25,2	185	0,28

Table 9
Experimental bond stress

Model	Applied load (kN)	τ_{exp} (MPa)	$f_{2\sigma}$ (MPa)	τ_{Rd} (MPa)	$\tau_{exp}/f_{2\sigma}$	τ_{exp}/τ_{Rd}
C16-15,1-SC-25,2	823	1,46	1,73	0,55	0,84	2,66
C17-15,1-SC-25,2	974	1,73	1,73	0,55	1,00	3,14
C18-8,2-SC-25,2	266	0,44	1,41	0,55	0,31	0,80
C19-8,2-SC-25,2	185	0,31	1,41	0,55	0,22	0,56

two materials, the utilization of shear connectors can reduce the resistance capacity of connection and increase the relative displacements. A possible reason for this is that the presence of the shear connectors introduces regions of tensions concentration in the interface between the steel and the concrete, which induce to a premature loss of the natural adherence tension between the two materials.

Figure 21 presents the distribution of vertical and diametrical tensions for the C16-15.1-SC-25.2 prototype. It is observed that, due to the absence of shear connector, the distribution of the vertical tensions (Figure 21-a) occur homogeneously along the tube length. In relation to the distributions of the diametrical tensions (Figure 21-b), it is verified that they occur homogeneously and approximately constant along the length, presenting a variation region close to the load application point. This behavior indicates that the low slenderness of the 219x15.1 section promotes a strong influence of the confinement in the composite column that, even

without shear connector, presents high rigidity and load capacity when compared with the 219x8.2 tube.

5. Conclusions

The analysis of the experimental results of push out tests (series A), aiming to the study of the structural behavior of bolts as mechanic shear connector in composite steel tubular column, demonstrates that the utilization of this type of element is viable. It can be observed, as well, that the results of the resistance obtained by the tests were above the obtained values by the expressions of resistance presented in the ABNT NBR 16239:2014. This way, it is verified that the equations are in favor of the security and can be adjusted to provide a value of resistance closer to the experimental.

From de analysis of the load curves versus relative displacement, it can be concluded that the bolts present a ductile and flexible behavior, being this a fundamental characteristic for its application as shear connector. The D/t slenderness of the tube influences in the rigidity and in the resistance of the connection, due to the increase of the concrete confinement tensions. The presence of looseness in the puncture exert influence in the rigidity of the connection, just in the initial stages of loading, not interfering in a significant way in the global behavior of the connector.

The distribution of the vertical and diametrical deformations along the tube wall confirms the efficiency of the mechanical connection mechanism in the transference of the shear efforts in the interface between the two materials, mainly for the prototypes with tube thickness of 8.2 mm that possess a lower natural adherence. It is also clear the presence of the confinement tensions that tend to expand the tube diametrically and increase the concrete resistance.

For the obtained results in series B, it is observed that the reference value of the natural adherence tension established by the ABNT NBR 8800:2008 is underestimated for the circular sections with low D/t slenderness, but overestimated for the lower thickness sections when compared with the experimental values. Such

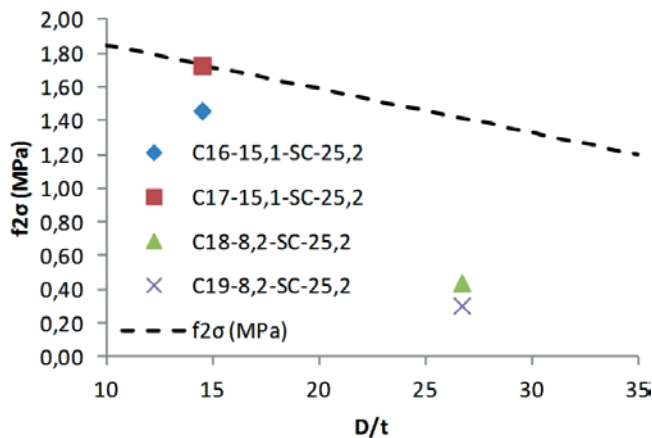


Figure 18
Comparison between curve $f_2\sigma$ in function of D/t ratio, and the variation of the experimental natural bond stress for the tested models

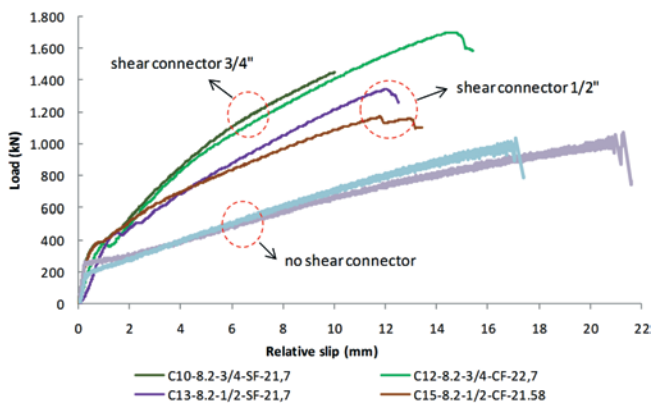


Figure 19
Comparison between the curves load versus displacement relative to the tube 219x8,2 of series A and B

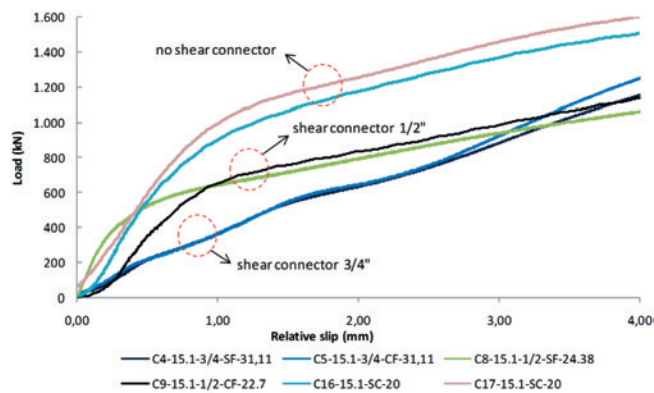


Figure 20
Comparison between the curves load versus displacement relative to the tube 219x15,1 of series A and B

behavior suggests that, for more slender sections, higher D/t relation, the normative prevision can be against the security. This indicates the necessity of more studies about the subject, as well as the development of analysis methodologies that consider the D/t relation in the determination of the natural adherence tension (τ_{Rd}), not restricted only to the section type (circular, rectangular, total or partially coated).

Making a comparison between the load curves versus relative displacement, the experimental results of the series A and B, grouped by the section of the analyzed tube, it was verified that, for the 219x8.2 tube, the shear connectors increased the capacity of the element and reduced the displacements. However, for the 219x15.1 tube, this behavior was contradictory, indicating that the presence of shear connectors in some cases can weaken the

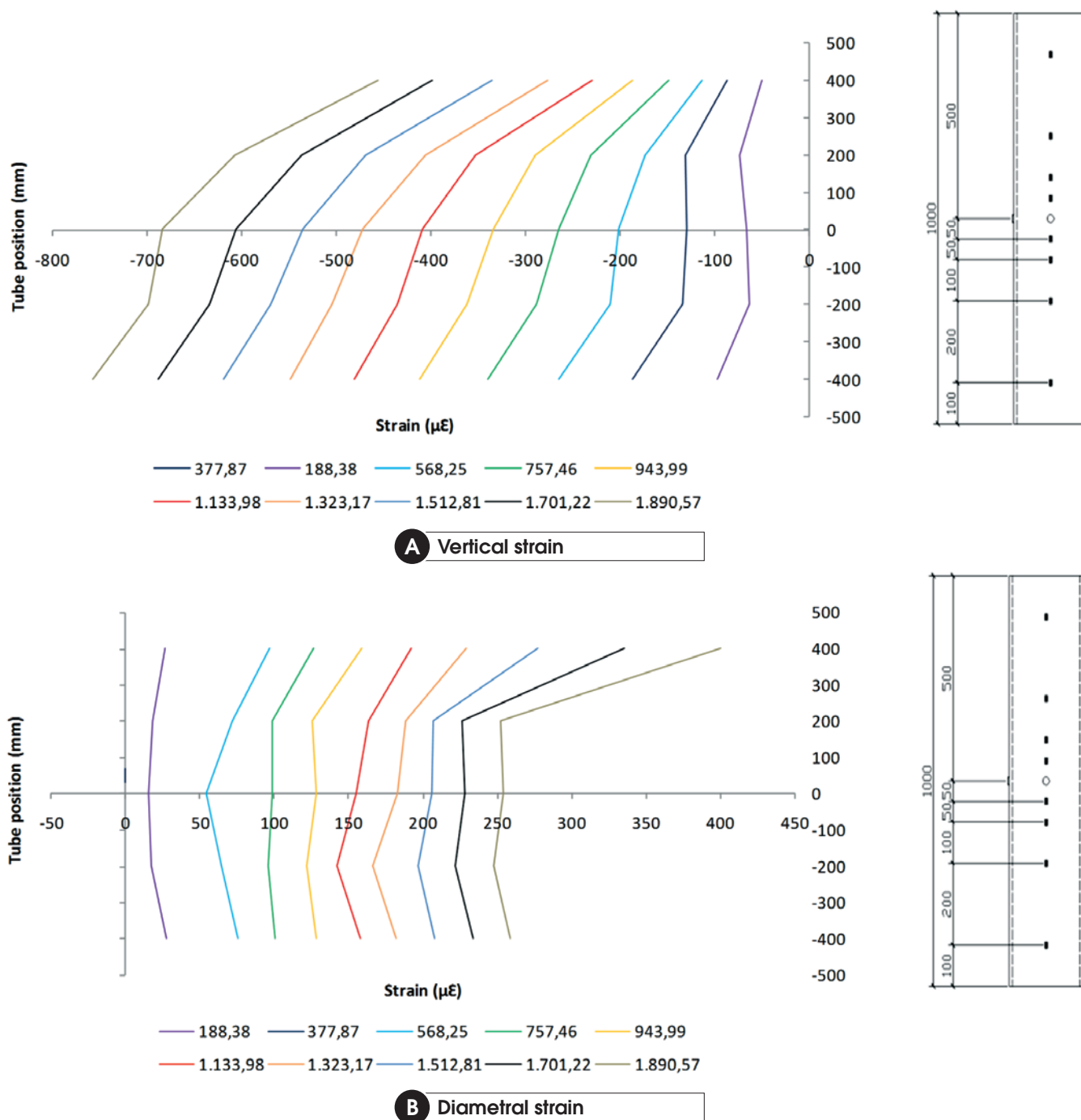


Figure 21
Distribution curves of the strains along the tube - C16-15,1-SC-25,2

connection between the steel interface and the concrete. This observation is not entirely conclusive, requiring further analysis.

6. Acknowledgements

The authors of this work acknowledge the furtherance organs CNPq, CAPES, FAPEMIG, and the company Vallourec & Mannesmann do Brasil. To PUC-GO and, principally, to UFOP for the logistical and financial support.

7. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. - NBR 16239, Rio de Janeiro, 2014.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. - NBR 8800, Rio de Janeiro, 2008.
- [3] OLIVEIRA, W. L. A. Análise teórico - experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular, São Carlos, 2008, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 251 p.
- [4] JOHANSSON, M. Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns. *Steel and composites Structures*, v. 3, n. 1, 2003.
- [5] ROEDER, C. W., CAMERON, B., BROWN, C. B. Composite action in concrete filled tubes. *Journal of Structural Engineering*, v. 125, n. 5, p. 477-484, 1999.
- [6] CODEME, E. Edifício para hotel. Guaratinguetá - SP, 2012.
- [7] VERÍSSIMO, G. S. Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento. Belo Horizonte, 2007, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, 316 p.
- [8] SIMÕES, R.. Efeito do confinamento em pilares mistos curtos de aço e concreto. Campinas, 2008, Dissertação (mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 152 p.
- [9] NGUYEN, H. T. e KIM, S. E. Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, n. 6, p. 273-284, 2009.
- [10] JACOBS, W.P. e HAJJAR, J. F. Load transfer in composite constructions. ASCE 2010 Structures Congress, Orlando, Flórida, 2010.
- [11] BEZERRA, L. M.. Estudo Teórico Experimental da ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas pré-moldadas de concreto. São Carlos, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 260 p.
- [12] ALMEIDA, P. H. F. Modelo numérico para um dispositivo de transferência de carga em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto. Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering - CILAMCE, Ouro Preto, 2011.
- [13] STAROSSEK, U. e FALAH, N. The interaction of steel tube and concrete core in concrete-filled steel tube columns. *Tubular Structures XII*, London, 2011.
- [14] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. Design of composite steel and concrete structures. EURO-CODE 4, Brussels, 2001.
- [15] DAVID, D. L.. Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. São Carlos, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 250 p.

Experimental analysis of a mechanical shear connector in concrete filled steel tube column

Experimental analysis of a mechanical shear connector in concrete filled steel tube column

J. G. R. NETO ^a
julianogeraldo.eng@gmail.com

A. M. SARMANHO ^b
arlene.sarmanho@gmail.com

Abstract

This work includes an analytical and experimental study of the structural behavior of shear connectors in composite columns, composed of concrete-filled circular hollow section. For this study was adopted a structural bolt like a shear connector in order to verify the validity of the analytical expressions in ABNT NBR 16239: 2014 [1]. Was carried out a series of push-out tests, fixing the outer diameter of the hollow section and varying the thickness, the bolt diameter, the strength of concrete and the hole dimension. Analysis of the results shows that is possible to use this type of shear connector. The Brazilian prescriptions results are conservative and may be adjusted to provide strength capacity value closest to the experiment.

Keywords: concrete filled steel tube, circular hollow section, push-out test.

Resumo

Este trabalho compreende um estudo analítico e experimental do comportamento estrutural de conectores de cisalhamento em pilares mistos, formados por perfis tubulares laminados de seção circular de aço preenchido por concreto simples. Para este estudo foi adotado um conector do tipo parafuso estrutural, a fim de verificar a validade das expressões analíticas constantes na ABNT NBR 16239:2014 [1]. Foi realizada uma série de ensaios experimentais de cisalhamento direto, fixando o diâmetro externo do tubo e variando a espessura, o diâmetro do parafuso, a resistência do concreto e a presença ou não de folga no furo. Da análise dos resultados observa-se que é viável a utilização desse tipo de conector, que as equações existentes para o dimensionamento dos mesmos estão a favor da segurança e podem ser ajustadas para fornecer valores de capacidade resistente mais próximo do experimental.

Palavras-chave: pilar misto preenchido, seção tubular circular, ensaio de cisalhamento direto.

^a Pontifical Catholic University of Goiás, School of Civil Engineering, Goiânia, GO, Brasil;

^b Federal University of Ouro Preto, Departament of Civil Engineering, Ouro Preto, MG, Brasil.

1. Introdução

Observa-se atualmente um crescente aumento no uso de estruturas mistas de aço e concreto, visando aproveitar os benefícios da combinação dos dois materiais. Esta associação pode ser observada no uso de lajes mistas com forma de aço incorporada, vigas e pilares mistos, onde procura-se fazer com que o concreto resista às tensões de compressão e o aço trabalhe à tração.

Dentre as vantagens do uso de pilares mistos, pode-se destacar: redução do tempo de construção, redução das seções com consequente diminuição do peso próprio da estrutura e aumento da área útil dos pavimentos, possibilidade de dimensionamento da seção para resistir às condições de incêndio, maior ductibilidade e resistência sísmica.

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008 [2], dos tipos usuais de pilares mistos pode-se citar: perfil I de aço totalmente revestido por concreto (Figura 1a), perfil I de aço parcialmente envolvido por concreto (Figura 1b) e tubo de aço com seção retangular ou circular preenchido por concreto (Figuras 1c e 1d).

Os pilares mistos formados por tubos de aço preenchidos com concreto possuem vantagens em relação aos elementos simples, principalmente em função do incremento das propriedades estruturais devido à interação entre o perfil tubular e o núcleo de concreto. Além disso, o confinamento presente principalmente nas seções circulares aumenta a resistência do concreto em função

do estado triaxial de tensões, e o concreto dificulta a ocorrência de flambagem local no tubo de aço.

O método simplificado de dimensionamento de pilares mistos apresentado pela norma brasileira [2] estabelece as seguintes hipóteses básicas para sua validade: há interação completa entre o aço e o concreto, as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da capacidade resistente das barras de aço submetidas à compressão axial, e a flambagem local para força axial e momento fletor não pode ser um estado-limite último predominante. Para que se garanta a interação entre os dois materiais é necessário que as forças de cisalhamento desenvolvidas na interface aço-concreto não ultrapassem um valor de resistência, natural ou ampliada pelo acréscimo de conectores mecânicos.

Segundo [3] a aderência natural pode ser dividida em três mecanismos de transferência distintos: adesão (relacionada à aderência química entre o concreto e o tubo de aço, Figura 2a, desenvolve-se nos estágios iniciais do carregamento para pequenos deslocamentos e pode ser desprezada para efeito de resistência); aderência mecânica (resulta do engrenamento mecânico entre o concreto do núcleo e as irregularidades superficiais do tubo de aço, Figura 2b, se rompe nos estágios iniciais de carregamento em função do aumento do deslocamento relativo entre os materiais); e atrito (parcela de resistência que depende da força normal aplicada na interface e do coeficiente de atrito, Figura 2c, relacionado ao grau de rugosidade da superfície de aço e à condição da interface. Para seções

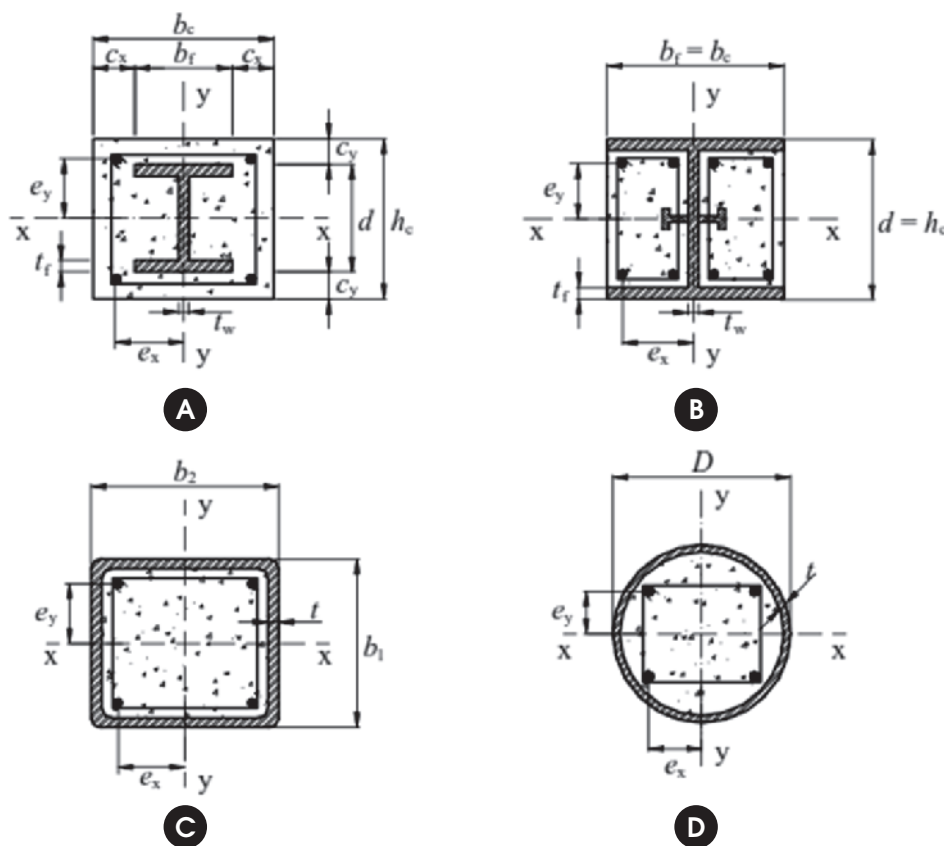


Figura 1 Tipos de seções transversais de pilares mistos. Fonte: (2)

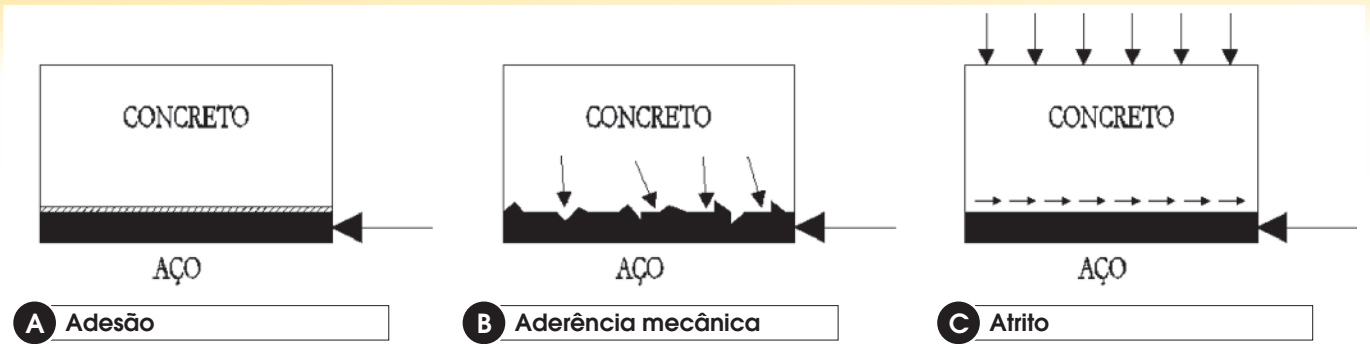


Figura 2

Modelos idealizados de transferência de cisalhamento na interface aço-concreto. Fonte: Adaptado de (4)

tubulares preenchidas com concreto a norma [2] especifica como resistência natural ao cisalhamento valores de 0,4 e 0,55 MPa para seções retangulares e circulares, respectivamente.

Para a aderência por adesão em pilares mistos, [5] analisa os resultados dos ensaios experimentais de 104 protótipos com tubos circulares, 49 com tubos retangulares e relações D/t médias entre 15 e 35, que mostram que a tensão de aderência: é maior para os pilares preenchidos de seção circular que para os quadrados; não tem relação com a resistência do concreto; diminui com o aumento da relação D/t em função da maior influência da retração. Com esses resultados é proposto a expressão para calcular a tensão de aderência entre o concreto e o aço, dada pela Equação (1):

$$f_{2\sigma} = 2,109 - 0,026 \cdot \frac{D}{t} \quad (1)$$

Onde $f_{2\sigma}$ é a tensão de aderência em MPa; D é o diâmetro externo do tubo em mm e t é a espessura do tubo.

Nas regiões de introdução de carga, que são aquelas onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes devidas às ligações viga-pilar, ou naquelas onde ocorre interrupção da armadura longitudinal, como em emendas de pilar ou ligações de base, deve-se evitar que ocorra escorregamento significativo na interface entre os dois materiais. Sendo assim, o comprimento da região de introdução de cargas representado pelo parâmetro l_v , como mostra a Figura, não deve exceder duas vezes a menor dimensão da seção do pilar ou um terço da distância entre pontos de introdução de carga, sendo adotado o menor destes dois valores.

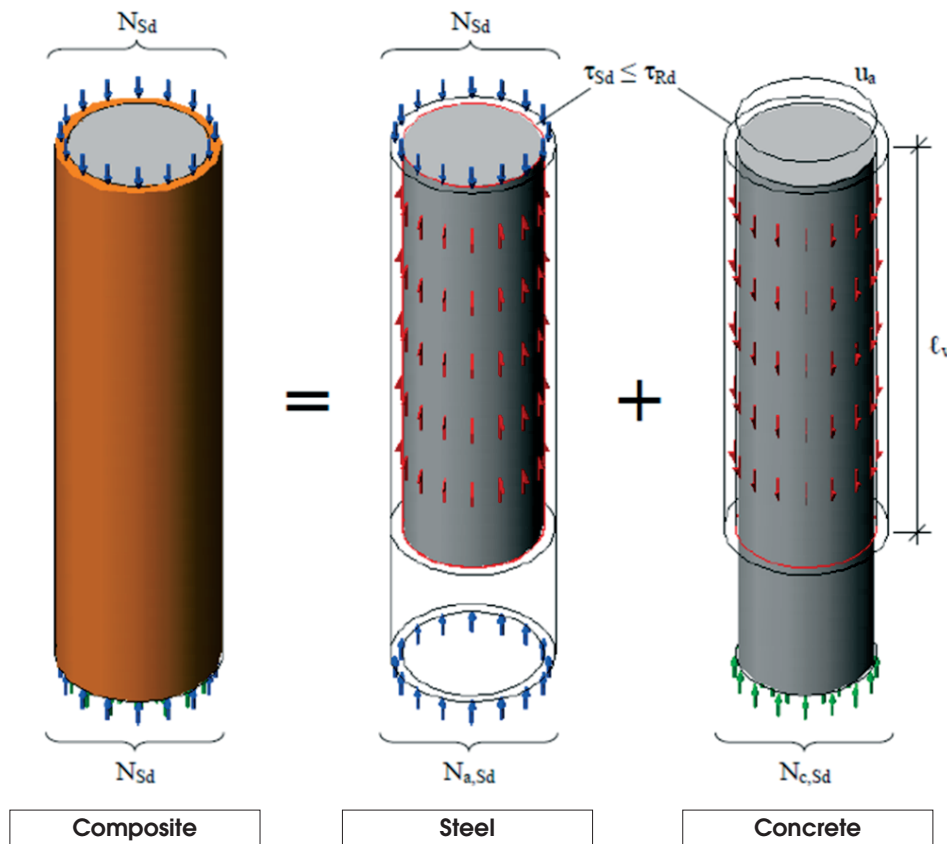
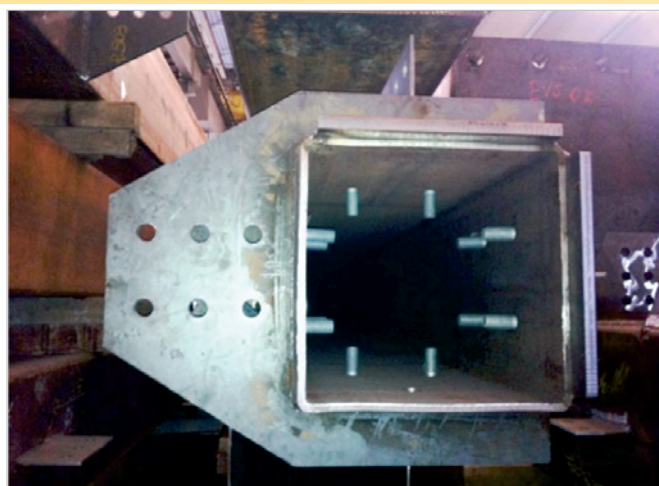


Figura 3

Componentes das ações de cálculo e propriedades geométricas para o cálculo da tensão de cisalhamento na interface. Fonte: (4)



A Ligação com chapa soldada direto



B Detalhe interno dos conectores na face externa do tubo

Figura 4

Exemplo de aplicação de dispositivo de transferência de carga. Fonte: (6)

Um valor médio para a tensão de cisalhamento transferida longitudinalmente na interface pode ser obtido pela Equação (2):

$$\tau_{Sd} = \frac{N_{c,Sd}}{u_a \cdot l_v} \quad (2)$$

Onde τ_{Sd} é a tensão de cisalhamento de cálculo; $N_{c,Sd}$ é o componente da força normal no concreto; u_a é o perímetro transversal da interface entre aço e concreto e l_v é o comprimento de transferência de carga.

Quando a tensão de cisalhamento de cálculo τ_{Sd} exceder a tensão de cisalhamento natural resistente de cálculo τ_{Rd} , deve ser prevista a utilização de mecanismos adicionais de transferência de carga. Um forma usual é a aplicação de conectores de cisalhamento, conforme ilustra a Figura 4.

Encontram-se na literatura algumas pesquisas relacionadas ao comportamento de conectores de cisalhamento e transferência de cargas na interface aço-concreto para elementos mistos, dentre elas podemos citar: [7], [8], [9], [10], [11] e [12], dentre outros.

[13] realizaram uma série de ensaios experimentais de 71 modelos para análise do comportamento estrutural e transferência de carga em pilares mistos tubulares, sem e com a utilização de conectores mecânicos de cisalhamento. Como conector foi utilizado o parafuso M16 grau 5.6 com comprimento de 65 mm, atuando sobre três condições de carregamento: aplicado somente ao tubo de aço, somente ao concreto e em ambos simultaneamente. Das análises dos deslocamentos relativos e das deformações medidas nos dois componentes, foi verificado que a transferência de carga entre os dois materiais é melhor com o uso de conector.

Este trabalho estuda um conector de cisalhamento do tipo parafu-

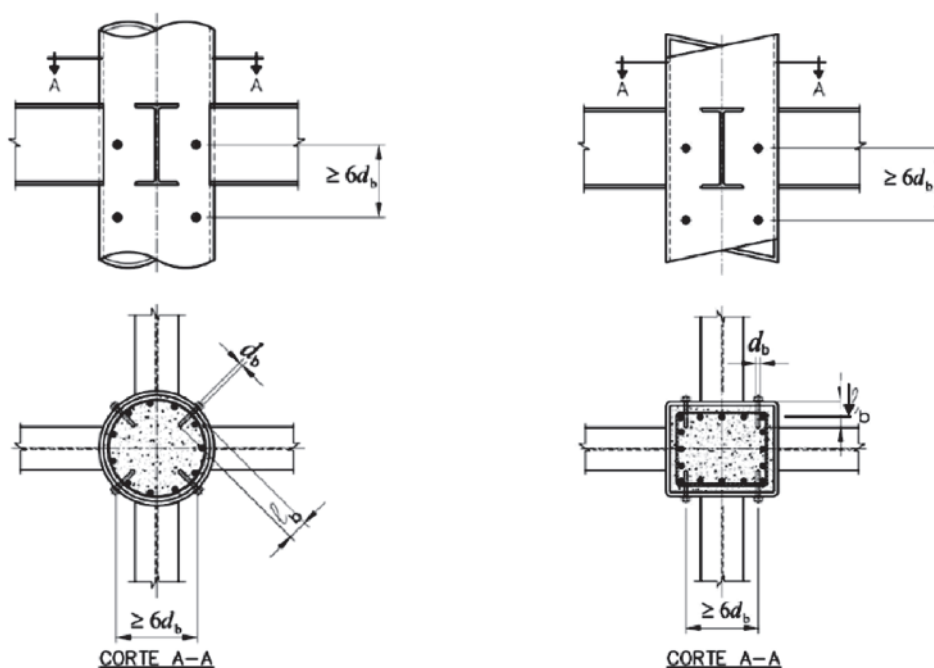


Figura 5

Dispositivo mecânico de cisalhamento tipo 1. Fonte: (1)

Tabela 1

Nomenclatura e características dos protótipos experimentais da série A

Nomenclatura	Ø x t Tubo (mm)	Ø Parafuso (pol.)	Ø do Furo (pol.)	Tipo de furo	f _{cm} (MPa)
C1-15,1-3/4-SF-21,7	219x15,1	3/4	3/4	SF	21,7
C2-15,1-3/4-SF-22,9	219x15,1	3/4	3/4	SF	22,9
C3-15,1-3/4-SF-30,8	219x15,1	3/4	3/4	SF	30,8
C4-15,1-3/4-SF-31,1	219x15,1	3/4	3/4	SF	31,1
C5-15,1-3/4-CF-31,1	219x15,1	3/4	13/16	CF	31,1
C6-15,1-3/4-CF-22,9	219x15,1	3/4	13/16	CF	22,9
C7-15,1-1/2-SF-26,0	219x15,1	1/2	1/2	SF	26,0
C8-15,1-1/2-SF-24,4	219x15,1	1/2	1/2	SF	24,4
C9-15,1-1/2-CF-22,7	219x15,1	1/2	9/16	CF	22,7
C10-8,2-3/4-SF-21,7	219x8,2	3/4	3/4	SF	21,7
C11-8,2-3/4-CF-21,6	219x8,2	3/4	13/16	CF	21,6
C12-8,2-3/4-CF-22,7	219x8,2	3/4	13/16	CF	22,7
C13-8,2-1/2-SF-21,7	219x8,2	1/2	1/2	SF	21,7
C14-8,2-1/2-CF-21,6	219x8,2	1/2	9/16	CF	21,6
C15-8,2-1/2-CF-21,6	219x8,2	1/2	9/16	CF	21,6

so estrutural, com o objetivo de verificar a validade das expressões analíticas constantes na norma de estruturas tubulares [1] e analisar o seu comportamento estrutural. Foi realizada uma série de ensaios experimentais de cisalhamento direto, fixando o diâmetro externo do tubo e variando a espessura, o diâmetro do parafuso, a resistência do concreto e a presença ou não de folga no furo.

2. Modelo analítico

A norma [1] apresenta dois tipos de dispositivos especiais que podem ser utilizados como conectores de cisalhamento na região de introdução de carga, para pilares mistos. O modelo que será estudado neste trabalho é o dispositivo tipo 1, onde são usados parafusos (comuns ou de alta resistência) cujo espaçamento entre eixos, em qualquer direção, não pode ser inferior a seis vezes o seu diâmetro. A cabeça do parafuso deve ser ponteadada com solda na face externa do perfil tubular, para evitar que esses se desloquem durante a concretagem do pilar. A Figura 5 apresenta o referido dispositivo.

A força resistente de cálculo de cada parafuso é dada pelo menor valor obtido das Equações (3) e (4) apresentadas a seguir:

$$V_{Rd} = l_b d_b \sigma_{c,Rd} \leq 5 d_b^2 \sigma_{c,Rd} \quad (3)$$

$$V_{Rd} = 0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}} \leq 2,4 d_b t \frac{f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (4)$$

Onde l_b é o comprimento líquido do parafuso conector (descontando a espessura da parede do tubo); d_b é o diâmetro do parafuso conector; t é a espessura da parede do tubo; f_u é a resistência à ruptura do aço do tubo; f_{ub} é a resistência à ruptura do parafuso conector e $\sigma_{c,Rd}$ = tensão resistente de cálculo do concreto à pressão de contato, obtido pela Equação (5)

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{ck} \quad (5)$$

Onde f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão; A_2 é a área carregada e A_1 é a área de apoio, tomando-se A_2/A_1 igual a 4.

3. Materiais e programa experimental

O programa experimental foi realizado no Laboratório de Estruturas "Prof. Altamiro Tibiriçá Dias" do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto. Foram realizadas duas série de ensaios experimentais de cisalhamento direto. Na série A foi fixado o diâmetro externo do tubo e variado a espessura, o diâmetro do parafuso, a resistência do concreto e a presença ou não de folga no furo. A série B foi realizada sem a presença de conectores de cisalhamento, para avaliação da aderência natural entre a face interna do tubo de aço e o núcleo de concreto, além da influência do confinamento.

3.1 Configuração dos protótipos

Na série A foram realizados 15 ensaios experimentais de cisalhamento direto utilizando duas seções de perfis de aço tubular circular com diâmetro (D), de 219 mm e espessuras (t) de 8,2 mm e 15,2 mm a fim de se avaliar a influência da esbeltez D/t no comportamento do pilar misto. Todos os parafusos possuem comprimento de 4" (101,6 mm) e diâmetros de 1/2" (12,7 mm) e 3/4" (19 mm), sendo utilizados um total de 4 unidades para cada modelo. O comprimento total de todos os protótipos foi de 1000 mm e duas tipologias de f_{ck} de concreto foram adotadas, 20 e 30 MPa. Um outro fator avaliado foi a influência que a folga do furo, usualmente adotada no processo de fabricação para facilitar a montagem da estrutura, poderia ter sobre o comportamento do conector. Dessa forma foram confeccionados modelos com furos ajustados, ou seja, sem folga (SF), e outros com folga (CF) variando-se o tipo de broca utilizada para a perfuração.

A Tabela 1 mostra a nomenclatura e as características geométricas e mecânicas dos protótipos. Observa-se que os valores de f_{cm} foram obtidos por meio de ensaios de caracterização no dia

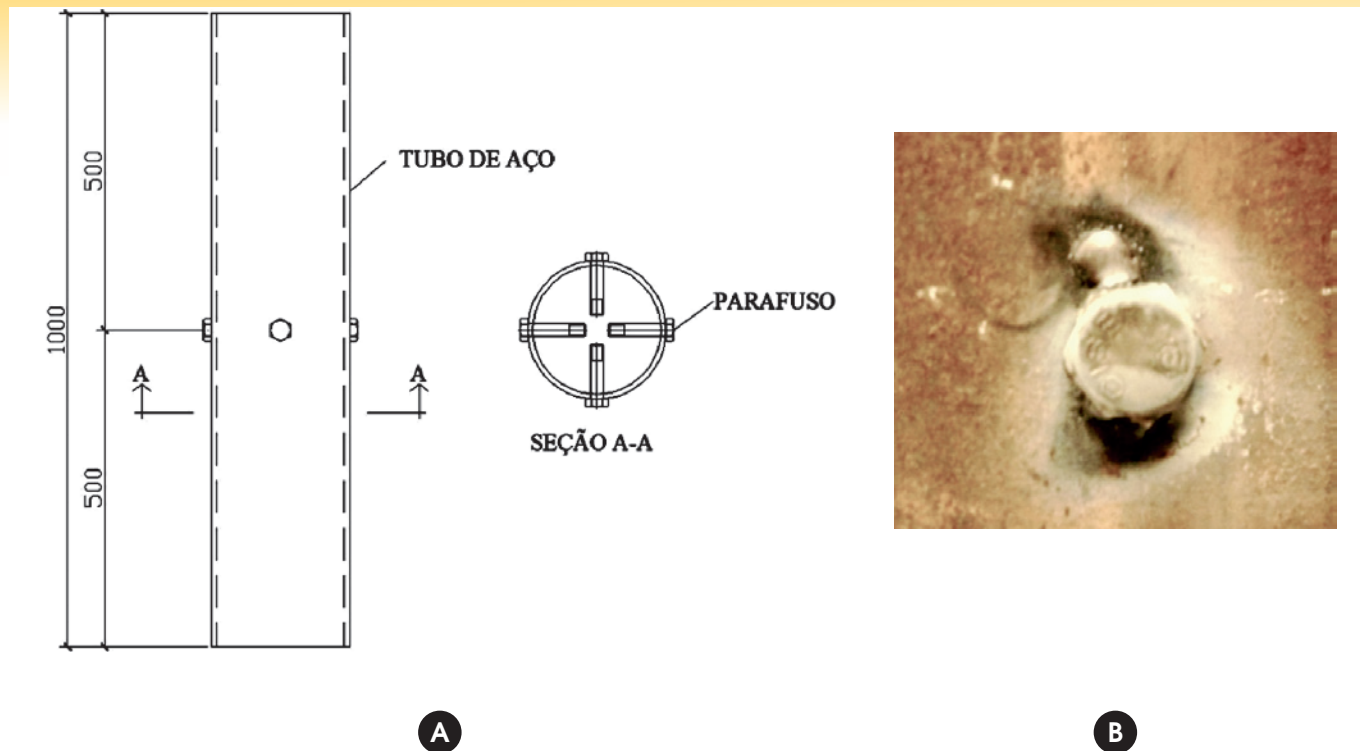


Figura 6
Posição dos parafusos no tubo de aço e detalhe do ponteadado de solda da série A

do ensaio de cada protótipo. Os modelos C11 e C14 não tiveram seus resultados aproveitados para análise, em função de problemas ocorridos durante a execução dos seus ensaios.

Os conectores foram posicionados a meia altura do tubo de aço e dispostos simetricamente, conforme indicado na Figura -a. A cabeça de todos os parafusos foram ponteadas com solda na parede externa do tubo, para impedir o deslocamento durante a concretagem e garantir a horizontalidade (ver detalhe na Figura -b).

Na série B foram realizados 4 ensaios experimentais de cisalhamento direto utilizando duas seções de perfis de aço tubular circular com diâmetro (D), de 219 mm e espessuras (t) de 8,2 mm e 15,2 mm sem conector de cisalhamento (SC), com comprimento total também de 1000 mm. Esta série foi ensaiada a fim de verificar o comportamento da tensão de aderência natural entre a parede interna do tubo de aço e o concreto de preenchimento, além de avaliar a influência da esbeltez D/t sobre o seu comportamento.

A Tabela mostra a nomenclatura e as características geométricas e mecânicas dos protótipos. Observa-se que os valores de f_{cm} são iguais para todas as peças, pois foi realizada apenas uma caracterização do concreto em função dos protótipos terem sido ensaiados durante quatro dias seguidos.

Tabela 2
Nomenclatura e características dos protótipos experimentais da série B

Nomenclatura	Ø x t Tubo (mm)	Ø Parafuso (pol.)	f_{cm} (MPa)
C16-15,1-SC-25,2	219x15,1	SC	25,2
C17-15,1-SC-25,2	219x15,1	SC	25,2
C18-8,2-SC-25,2	219x8,2	SC	25,2
C19-8,2-SC-25,2	219x8,2	SC	25,2

3.2 Concretagem

A concretagem dos modelos da série A foi realizada em duas etapas, uma para cada tipo de fck de concreto (20 e 30 MPa). Antes das concretagens as peças foram limpas internamente. A Figura -a apresenta os protótipos preparados para concretagem e a Figura -b indica um detalhe interno do mecanismo de transferência de carga.

Para se obter uma região de sobressalto de concreto no topo do pilar e uma de vazio na base, que possibilitasse o deslocamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, foi soldado um anel de 50 mm (ver Figura -a), formado pelo mesmo perfil de cada modelo, no topo do protótipo. As peças foram concretadas em posição invertida da de ensaio e sobre uma chapa de madeira, para que se obtivesse uma superfície de aplicação de carga nivelada e lisa quando fosse retirado o anel. Dessa forma, foi deixado um espaço de aproximadamente 50 mm sem preenchimento durante a concretagem, conforme ilustra a Figura -b. Este procedimento foi adotado na concretagem das séries A e B.

A concretagem dos modelos da série B seguiu o mesmo procedimento da série A, porém foi realizada em uma etapa única pois havia somente um tipo de fck de concreto (20 MPa).

3.3 Caracterização do aço

Os tubos estruturais utilizados foram fabricados pela empresa Vallourec & Mannesmann (V&M) Tubes do Brasil, que forneceu os resultados dos ensaios de caracterização mecânica do aço apresentados na Tabela 3. O aço empregado na fabricação dos perfis tubulares é do tipo VMB350 (valores de referência: $f_y \geq 350$ MPa e $f_u \geq 485$ MPa, norma ASTM A 501 grau B).

Os parafusos estruturais foram fabricados pela empresa CISER, que forneceu os resultados dos ensaios de caracterização do aço apresentados na Tabela 4. O aço dos parafusos é do tipo SAE



A



B

Figura 7
Preparação dos protótipos da série A para concretagem



A



B

Figura 8
Detalhes para obter uma folga de 50 mm na concretagem

Tabela 3
Propriedades mecânicas dos aços dos tubos

Ø x t Tubo (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Alongamento (ΔL) (%)
219x8,2	385	582	33
219x15,1	384	598	41

Tabela 4
Propriedades mecânicas dos aços dos parafusos

Parafuso Ø x l	f_{ub} (MPa)
1/2"x4"	660
3/4"x4"	665

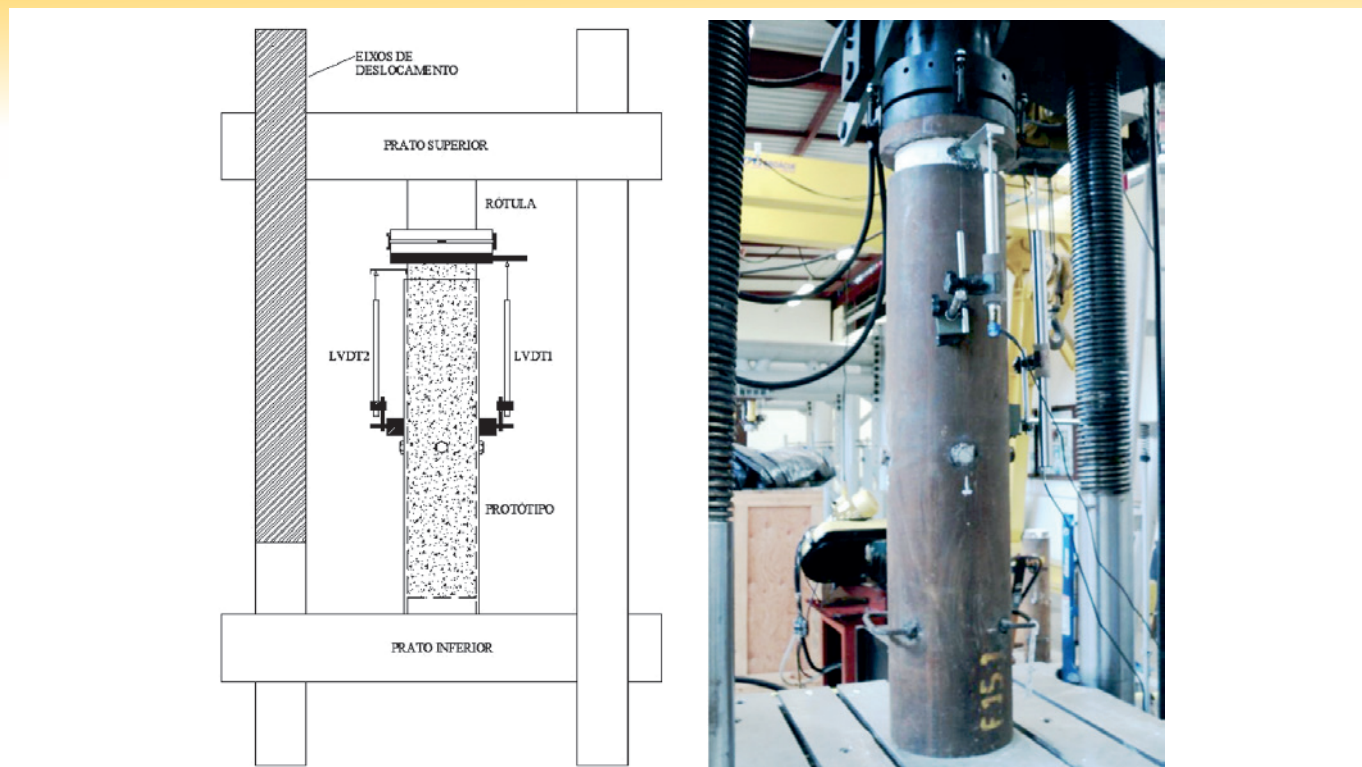


Figura 9
Representação do posicionamento dos LVDT's

J429 (fu ≥ 414 MPa, norma dimensional ASME B18.2.1).

3.4 Instrumentação

Todos os protótipos da série A foram instrumentados com dois transdutores lineares de deslocamento (Linear Variational Displa-

cement Transducer- LVDT) posicionados no topo do pilar, medindo o deslocamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto (ver Figura 9). Os LVDT's foram fixados na face externa do tubo de aço com o auxílio de bases magnéticas. Para possibilitar a leitura do deslocamento relativo entre o tubo de aço e o núcleo de concreto, foram utilizados uma chapa rígida apoiada na face

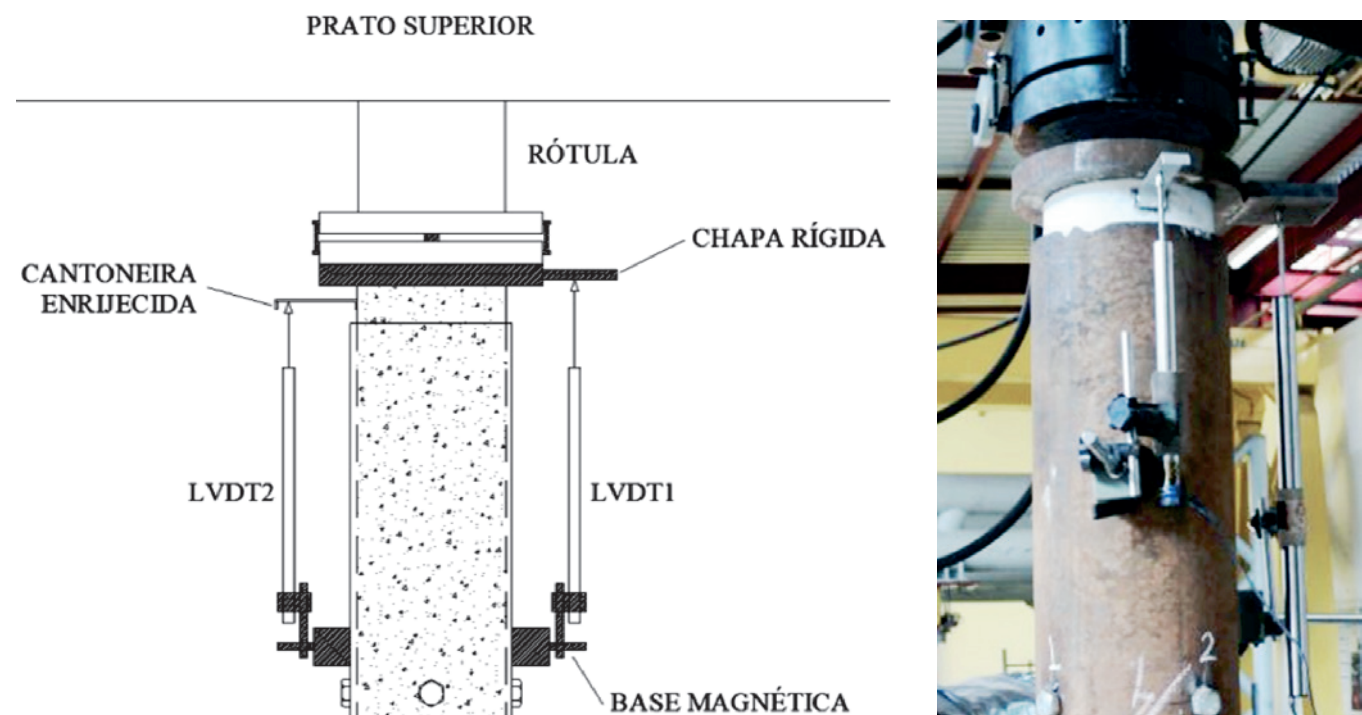


Figura 10
Detalhe da posição do LVDT, acessórios e rótula

Tabela 5

Distribuição dos modelos para cada tipo de extensometria adotada

Tipologia	Extensometria	Quantidade (und.)	Protótipos
1	Extensômetro linear	5	C3,C4, C5 (série A)
2	2 linhas de rosetas de 90°	16	C13 (série A)
3	1 linha de rosetas de 90°	8	C1,C10,C12,C15,C9 (série A)
4	1 linha de rosetas de 90°	5	C16,C18 (série B)

superior da região de concreto (entre o protótipo e a rótula) e uma cantoneira fixada na lateral do concreto (ver detalhe na Figura). Essa medição em dois pontos foi realizada para que, havendo falha na leitura de um LVDT, o outro pudesse continuar as medições. Em função de problemas na fixação da cantoneira que apareceram durante o andamento de alguns ensaios, os seus resultados na série A foram descartados, sem prejuízo aos resultados captados pelo outro LVDT. Já na série B não foi adotado esse sistema de medição adicional.

A extensometria não foi a mesma para todas as peças, sofrendo alterações de tipologia de extensômetro elétrico de resistência (EER) e de posição, durante a evolução dos ensaios. A primeira tipologia de extensometria adotada foi utilizando extensômetros lineares (modelo KFG-5-120-C1-11), as demais foram utilizando rosetas de 90° (modelo KFG-2-D16-11) ambos da marca KYOWA. A Tabela apresenta a distribuição dos modelos para cada uma das

quatro tipologias de extensometria adotadas, apresentando o tipo de extensômetro e a quantidade. As peças que não aparecem na tabela, não receberam extensometria.

A Figura 11 ilustra a posição dos extensômetros no tubo de aço e a instrumentação geral das peças.

3.5 Procedimento experimental

Para a realização dos ensaios foi utilizada uma prensa servo-hidráulica modelo HVL da série SATEC, fabricado pela empresa Instron com célula de carga com capacidade de 2.000 kN.

A carga de compressão foi aplicada diretamente no núcleo de concreto por controle de deslocamento. Como não havia um procedimento de ensaio padrão a ser seguido, foi feita uma adaptação do procedimento especificado pelo Eurocode [14] para testes em conectores de cisalhamento, da seguinte forma:

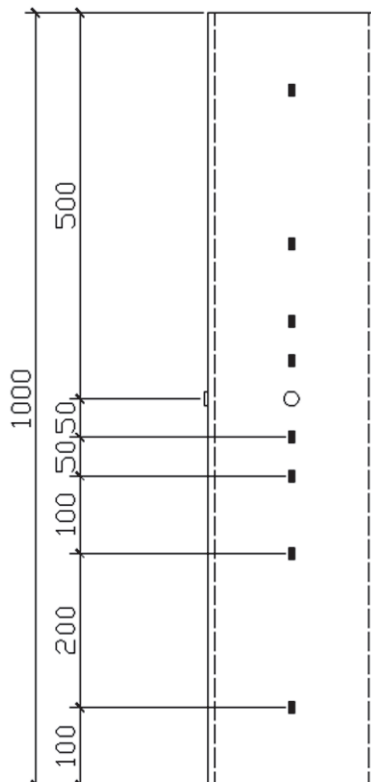
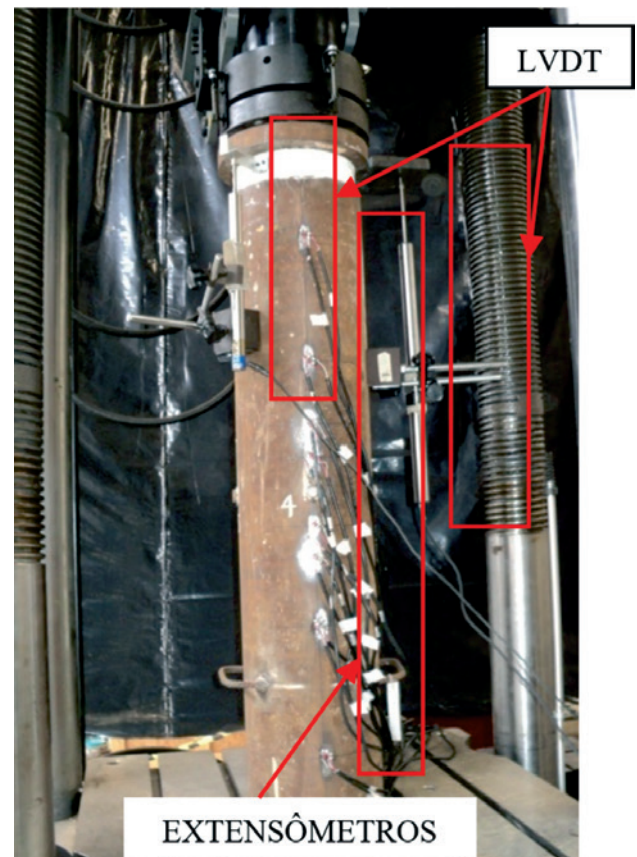
**A** Posição dos extensômetros**B** Peça preparada para ensaio

Figura 11
Exemplo de instrumentação dos protótipos

- A aproximação do prato de aplicação de carga para todas as etapas foi feita por controle de deslocamento de 2 mm/min até atingir uma carga de 3 kN.
- Após essa pré-carga, foi realizada a aplicação de 5 ciclos de carga e descarga de até 40% da carga teórica esperada para os conectores, com controle de carga de 10 kN/min.
- Finalizados os ciclos de pré-cargas, os modelos foram carregados continuamente por controle de deslocamento de 0,0025 mm/s até o fim do ensaio.

As leituras de cargas e deslocamentos dos LVDT's foram realizadas pelo sistema de aquisição de dados acoplado à máquina de ensaio, controlado pelo software Partner 8.4a da Instron. As leituras dos extensômetros foram realizadas pelo sistema de aquisição de dados Spider 8, controlado pelo software Catman 4.5 da HBM.

4. Resultados e discussões

4.1 Série A

Os resultados dos protótipos C11 e C14 foram descartados desta análise, devido a problemas ocorridos durante a execução de seus ensaios.

A Tabela 6 apresenta os valores das forças máximas aplicadas à extremidade do núcleo de concreto, comparados com as seguintes capacidades resistentes das seções transversais: concreto à compressão simples (A_{fc}), concreto em estado confinado ($A_{\sigma_c, Rd}$), escoamento (A_{fy}) e esmagamento do tubo de aço (A_{fu}).

Observa-se que a força aplicada supera a resistência à compressão simples do concreto (relação (1)/(2)) de 1,68 à 3,19 vezes. Isso mostra que o concreto encontra-se em um estado multiaxial de tensões, gerado pelo efeito de confinamento do núcleo de concreto pelas paredes do tubo de aço, que amplia sua capacidade resistente. Analisando a relação entre a força aplicada e a capacidade de resistência do concreto confinado (relação (1)/(3)), verifica-se que os valores estão entre 1,18 e 2,24. Este fato evidencia que a conside-

ração do efeito de confinamento leva a resultados mais próximos dos experimentais. Pode-se observar também que a Equação (5), utilizada para determinar $\sigma_{c,Rd}$, conduz a valores conservadores se comparados com os experimentais.

Quanto à resistência do aço, observa-se que a relação entre a carga atuante e a carga de escoamento da seção (relação (1)/(4)) varia de 0,32 à 0,81, e em relação à resistência ao esmagamento (relação (1)/(5)) varia de 0,21 à 0,52. Pode-se constatar que o tubo de aço apresenta uma maior resistência, estando trabalhando com valores mais conservadores em relação ao núcleo de concreto.

A Tabela 7 apresenta os resultados de todos os ensaios da série A, comparados com as resistências teóricas avaliadas para cada modo de falha considerado pela [1]. Os valores de resistência teórica ($VR_{d,teo}$) e experimental ($VR_{d,exp}$) se referem a um único conector, ou seja, a carga aplicada no ensaio foi dividida por quatro. Os valores destacados se referem ao estado limite dominante para cada protótipo.

A resistência experimental foi obtida do primeiro ponto de inflexão das curvas carga versus deslocamento relativo, admitindo que neste ponto o conector perca o comportamento elástico-linear admitido para as condições de projeto. De forma similar ao que ocorre em ensaios de cisalhamento direto para avaliação de conectores de vigas mistas [15], os resultados de modelos idênticos apresentam significativa variabilidade que podem ser causadas principalmente pela forma de concretagem, adensamento e arranjo dos agregados.

Dos valores apresentados na Tabela 7, pode-se observar que o mecanismo de falha dominante das expressões analíticas da norma [1] é o esmagamento do concreto na região de contato com o parafuso. Entretanto, observa-se que os valores experimentais apresentam uma variação de 1,71 à 6,11 vezes maior que o teórico. Isso indica que a análise simplificada e de forma isolada dos mecanismos de falha, conduz a valores de capacidade resistente conservadores. A análise experimental sugere que há um acréscimo na capacidade de carga do conector. Esse ganho pode ser

Tabela 6

Comparação entre a força aplicada e as capacidades resistentes do aço e do concreto

Protótipo	Força aplicada (KN)	Concreto		Aço		Relações			
		Resistência à compressão (kN)	Resistência confinada (kN)	Resistência ao escoamento (kN)	Resistência última (kN)	(1) / (2)	(1) / (3)	(1) / (4)	(1) / (5)
		A_{fc}	$A_{\sigma_{c,Rd}}$	A_{fy}	A_{fu}				
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)					
C1	1.940	608	868	3.714	5.629	3,19	2,24	0,52	0,34
C2	1.800	641	915	3.714	5.629	2,81	1,97	0,48	0,32
C3	1.894	862	1.232	3.714	5.629	2,20	1,54	0,51	0,34
C4	1.900	871	1.243	3.714	5.629	2,18	1,53	0,51	0,34
C5	1.889	871	1.243	3.714	5.629	2,17	1,52	0,51	0,34
C6	1.813	641	915	3.714	5.629	2,83	1,98	0,49	0,32
C7	1.375	728	1.039	3.714	5.629	1,89	1,32	0,37	0,24
C8	1.190	683	977	3.714	5.629	1,74	1,22	0,32	0,21
C9	1.925	636	907	3.714	5.629	3,03	2,12	0,52	0,34
C10	1.451	700	999	2.091	3.247	2,07	1,45	0,69	0,45
C12	1.699	732	1.045	2.091	3.247	2,32	1,63	0,81	0,52
C13	1.334	700	999	2.091	3.247	1,91	1,33	0,64	0,41
C15	1.171	696	996	2.091	3.247	1,68	1,18	0,56	0,36

Tabela 7

Comparação das resistências dos conectores de cisalhamento

Protótipo	Verificação do concreto (kN)	Verificação do concreto (kN)	Cisalhamento do parafuso (kN)	Esmagamento da parede do tubo (kN)	$V_{Rd,teo}$ (kN)	$VR_{d,exp}$ (kN)	$V_{Rd,exp}$ / $V_{Rd,teo}$
	$l_b d_b \sigma_{c,Rd}$	$5d_b^2 \sigma_{c,Rd}$	$0,4\pi \frac{d_b^2 f_{ub}}{4 \gamma_{a2}}$	$2,4d_b t \frac{f_u}{\gamma_{a2}}$	(3)	(4)	(5)
C1-15.1-3/4-SF-21,7	51	56	76	413	51	163	3,18
C2-15.1-3/4-SF-22,9	54	59	76	413	54	191	3,55
C3-15.1-3/4-SF-30,8	73	80	76	413	73	124	1,71
C4-15.1-3/4-SF-31,1	73	81	76	413	73	133	1,81
C5-15.1-3/4-CF-31,1	73	81	76	413	73	140	1,91
C6-15.1-3/4-CF-22,9	54	59	76	413	54	171	3,18
C7-15.1-1/2-SF-26,0	41	30	33	275	30	125	4,17
C8-15.1-1/2-SF-24,4	38	28	33	275	28	133	4,72
C9-15.1-1/2-CF-22,7	36	26	33	275	26	160	6,11
C10-8.2-3/4-SF-21,7	55	56	76	218	55	95	1,72
C12-8.2-3/4-CF-22,7	58	59	76	218	58	98	1,69
C13-8.2-1/2-SF-21,7	37	25	33	146	25	105	4,20
C15-8.2-1/2-CF-21,6	37	25	33	146	25	88	3,51

explicado em função da interação entre os mecanismos de colapso, amplificados pelo efeito de confinamento no concreto.

Nos pilares C2 e C15 foram feitas aberturas para se observar a configuração deformada final dos conectores de 3/4" e 1/2", respectivamente (Figura 12-a e Figura 12-b). Pode-se observar nos detalhes a flexão do parafuso e que o concreto ao redor não apresenta trincas. A Figura 12-c apresenta um detalhe da deformação por cisalhamento na região de interface entre o tubo de aço e o concreto para o modelo com conector 1/2", com visível deslocamento vertical do fuste em relação à cabeça do parafuso.

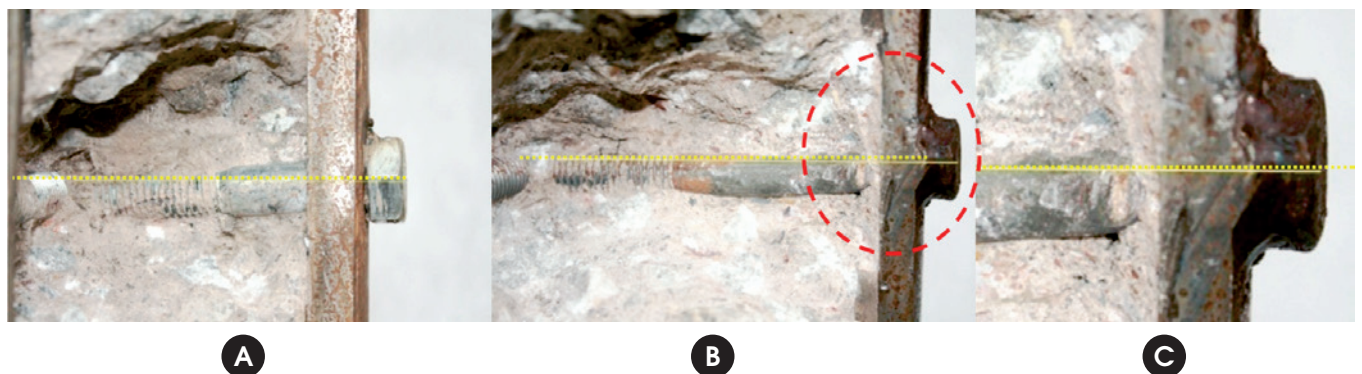
A Figura 13 mostra as curvas carga versus deslocamento relativo para todos os protótipos da série A. O valor de deslocamento de 6 mm é destacado como referência para a caracterização do comportamento quanto a rigidez, segundo o critério de classificação do [14].

Pode-se observar uma clara separação das curvas em dois grupos, os de perfis 219x8,2 com índice de esbelteza D/t de 26,7 e os de 219x15,1 com D/t de 14,5. Verifica-se dessa forma que a

esbelteza do tubo influencia na capacidade de carga e na ductilidade do conector. Os tubos com esbelteza de 26,7 apresentam-se mais flexíveis e dúcteis que os de esbelteza 14,5. Observa-se que todos os tubos de espessura 8,2 mm apresentaram valores de deslocamentos relativos bem superiores a 6mm, enquanto que alguns dos tubos de 15,1 mm apresentam valores menores e outros ligeiramente superiores.

Analisando a Figura 14, que apresenta as curvas carga versus deslocamento relativo somente para os protótipos fabricados com tubo 219x8,2 e concreto com fck de 20MPa, podemos observar que os conectores de 3/4" apresentam uma maior rigidez e suportam mais carga que os de 1/2". Os demais protótipos têm comportamento similar.

Para verificar a influência da folga do furo no comportamento estrutural do conector e na resistência, a Figura 15 apresenta as curvas dos modelos C8 e C9, na fase inicial do carregamento. Pode-se observar que o modelo com folga (C9) apresenta um maior deslocamento relativo para o mesmo nível de carga que o modelo sem folga

**Figura 12**

Configuração final deformada dos conectores: (a) Detalhe do conector do protótipo C2; (b) Detalhe do conector do protótipo C15; (c) Detalhe do cisalhamento do conector no protótipo C15

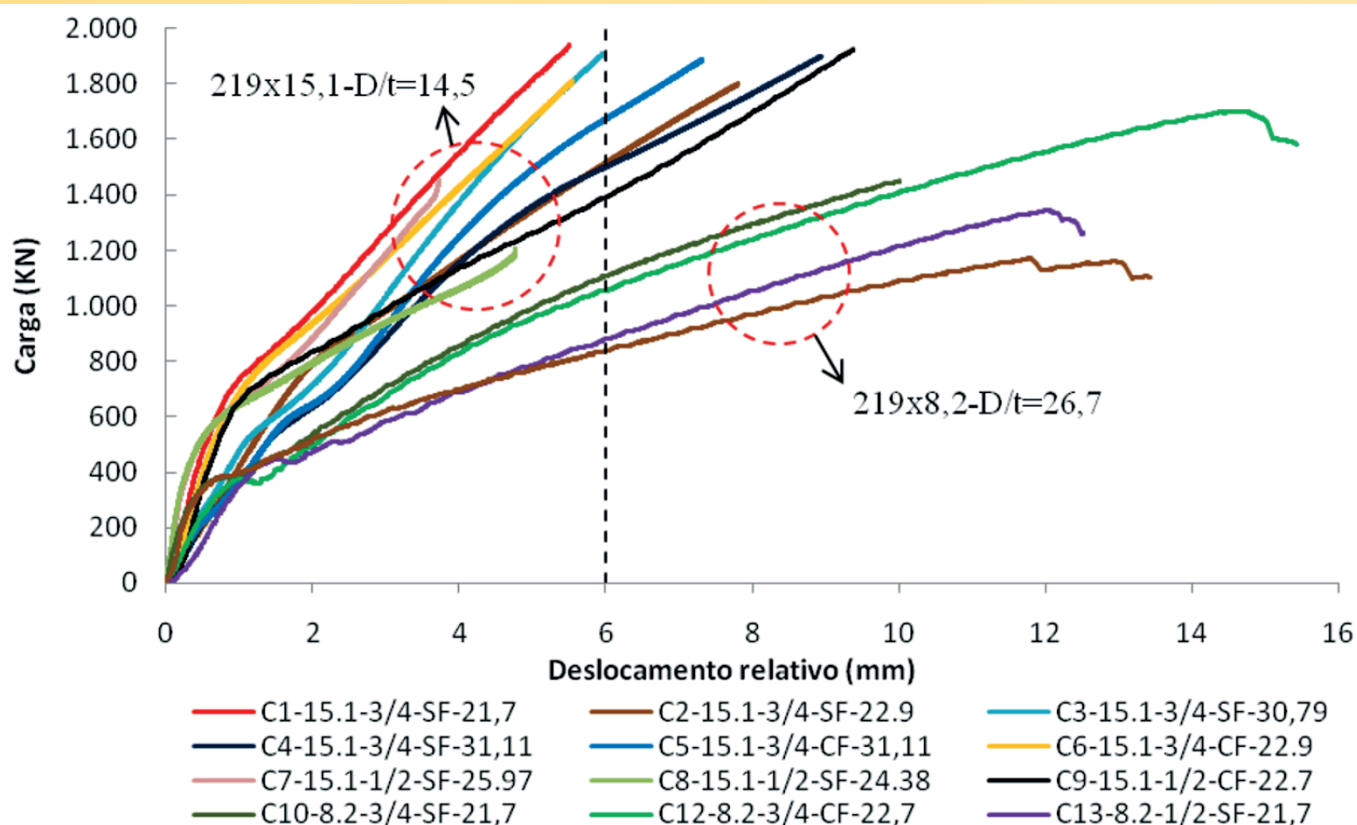


Figura 13
Sobreposição das curvas carga versus deslocamentos relativo da série A

(C8) até um nível de deslocamentos de aproximadamente 1,0 mm, valor próximo à metade da folga do furo (0,8 mm, linha tracejada do gráfico). Como após esse valor as duas curvas se encontram e continuam paralelas, pode-se concluir que é eliminada a folga e as colunas passam a ter um mesmo comportamento estrutural.

A Figura 16 apresenta as curvas das deformações verticais e diametrais medidas ao longo do comprimento do tubo para o protótipo C1, 400 mm acima e abaixo da posição dos conectores (centro) para diferentes níveis de carregamentos, variando de 10 à 100% da carga máxima aplicada. Observa-se que para os estágios iniciais de carregamento até 387 kN (20%), as deformações são aproximadamente constantes ao longo do comprimento do tubo, indicando que a transferência dos esforços entre o núcleo de concreto e a parede do tubo é feito de forma gradual pelos mecanismos de aderência natural. Para os níveis de carregamen-

to a partir de 580 kN (30%), verifica-se que os conectores mecânicos começam a ser solicitados e a fazer parte do sistema de transferência de cargas, em virtude do não paralelismo das deformações verticais. Para as deformações diametrais, observa-se o mesmo efeito para os estágios iniciais de carregamento com grandes acréscimos de deformações para os níveis a partir de 580 kN (30%) na região mais próxima abaixo do conector. Este fato evidencia o surgimento das tensões de confinamento que tendem a expandir o tubo diametralmente.

4.2 Série B

Esta série foi realizada sem a presença de conectores de cisalhamento, para avaliação da aderência natural entre a face interna do tubo de aço e o núcleo de concreto, além da influência do confi-

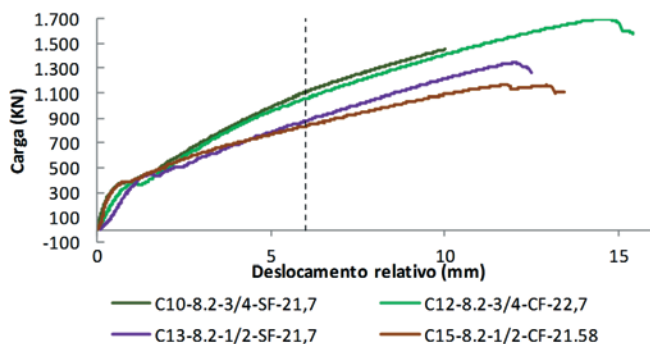


Figura 14
Curvas carga versus deslocamentos relativo para os ensaios com perfil tubular 219x8,2 mm e fck de 20 MPa

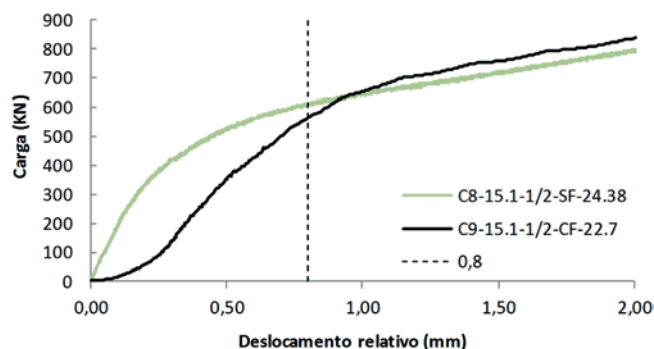


Figura 15
Curvas carga versus deslocamentos relativo - influência da folga do furo para os protótipos C8 e C9

namento. A Figura 17 apresenta a sobreposição das curvas carga versus deslocamento relativo obtidas para os quatro protótipos ensaiados. Observa-se graficamente a influência da esbelteza D/t na tensão de aderência natural, provocada principalmente pela ação do efeito de confinamento.

A Tabela 8 apresenta os valores de carga aplicada e deslocamento relativo, medidos no ponto da perda de aderência natural entre o núcleo de concreto e o tubo de aço, considerado como sendo o primeiro ponto de inflexão das curvas.

A Tabela 9 apresenta os valores da tensão de aderência experimental (τ_{exp}), calculados com base na Equação (2). Também é feita uma comparação com o valor de referência (τ_{Rd}) estabelecido pela norma [2] para tubos circulares preenchidos e o valor de

$f_2\sigma$ proposto por [5] que é calculado pela Equação (1).

Pode-se observar que as relações entre a tensão de aderência experimental e a tensão obtida pela Equação (1) ($\tau_{exp}/f_2\sigma$), para os modelos C16 e C17 (219x15,1), apresentam valores de 0,84 e 1,00 com média 0,92. Já para os modelos C18 e C19 (219x8,2) esses valores são de 0,31 e 0,22 com média 0,27. Isso indica que para seções com menor esbelteza ($D/t=14,5$), a proposta de equação apresenta uma boa correlação com os valores experimentais. Entretanto, quando se tratam de seções com maior esbelteza ($D/t=26,7$) os valores obtidos estão superestimados com relação aos obtidos experimentalmente. Esse comportamento pode ser observado na Figura 18, que apresenta a curva $f_2\sigma$ versus D/t comparada com as tensões de aderência natural obtidas dos ensaios.

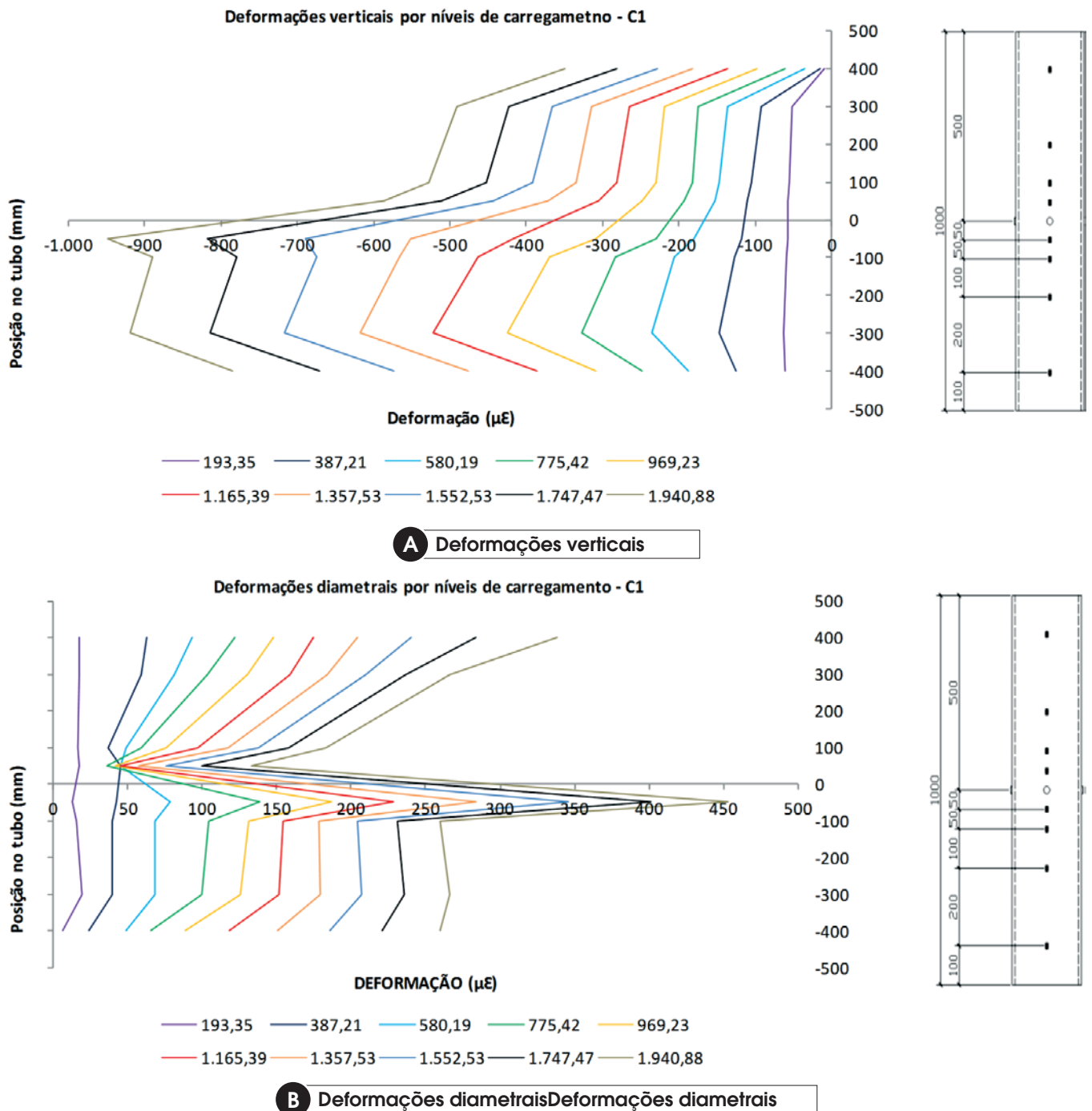


Figura 16
Curvas de distribuição das deformações ao longo do tubo - C1-15.1-3/4-SF-21,7

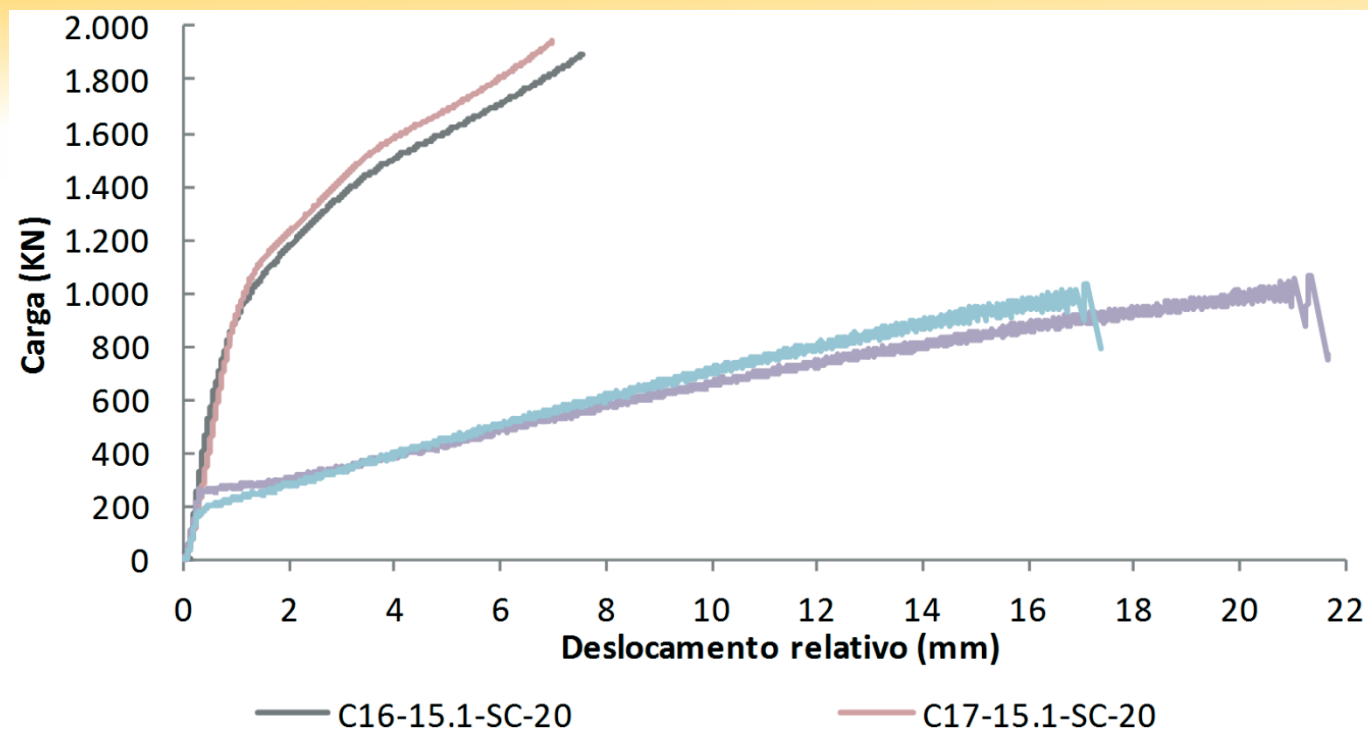


Figura 17
Curvas carga versus deslocamento relativo da série B

Quando os valores experimentais são comparados com o valor de referência (τ_{Rd}) igual a 0,55 MPa, observa-se que para os protótipos C16 e C17 as relações são de 2,66 e 3,14 com média 2,9. Já para os modelos C18 e C19 esses valores são de 0,80 e 0,56 com média 0,68. Destes valores, pode-se verificar que para seções com menor esbeltez ($D/t=14,5$) os valores experimentais são bem superiores ao referencial normativo. Entretanto, para seções mais esbeltas ($D/t=26,7$) esses valores são menores, estando contra a

segurança para as condições admitidas em situação de projeto. A Figura 19 apresenta a sobreposição das curvas carga versus deslocamento relativo para todos os protótipos confeccionados com tubo de 219x8,2 das séries A e B. Pode-se observar a divisão das curvas em três grupos, caracterizados pela ausência de conector, presença de conector de 1/2" e de 3/4". Verifica-se que a presença do conector influencia na capacidade de carga do protótipo, aumentando-a também com o aumento do diâmetro do parafuso. Observa-se que, para um mesmo nível de carregamento, os deslocamentos relativos diminuem com a presença e aumento do diâmetro do conector.

Tabela 8
Carga e deslocamento relativo de perda de aderência – série B

Protótipo	Carga aplicada (kN)	δ (mm)
C16-15,1-SC-25,2	823	0,86
C17-15,1-SC-25,2	974	1,10
C18-8,2-SC-25,2	266	0,32
C19-8,2-SC-25,2	185	0,28

A Figura 20 apresenta a sobreposição das curvas carga versus deslocamento relativo para alguns dos protótipos confeccionados com tubo de 219x15,1 da série A, a fim de facilitar a visualização, e os dois da série B com deslocamento relativo limitado a 4 mm. Pode-se observar a divisão das curvas em três grupos, caracterizados pela ausência de conector, presença de conector de 1/2" e de 3/4". Diferentemente do observado para modelos confeccionados com tubos 219x8,2, verifica-se que a presença e o aumento do diâmetro do conector reduz a capacidade de carga do protótipo. Observa-se que, para um mesmo nível de carregamento, os

Tabela 9
Tensão de aderência experimental

Protótipo	Carga aplicada (kN)	τ_{exp} (MPa)	$f_{2\sigma}$ (MPa)	τ_{Rd} (MPa)	$\tau_{exp}/f_{2\sigma}$	τ_{exp}/τ_{Rd}
C16-15,1-SC-25,2	823	1,46	1,73	0,55	0,84	2,66
C17-15,1-SC-25,2	974	1,73	1,73	0,55	1,00	3,14
C18-8,2-SC-25,2	266	0,44	1,41	0,55	0,31	0,80
C19-8,2-SC-25,2	185	0,31	1,41	0,55	0,22	0,56

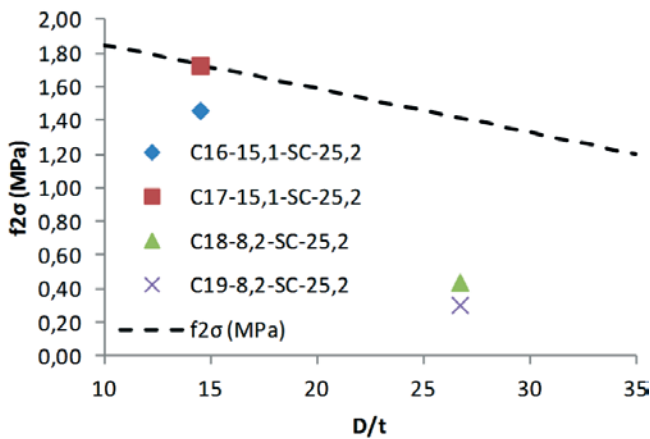


Figura 18

Comparação entre a curva de $f_2\sigma$ em função da relação D/t , e a variação da tensão de aderência natural experimental para os protótipos ensaiados

deslocamentos relativos aumentam com a presença e aumento do diâmetro do conector. Esse comportamento pode indicar que, para seções com baixa esbelteza D/t onde a tensão de aderência natural é suficiente para garantir a interação total entre os dois materiais, a utilização de conectores de cisalhamento pode reduzir a capacidade resistente da conexão e aumentar os deslocamentos relativos. Uma possível explicação para isso é que a presença dos conectores de cisalhamento introduz regiões de concentração de tensões na interface entre o aço e o concreto, que induzem a uma perda prematura da tensão de aderência natural entre os dois materiais.

Na Figura 21 são apresentadas as distribuições de tensões verticais e diametrais para o protótipo C16-15,1-SC-25,2. Observa-se que, em função da ausência de conector de cisalhamento, a distribuição das tensões verticais (Figura 21-a) ocorrem de forma homogênea ao longo do comprimento do tubo. Com relação a distribuição das tensões diametrais (Figura 21-b), verifica-se que elas ocorrem de forma homogênea e aproximadamente constante ao longo do comprimento, apresentando uma região de variação

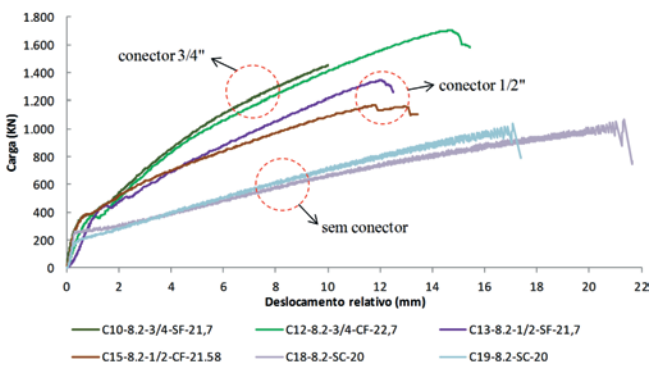


Figura 19

Comparativo entre as curvas carga versus deslocamento relativo para o tubo 219x8,2 das séries A e B

próximo ao ponto de aplicação de carga. Este comportamento, indica que a baixa esbelteza da seção 219x15,1 promove uma forte influência do confinamento no pilar misto que, mesmo sem conector de cisalhamento, apresenta alta rigidez e capacidade de carga quando comparado com o tubo 219x8,2.

5. Conclusões

A análise dos resultados experimentais dos protótipos ensaiados em cisalhamento direto (série A), visando o estudo do comportamento estrutural de parafusos como conector mecânico de cisalhamento em pilar tubular misto de aço e concreto, demonstra que é viável a utilização desse tipo de elemento. Pode-se observar também que os resultados de resistência obtidos dos ensaios foram acima dos valores obtidos pelas expressões de resistência apresentadas no ABNT NBR 16239:2014. Desta forma, verifica-se que as equações estão a favor da segurança e podem ser ajustadas para fornecer um valor de resistência mais próximo do experimental.

Da análise das curvas carga versus deslocamento relativo pode-se concluir que os parafusos apresentam um comportamento dúctil e flexível, sendo esta uma característica fundamental para sua aplicação como conector de cisalhamento. A esbelteza D/t do tubo influencia na rigidez e na resistência da conexão, em função do aumento das tensões de confinamento no concreto. A presença de folga no furo exerce influência na rigidez da conexão apenas nos estágios iniciais de carregamento, não interferindo de forma significativa no comportamento global do conector.

A distribuição das deformações verticais e diametrais ao longo da parede do tubo, confirmam a eficiência do mecanismo de conexão mecânica na transferência dos esforços de cisalhamento na interface entre os dois materiais, principalmente para os protótipos com tubo de espessura 8,2 mm que possuem uma menor aderência natural. Também fica clara a presença das tensões de confinamento que tendem a expandir o tubo diametralmente e aumentam a resistência do concreto.

Para os resultados obtidos na série B, observa-se que o valor de referência da tensão de aderência natural estabelecido pela ABNT NBR 8800:2008 está subestimado para seções circulares

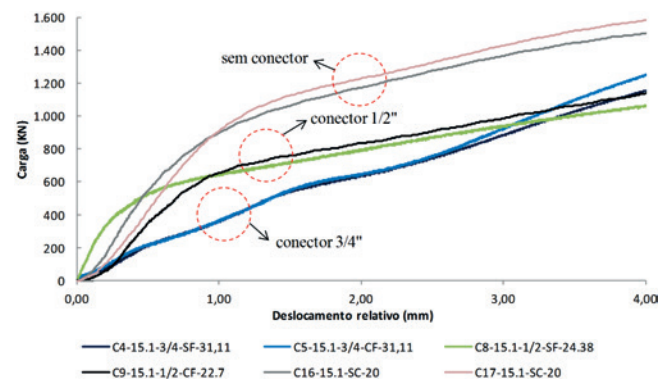


Figura 20

Comparativo entre as curvas carga versus deslocamento relativo para o tubo 219x15,1 das séries A e B, limitados aos deslocamento de 4 mm

com baixa esbeltez D/t , mas superestimado para seções de menor espessura quando comparados com os valores experimentais. Tal comportamento sugere que para seções mais esbeltas, maior relação D/t , a previsão normativa pode estar contra a segurança. Isso indica a necessidade de maiores estudos sobre o assunto,

bem como o desenvolvimento de metodologias de análise que levem em consideração a relação D/t na determinação da tensão de aderência natural (τ_{Rd}), não se restringindo apenas ao tipo de seção (circular, retangular, total ou parcialmente revestida).

Fazendo uma comparação entre as curvas carga versus deslo-

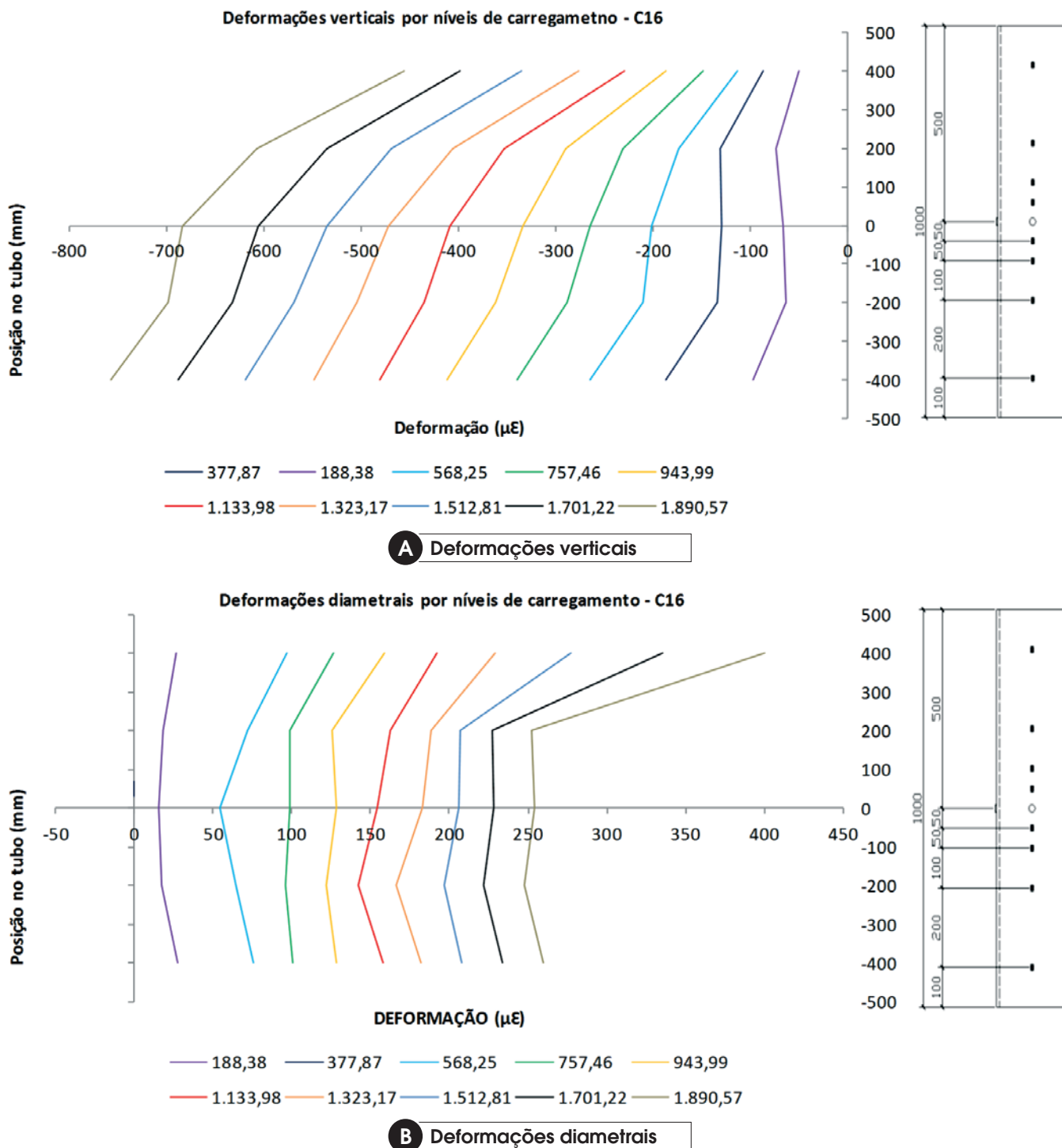


Figure 21
 Curvas de distribuição das deformações ao longo do tubo - C16-15,1-SC-25,2

cimento relativo os resultados experimentais das séries A e B, agrupados pela seção do tubo analisado, verificou-se que para o tubo 219x8,2 os conectores de cisalhamento aumentaram a capacidade do elemento e reduziram os deslocamentos. Entretanto, para o tubo de 219x15,1 esse comportamento foi contrário, indicando que a presença de conectores de cisalhamento em alguns casos podem fragilizar a conexão entre a interface aço e concreto. Essa observação não é totalmente conclusiva, necessitando de mais análises.

6. Agradecimentos

Os autores deste trabalho agradecem aos órgãos de fomento CNPq, CAPES, FAPEMIG, e a empresa Vallourec & Mannesmann do Brasil. À PUC-GO e principalmente à UFOP pelo apoio logístico e financeiro.

7. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. - NBR 16239, Rio de Janeiro, 2014.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. - NBR 8800, Rio de Janeiro, 2008.
- [3] OLIVEIRA, W. L. A. Análise teórico - experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular, São Carlos, 2008, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 251 p.
- [4] JOHANSSON, M. Composite action in connection regions of concrete-filled steel tube columns. *Steel and composites Structures*, v. 3, n. 1, 2003.
- [5] ROEDER, C. W., CAMERON, B., BROWN, C. B. Composite action in concrete filled tubes. *Journal of Structural Engineering*, v. 125, n. 5, p. 477-484, 1999.
- [6] CODEME, E. Edifício para hotel. Guaratinguetá - SP, 2012.
- [7] VERÍSSIMO, G. S. Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento. Belo Horizonte, 2007, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, 316 p.
- [8] SIMÕES, R.. Efeito do confinamento em pilares mistos curtos de aço e concreto. Campinas, 2008, Dissertação (mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, 152 p.
- [9] NGUYEN, H. T. e KIM, S. E. Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research*, n. 6, p. 273-284, 2009.
- [10] JACOBS, W.P. e HAJJAR, J. F. Load transfer in composite constructions. ASCE 2010 Structures Congress, Orlando, Flórida, 2010.
- [11] BEZERRA, L. M.. Estudo Teórico Experimental da ligação entre pilares mistos preenchidos e vigas pré-moldadas de concreto. São Carlos, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 260 p.
- [12] ALMEIDA, P. H. F. Modelo numérico para um dispositivo de transferência de carga em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto. Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering - CILAMCE, Ouro Preto, 2011.
- [13] STAROSSEK, U. e FALAH, N. The interaction of steel tube and concrete core in concrete-filled steel tube columns. *Tubular Structures XII*, London, 2011.
- [14] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. Design of composite steel and concrete structures. EURO-CODE 4, Brussels, 2001.
- [15] DAVID, D. L.. Análise teórica e experimental de conectores de cisalhamento e vigas mistas constituídas por perfis de aço formados a frio e laje de vigotas pré-moldadas. São Carlos, Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 250 p.

Port structures – the distribution of forces on infrastructure due to mooring and berthing of vessels

Estruturas portuárias – distribuição de esforços na infraestrutura devidos à amarração e atracação de embarcações



C. COMIN ^a
comin@ufpa.br

R. M. DE SOUZA ^b
remodesouza@ufpa.br

Abstract

This work presents a study on the project actions required for the design and analysis of port structures, with regard to the impacts of mooring and berthing of vessels. This study sought to conduct a literature review, with emphasis on technical standards and codes, encompassing both national and international publications, including the Brazilian Standard NBR 9782/1987, the British Standard BS 6349, and the German Standard EAU 2004, in addition to the recommendations of the Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC 2002), and those of Jayme Mason (1982) in "Port Works". The design procedures proposed by these different references regarding the computation of forces induced by mooring and berthing of vessels were evaluated in this work. Additionally, a case study of a port's substructure was carried out, and a comparative analysis of the results, obtained with each recommendation of the aforementioned publications, was performed. The results showed a remarkable dispersion, revealing that the standards used strongly influence the design loads of port structures.

Keywords: maritime facilities, mooring, berthing, vessels.

Resumo

O presente trabalho apresenta um estudo sobre as ações de projeto a serem consideradas no dimensionamento e análise de estruturas portuárias, no tocante às solicitações devidas à amarração e atracação de embarcações. O estudo buscou fazer um levantamento sobre o assunto na literatura nacional e internacional, com ênfase nas normas técnicas, em especial a NBR 9782/1987, a norma inglesa BS 6349 e a norma alemã EAU 2004, além das recomendações da Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC 2002) e de Mason (Jayme, 1982) em sua publicação Obras Portuárias. Foram estudados os métodos de cálculo dos esforços devido à amarração e atracação de embarcações segundo as diversas referências. Posteriormente realizou-se uma análise comparativa entre os resultados dos esforços obtidos com cada método de cálculo em um estudo de caso de uma estrutura, para o qual é analisada a sua infraestrutura. Os resultados demonstraram uma notável dispersão entre os métodos utilizados nos cálculos, evidenciando uma grande influência do código normativo utilizado para as análises no dimensionamento de estruturas portuárias.

Palavras-chave: estruturas portuárias, amarração, atracação, embarcações.

^a PPGEC – Federal University of Pará, Belém, PA, Brazil;
^b FEC/ITEC – Federal University of Pará, Belém, PA, Brazil.

1. Introduction

The construction of ports and docks is among the first major developments of human civilization. The ancient civilizations had great, intuitive knowledge of their maritime facilities, which unfortunately became lost with the decline of empires and the changing of the seashores. Wood and stone ports and harbors built less than one hundred years ago are gradually being replaced by concrete and steel structures, which has extended maritime port facilities into deeper waters and exposed locations. Even so, port and dock designers still rely heavily on the study of past experiences to perfect their analysis and practice of contemporary projects (Gaythwaite, 2004, p. 1).

The engineering of maritime facilities includes planning, designing, and constructing fixed anchored structures and fixed floating structures along oceanic and large river and lake shores and coasts, in addition to those works included in the offshore category. Table 1 provides an overview of the types of structures involved in this context.

Ports are one of the most important strategic points of a country's economy, since much of its mass production is usually shipped through them (Amador Júnior, 2006, p. 4). Maritime facilities are the vital connection between land, road, or rail transport and the waterways, and it is necessary that ships and vessels be loaded and unloaded quickly and efficiently at these sites. Some technical professionals say that, generally, there is no railway without a port, especially in the case of railways designed predominantly for carrying cargo.

In the design of a port structure, a lot of information is needed to design a solution that will be able to meet the cargo handling demands, for which this structure is being designed, in an efficient manner that is also technically and economically feasible. Initially, this information depends on some general characteristics, of which the most relevant are: (i) the type of cargo to be handled in the port/terminal; (ii) the types of ships that will operate in the area, and (iii) the local environmental conditions.

For a better understanding and in order to cover all types of maritime structures, whether for organized ports, specialized, or general cargo terminals, we will henceforth use the term "maritime facilities" to refer to the structures mentioned thus far.

The maritime facilities design criteria should be established after careful consideration of various operational, functional, and navigation requirements, in addition to the environmental conditions on the site, and physical and legal restrictions. Table 2 presents a summary of these considerations.

Figure 1 presents a generalization of the demands to which the structure of a maritime facility is subjected to, with an example of a pier. Among the elements listed in Table 2, we should point out the importance of evaluating the actions that ships and vessels can have on these structures, which are the object of this study and are mainly characterized by the forces that ships exert on the facilities during docking maneuvers and the forces used to secure them after berthing.

First, one must consider the impact that ships physically exert upon maritime facilities with the subsequent transmission of kinetic energy from the ship to the structure, and its transformation into straining energy on the structures and fenders. From the equivalence between the kinetic energy of the ships impact and the straining energy, after computing various losses and other factors that influence the process, one can infer the impact forces for scaling works and fenders (Mason, 1982, p. 88).

Second, regarding the securing forces or ship's mooring to maritime facilities, one should take into account the action that winds, currents, and waves may have on them, determining and evaluating the resultant forces transmitted by mooring cables and their fastening devices. Such forces can serve as a basis for assessing the stability and scaling of mooring structures.

Mooring and berthing forces are essentially horizontal forces, sometimes with small gradients to the horizontal plane. In the case of maritime facilities, such forces are absorbed by their respective infrastructure, which are mostly composed of piles or gravity structures. It can be seen that the forces due to berthing and mooring

Table 1
Marine civil engineering disciplines

	Coastal	Port and harbor	Offshore
Purpose	Shore protection	Navigation, berthing, and servicing of vessels	Recovery of natural resources (oil and gas)
Project types	<ul style="list-style-type: none"> * Breakwaters * Jettins and groins * Seawalls and revetments * Beach nourishment * Shoreline stabilization * Flood control * Outfalls and pollution control 	<ul style="list-style-type: none"> * Dredging: channels and mooring * Terminals and port structures * Shipyards and dry docks * Small craft harbors * Moorings 	<ul style="list-style-type: none"> * Fixed platforms * Mobile drilling units * Moorings * Pipelines * Offshore terminals
Related and subdisciplines	<ul style="list-style-type: none"> * Near-shore monitoring * Hydrosurveying * Waterfront development 	<ul style="list-style-type: none"> * Nav-aids/VTS * Inland waterways * Industrial waterfront facilities * Waterfront development * Offshore terminals 	<ul style="list-style-type: none"> * Exploration * Offshore buoys and monitoring * Ocean energy

Table 2

General design considerations for marine facilities

Site conditions	<ul style="list-style-type: none"> • Topography • Bathymetry: soundings • Subsurface data: geologic history, soil properties, depth to rock, etc • Seismicity
Environmental conditions	<ul style="list-style-type: none"> • Meteorology: normal and extreme, wind, rainfall, temperature • Oceanography: normal and extreme waves, tide, current, ice, water chemistry, seiche or harbour surge, etc. • Frequency and probability of storm conditions
Operational considerations	<ul style="list-style-type: none"> • Vessel data, sizes, types, frequency, berth occupancy time, loading and servicing requirements • Vehicle data, sizes, types, capacities, operating dimensions (turning radii, etc.) • Trackage, cranes, loaders, railroad, capacity, weights, windage, gauge, speed, reach and swing, etc. • Special equipment, mooring hardware, capstans, loading arms, product lines, etc. • Services and utilities , shore connections, fire protections and safety equipment, lighting and security, electrical power, piping • Cargo storage area
Functional considerations	<ul style="list-style-type: none"> • Dredging, scour and siltation, propeller wash • Vessel traffic and traffic control systems (VTS) • Land-side access, remoteness, roadways, airports, etc. • Maintenance practices: cathodic protection, damage repair, etc.
Navigational considerations	<ul style="list-style-type: none"> • Channel depths and widths • Vessels approach conditions • Nav-Aids • Availability of tugs
Constraints	<ul style="list-style-type: none"> • Harbor and pier-head line • Regulatory: water quality standards, oily ballast, dredge disposal, fill, etc. • Permits and licensing • Availability of materials and equipment • Existing facility: changed usage or upgrading limitations

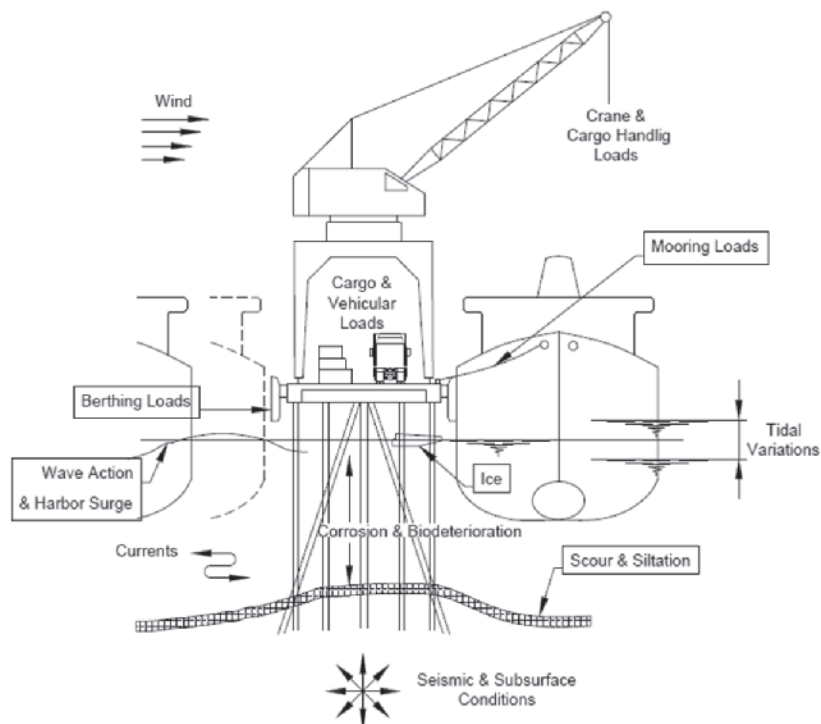


Figure 1

Generalized loads and environmental factors affecting pier design

of ships directly depend on the characteristics and dimensions of those ships, and therefore, establishing the type and size of the design ship is of vital importance.

As soon as the criteria to be used in project development of a maritime facility have been established, it must be defined which legal code should be followed in the calculations and sizing of the respective structure. With so many variables, uncertainties, and extreme variations of forces to be considered in the design of such structures, it becomes evident that the choice of the legal code to be used as a reference for the elaboration of the project is of vital importance.

Brazilian ports are part of the infrastructure needed for economic development. Brazil has 7,367 km of shoreline facing the Atlantic Ocean, which extends for more than 8,500 km when considering the coastal indentations (bays, coves, etc.) (Alfredini and Arasaki, 2009, p. 3), and approximately 40,000 km of waterways (Moraes, 2008, p. 4). The unit index of energy costs for water transportation is much lower than those of other transport means, showing a clear advantage, and also contributes to the reduction of CO₂ emissions (see Table 3). However, the waterways are still largely unexplored in Brazil, despite their higher cost efficiency and prevalence.

In this context, the demand for maritime facilities within the country becomes evident, taking into account the extensive network of waterways that have yet to be explored. The Growth Acceleration Program PAC2 of the Federal Government provides for investment in 71 projects located at 23 Brazilian ports, with the purpose to expand, recover, and modernize the structures, in order to reduce logistics costs, improve operational efficiency, increase export competitiveness, and encourage private investment. A study by the University of Sao Paulo, published in 2014 (Urban Infrastructure, 2014), showed that the amount of estimated investments required to adjust Brazil's transport infrastructure through 2030 is equivalent to 1 trillion Reals.

Although the country requires a high number of investments in the port and harbor sector and within the present economic scenario, the national technical literature on the ports infrastructure project is very poor, as presented in the next chapter, and it can be easily seen that existing textbooks are only concerned with the hydrodynamic aspects of the shoreline engineering or with operational, logistical, and environmental aspects of the ports. To reinforce this argument, it should be mentioned that the Brazilian standard on the subject, NBR 9782:1987 - Actions on Port, Maritime and River Structures, has not been through any review since 1987, as mentioned in the description itself, and the only technical book that specifically addresses the design of structures for maritime facilities in Brazil is one by Prof. Jayme Mason under the title "Port Works" for which the last edition was published in 1982.

With such a lack of national literature on the subject and so many international normative references, a study presenting an analysis of the design criteria of maritime facilities would be of great value, and would contribute to the development of studies in this area.

The aim of this study was to present a work on the design actions to be considered in the scaling and analysis of maritime facilities, with emphasis on the demands stemming from mooring and berthing of ships, by analyzing the technical literature focused on the design of these type of works in two stages; the first is national publications, and the second is the study of international literature, with emphasis on normative codes. Of course there was no pretense to cover every aspect of all the publications on this topic, especially in the international literature, which is very extensive. We also analyzed technical-scientific articles and academic papers on the findings of maritime facilities projects. Among the normative codes not analyzed in this work are the Japanese Technical

Table 3

Comparison between the main means of transportation

Means of transportation	Unit index of energy cost	Emission of CO ₂ /ton/km (g)
Waterways	1	3
Railways	3	20
Road transport	6 to 9	50
Airways	15	550

Standards for Port and Harbour Facilities in Japan of 1991 and the Spanish standard "Recomendaciones para Obras Marítimas (Programa ROM)" (Recommendations for Marine Works - ROM Program) of 1990 among other works on the subject.

The specific purposes of this study included the following:

- Present the main findings of calculations covered by existing normative criteria for the design of maritime facilities, studying the methods proposed by (i) NBR 9782:1987 - Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais (Actions on Port, Maritime or River Structures), (ii) BS 6349-1:2000 - Maritime structures - Part 1: Code of practice for general criteria and BS 6349-4: 2014 - Maritime structures - Part 4: Code of practice for design of fenders and mooring systems (English), (iii) Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbors and Waterways - EAU 2004 (Germany), and (iv) the Permanent International Association of Navigation Congresses - PIANC 2002, besides the (v) method proposed by Mason (Jaime, 1982) in his publication Ports Works, restricted to the analysis of loads induced by the mooring and berthing of ships, but excluding the study on efforts due to vehicles, and loads induced by ice, earthquakes, etc.;
- Perform calculations in a case study of maritime facilities. The case study consisted of a dolphin's line designed to operate with vessels of 60,000 DWT for solid vegetable bulks, composed of a reinforced concrete block, and pre-stressed concrete piles with circular hollow sections, where the results were analyzed with emphasis on the comparison between the methods. The resulting forces are shown in the infrastructure of the dolphins due to the demand calculated by various methods, in order to allow the influence analysis of each one;
- Calculate the mooring and berthing forces for bulk carriers from 5,000 DWT to 250,000 DWT to create curves of the Ship's Deadweight Tonnage X Forces for each normative reference in order to better perceive the dispersion of results obtained by each method;
- Present, at the end of the study, references that provide assistance in choosing the best method of calculation for use in a maritime facility project with respect to mooring and berthing forces.

2. Study methodology

The study was carried out for the calculation of mooring and berthing forces according to the references mentioned above, that is, the study proposed by Mason (1982), the methods of NBR 9782:1987, BS 6349-4:1994, and EAU 2004, and the PIANC recommendations. Then, an analysis was conducted using the main aspects of each method. Lastly, one of these was applied to a case study of maritime facilities.

The case study consisted of a dolphin's line designed to operate with vessels of 60,000 DWT for solid vegetable bulks, composed of



Figure 2
Location of the dolphin's line – detail of distances

a concrete block and pre-stressed concrete piles with circular hollow sections. We presented the resulting forces and their corresponding infrastructure due to the demands calculated by several methods. Then, an analysis was conducted using the obtained results, emphasizing the comparison between methods, in an attempt to provide references that help in selecting a calculation method to use in the design of a maritime facility in terms of mooring and berthing forces. Subsequently, calculations of the mooring and berthing forces were performed for bulk carriers from 15,000 DWT to 280 DWT to create curves of the Ship's Deadweight Tonnage X Forces for each normative reference, in order to better perceive the dispersion of the results obtained by each method.

3. Results and discussions

The case study of this work employed a river port facility, part of a terminal designed to handle carriers of solid vegetable bulks (soy and corn), that received the product by road transport and shipped it by boat. The facility was built along the shores of the Amazon

River in the city of Santarém - PA.

According to the design of cargo arrivals to the terminal, this facility was to have 1 (one) berth for mooring bulk carriers of the Panamax type with 60,000 DWT and 12.00 m draught, composed of 4 (four) mooring dolphins and 2 (two) berthing dolphins arranged in series (see Figure 2). For this configuration, the conceptual design included the use of 3 (three) loading towers with a nominal capacity of 3,000 tons/h.

The direction of the Amazon River flow is aligned with the dolphin's line; however, to obtain the mooring forces, a gradient of 20° in the direction of the current flow with respect to the longitudinal axis of the ship was adopted as a minimum recommendation of NBR 9782. For that, we established 5 (five) cases of different loads, for which we considered the various possibilities of occurrence of wind and current combinations.

The wind was considered to blow from the longitudinal and transverse directions of the ship at different times. As for the current, its incidence was considered in two different moments; namely, (i) in the longitudinal direction of the ship and (ii) at a 20° gradient to

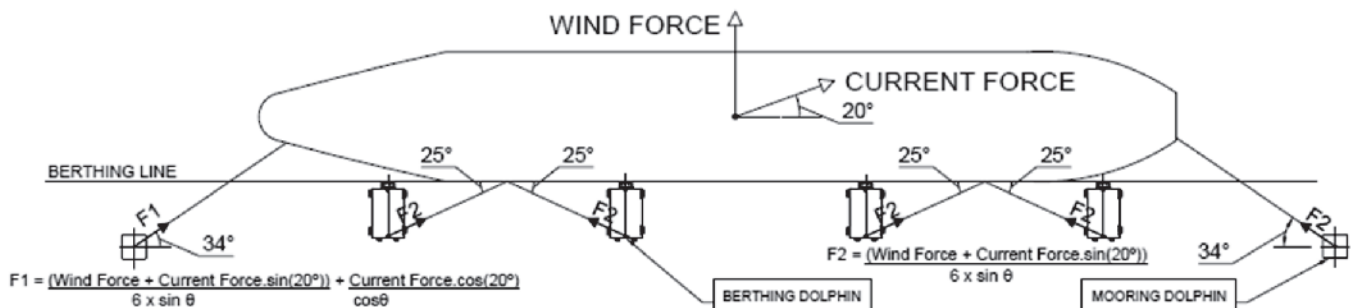


Figure 3
Load case 1 in ship's mooring

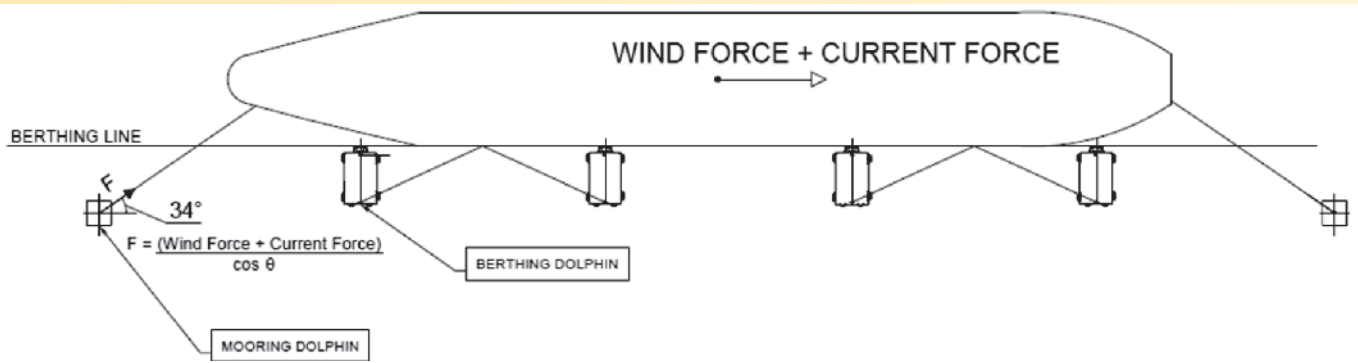


Figure 4
Load case 2 in ship's mooring – Configuration 1

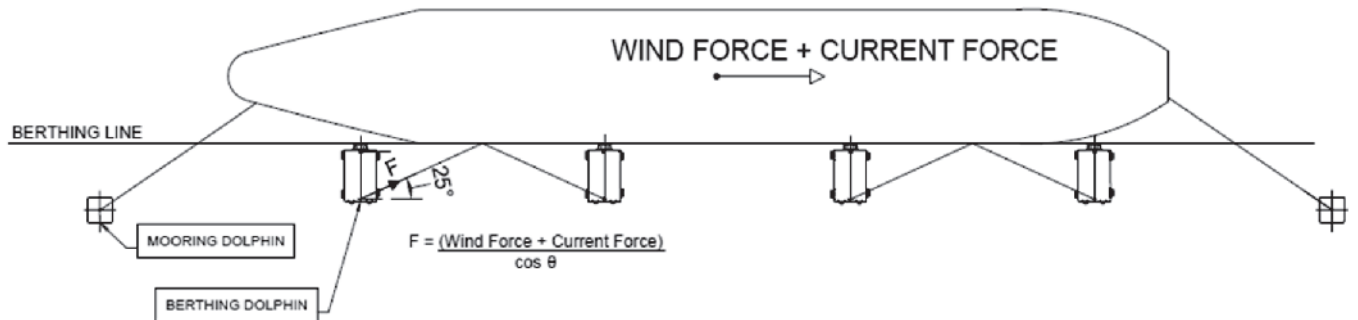


Figure 5
Load case 2 in ship's mooring – Configuration 2

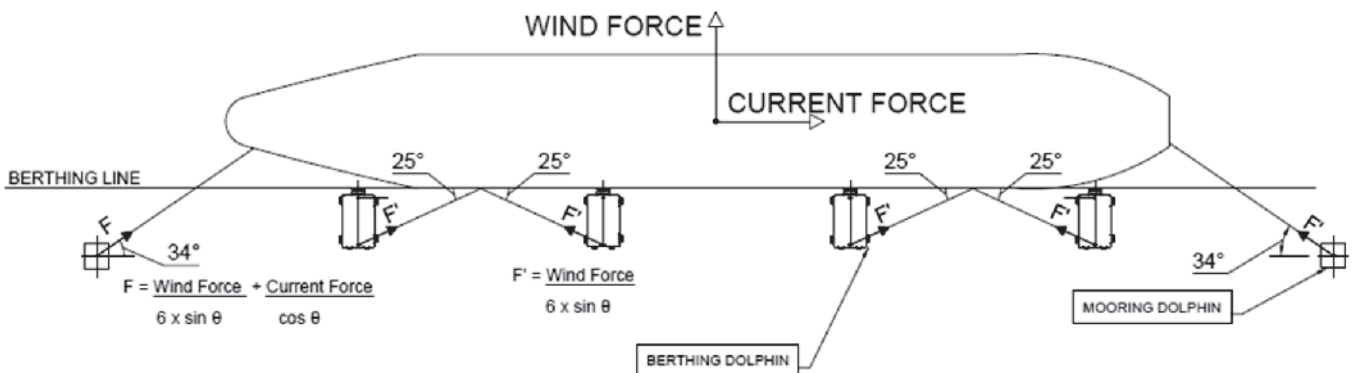


Figure 6
Load case 3 in ship's mooring

the longitudinal axis of the vessel. When the current acted in the direction inclined at a 20° angle with respect to the longitudinal axis of the vessel, the transverse and longitudinal components of the force due to the current were considered in the calculations of the resulting forces.

A reference mooring system was established for ships that moor into the dolphins, which in turn, allowed the derivation of the horizontal and vertical gradients of the mooring cables. The horizontal gradients of the cables depended on this adopted mooring scheme, and the vertical gradients depended on this mooring scheme, on the river's water level and on the ship's loading condition. Below we present those obtained gradients. For the vertical gradients, we considered the situations of an empty ship and a fully loaded ship, combined with the maximum and minimum water level of the river. Figure 3 presents Mooring Case 1, in which we considered the force of the wind acting in a cross direction with respect to the ship

and the force of the current acting at a 20° gradient in relation to the ship's longitudinal axis. In this case, the force of the wind and the cross-sectional component of the current was divided into six bollards, and the longitudinal component of the current was imposed on a cable only, namely the bow cable, tied to a mooring dolphin. Figure 4 shows mooring Case 2, considering the wind and current forces acting in the longitudinal direction of the ship imposed on 1 (one) bollard in Configuration 1, which considers the forces exerted on the head of a mooring dolphin. Figure 5 presents Mooring case 2 in Configuration 2, which considers the forces imposed on the head of a mooring dolphin. Figure 6 shows mooring Case 3, considering the wind force in the cross direction to the ship, divided into 6 (six) bollards, and the force of the current acting in the longitudinal direction to the ship, imposed on 1 (one) head of a mooring dolphin.

Figure 7 presents Mooring Case 4, which considers the force of the

wind acting in the cross direction to the ship, in the reverse direction (pushing the dolphins), and the force of the current acting in the direction at 20° gradient with respect to the ship’s longitudinal axis. In this case, the force of the wind and the cross-sectional component of the current (that pushes the dolphins) were divided into 2 (two) mooring dolphins, and the longitudinal component of the current was imposed exclusively on a cable, namely the bow cable, tied to a mooring dolphin.

Figure 8 shows mooring Case 5, considering the wind force acting in the cross direction of the ship, in the reverse direction (pushing the dolphins), divided in 2 (two) bollards, and the force of the current acting in the longitudinal direction to the ship, imposed on 1 (one) head of a mooring dolphin.

To obtain the berthing forces, a simulation of the ship’s berthing to the dolphins line was used, which served as a basis for calculating the eccentricity coefficient CE used in berthing power calculations, as presented in Figure 9.

Figure 10 and Figure 11 feature views of the cross sections for critical situations involving the fenders such as an empty ship

with a maximum water level and a loaded ship with a minimum water level.

3.1 Mooring forces

Figures 12 and 13 present the resulting mooring forces for each method studied, by load case and dolphin type. The calculations were performed for two extreme situations, including the maximum and minimum water level of the river. The horizontal axis of these figures identifies the mooring case of interest (e.g., Case 1, Case 2, etc.) followed by the identity of the analyzed dolphin, or the mooring and berthing dolphin.

These results represent the force exerted on the mooring cable, considering the horizontal and vertical gradients, with exception of the columns named “Case 4-Mooring” and “Case 5-Berthing”, where the results represent the force applied directly to the berthing dolphin in the opposite direction as that of the forces in the cables, hence why they are represented with a negative sign.

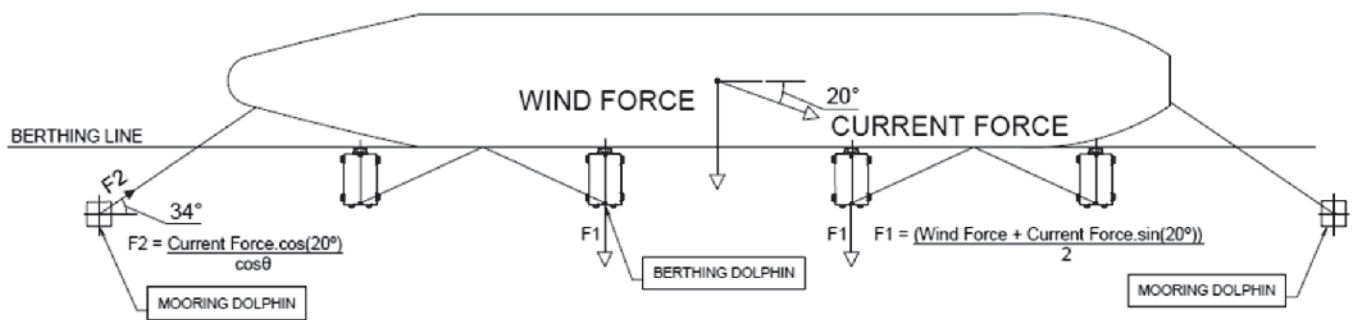


Figure 7
Load case 4 in ship’s mooring

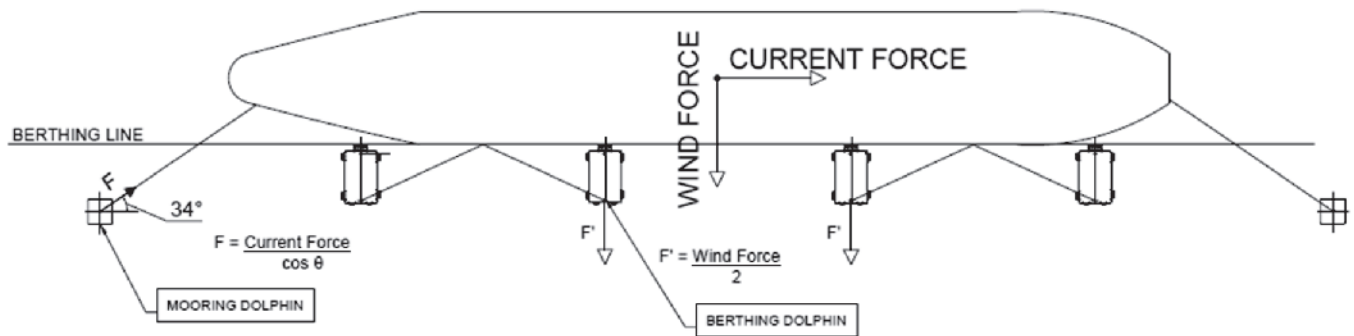


Figure 8
Load case 5 in ship’s mooring

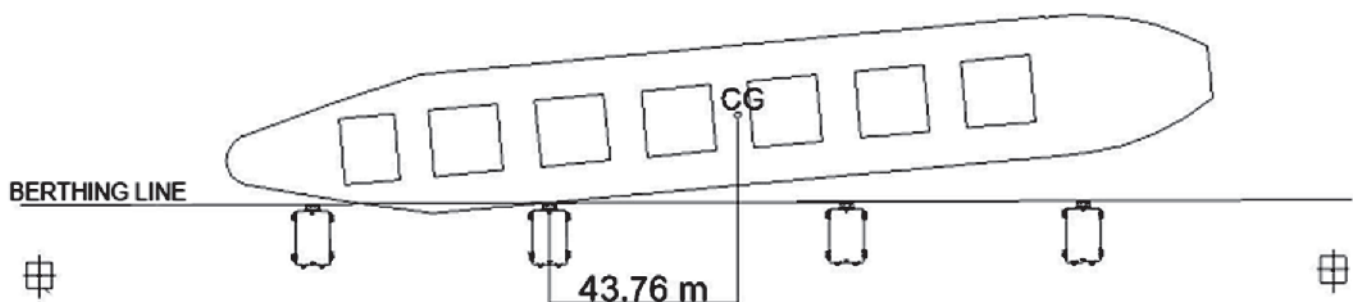


Figure 9
Load case 5 in ship’s mooring Simulation of ship’s berthing to the dolphins

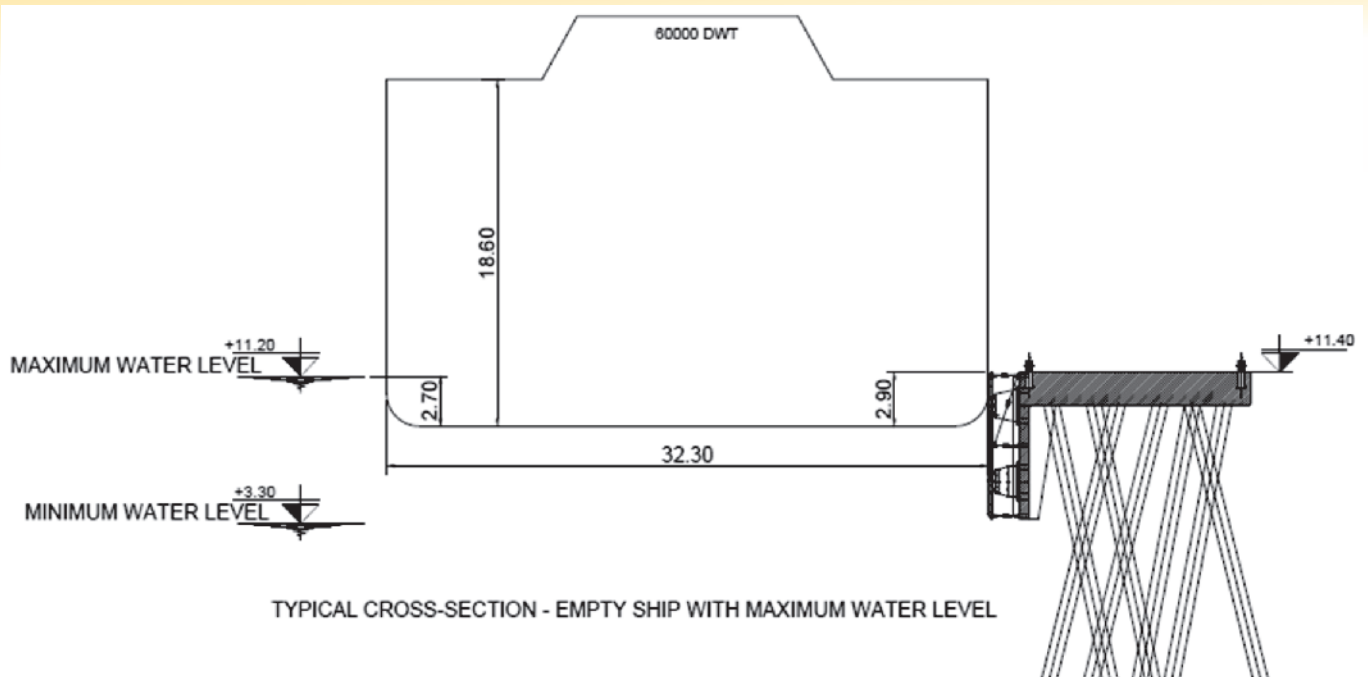


Figure 10
Cross section of an empty ship with a maximum water level

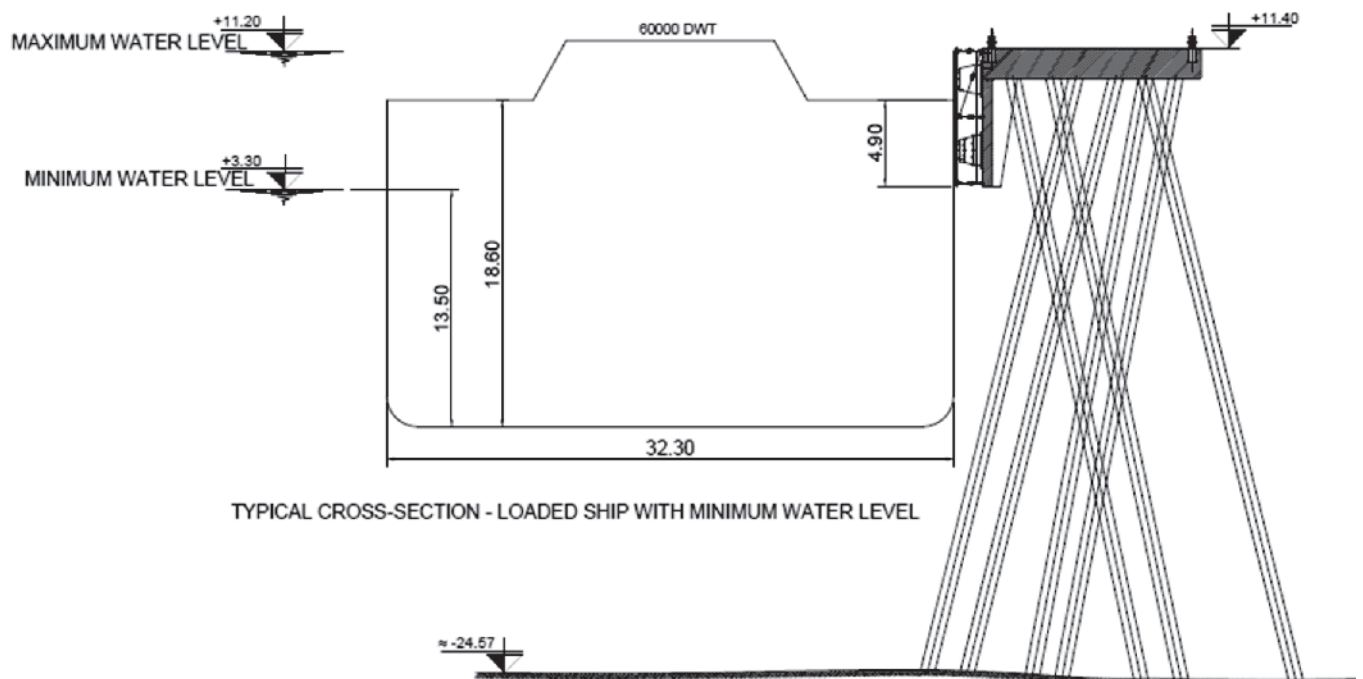


Figure 11
Cross section of a loaded ship with a minimum water level

Analyzing Figure 12 and Figure 13, it can be observed that the method of NBR 9782 leads to greater mooring forces in terms of maximum force for each load case, with the greatest force obtained for the mooring cable of Case 2, in the Mooring Dolphin under conditions of a minimum water level with an empty ship. The results provided by the method proposed by Mason (1982) were generally very close to the results obtained by the method of the NBR 9782. However, the results obtained by the method of the BS 6349 led to lower values, with the exception of Case 5 for the mooring dolphin in the situation of an empty ship, be-

cause this reference standard did not differentiate the situations of an empty ship and a loaded ship when calculating the force due to the current.

Table 4 and Figure 14 show the results of the maximum loads obtained for each position situation of the specific load studied, for each method, in mooring dolphins, i.e., the greatest force obtained among the five load cases studied for ship mooring, for each position of load action considered (max. water level with an empty ship, max. water level with loaded ship, etc.), and the maximum load obtained by the three methods

for the mooring dolphin. It can be seen that in all cases the results obtained by the method of the BS 6349 were the lowest. The method of NBR 9782 led to higher values for ship's load situations, followed by the results obtained by the method proposed by Mason (1982). As for the cases of an empty ship and reverse horizontal, the results obtained by the method of the NBR 9782 and that proposed by Mason (1982) were virtually equal.

3.2 Berthing forces

Figure 15 presents the results of the berthing power calculated for each studied method.

To absorb the maximum rated power, a system of fenders of the Taper type was chosen, SCN 1300H - E1.9 ($E_r = 1023 \text{ kN.m}$; $R_r = 1522 \text{ kN}$), and for the maximum increased power, a fender system of the Taper type was chosen, SCN 1400H - E2.7 ($E_r = 1554 \text{ kN.m}$; $R_r = 2141 \text{ kN}$).

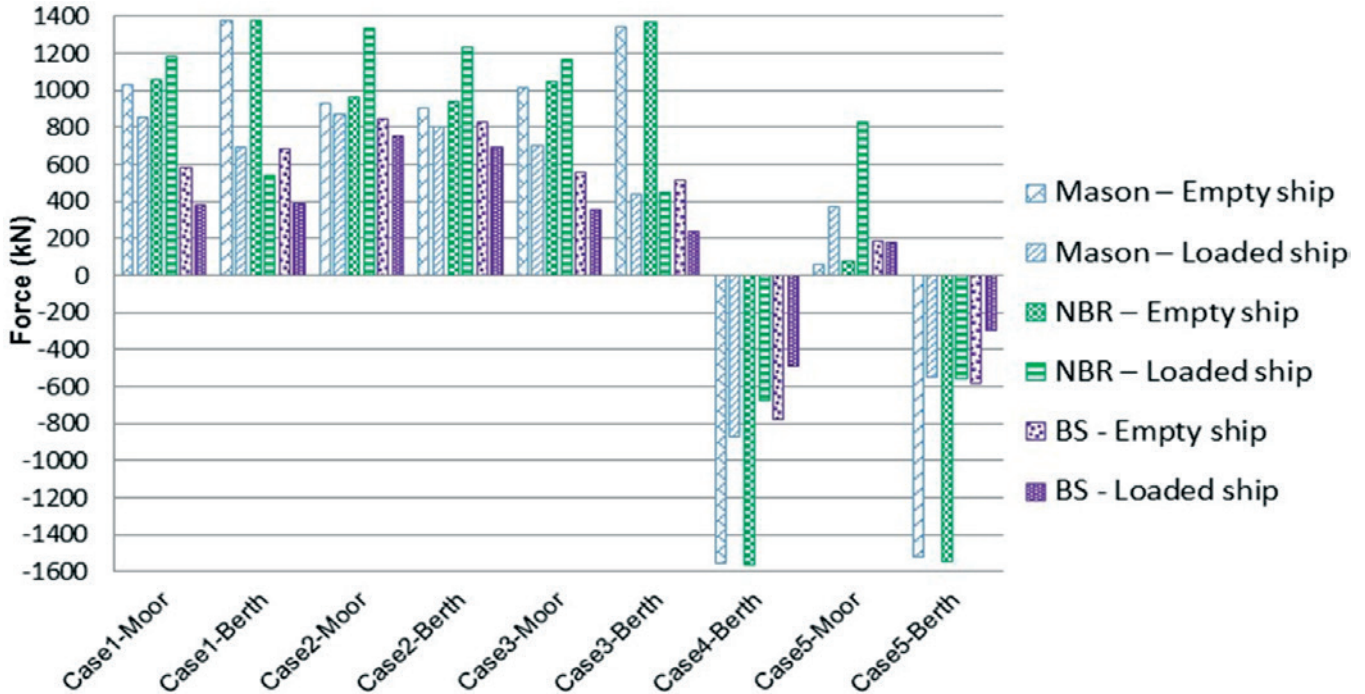


Figure 12 Mooring forces for a maximum water level, by method

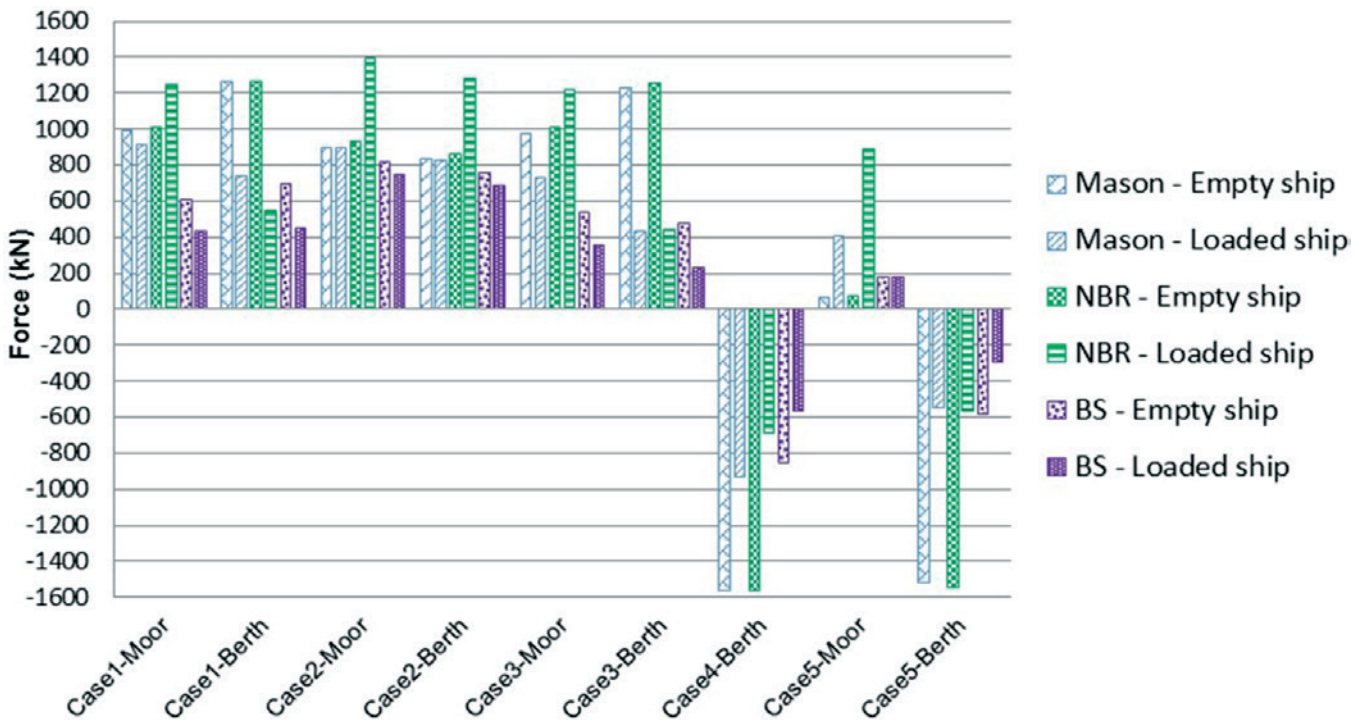
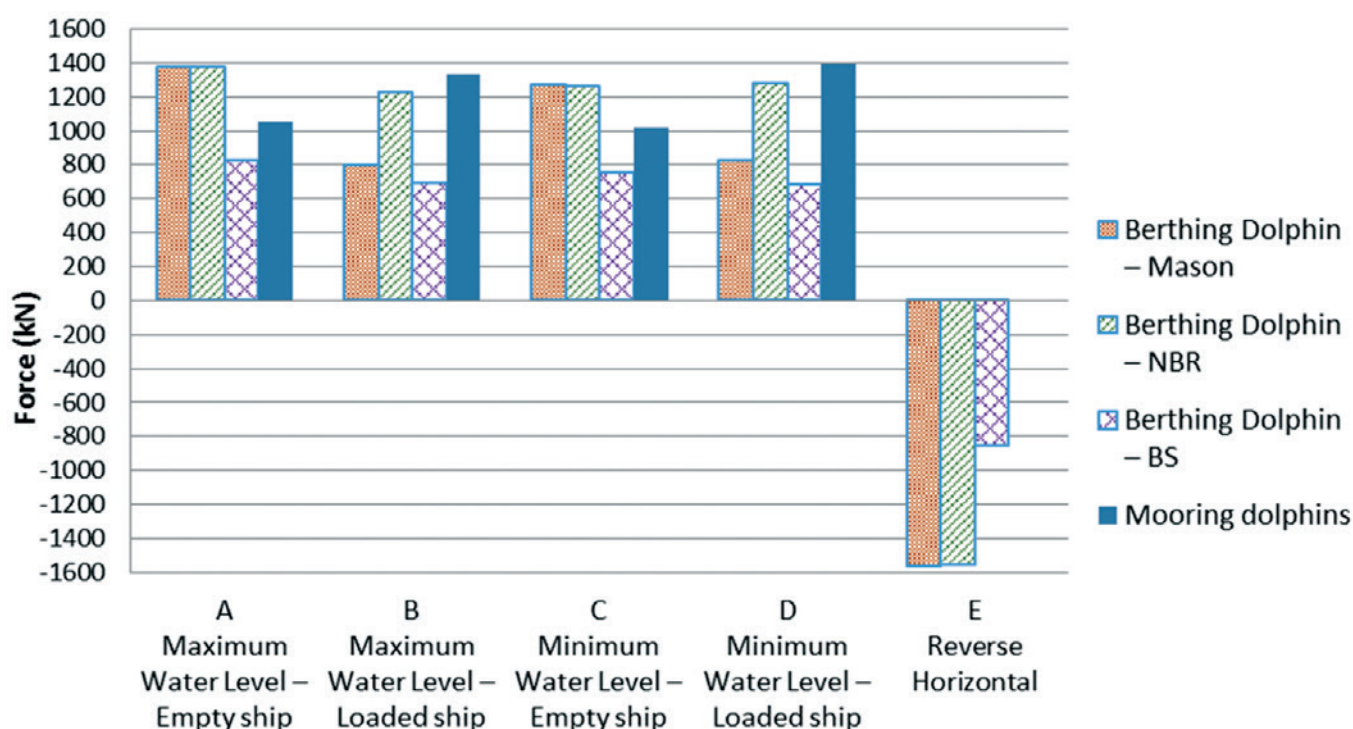


Figure 13 Mooring forces for a minimum water level, by method

Table 4

Maximum loads on dolphins due to mooring for each cable gradient or position, by method

Dolphin / Method	Maximum loads(kN)				
	Position/Gradient of the load mooring cable				
	A : Max. water level - Empty ship	B: Max. water level - Loaded ship	C: Min. water level - Empty ship	D: Min. water level - Loaded ship	E: Reverse horizontal
Mooring dolphins/ Surrounding area	1053.53	1336.26	1013.53	1394.48	-
Berthing dolphins/ Surrounding area	1379.34	1230.77	1267.38	1280.41	-1559.00
Berthing dolphin / Mason	1378.22	802.56	1267.38	825.61	-1557.00
Berthing Dolphin / NBR 9782	1379.34	1230.77	1266.35	1280.41	-1558.00
Berthing Dolphin / BS 6349	826.24	691.90	758.56	688.68	-775.13

**Figure 14**

Maximum loads on dolphins due to mooring for each cable gradient or position, by method

Figure 16 shows the reaction forces resulting from each power calculated for three situations, namely, the Nominal Reaction for Rated Power, Increased Reaction for Rated Power, and Rated Reaction for Increased Power.

Analyzing the results of the berthing forces shown in Figures 15 and 16, the following observations can be noted.

The calculation method of BS 6349 (PIANC/EAU 2004) resulted in a mooring power rated higher than other methods, namely 45.2% higher than the results provided by NBR 9782, and 35% higher than those proposed by Mason (1982), for rated mooring powers.

For berthing powers increased by the respective coefficients for each reference, the differences between the results provided by

BS 6349 and those provided by the NBR 9782 and by Mason (1982) were 55.6% and 44.6%, respectively.

In terms of the reaction forces, considering those arising from the fenders system chosen for this work and its corresponding power diagram, the differences between the results of the BS 6349 and those of the NBR 9782 and Mason (1982) were 19.0% and 28.2%, respectively, with respect to rated power.

For the reaction due to increased power, the differences fell to 13.6% with respect to NBR 9782, and 22.0% with respect to Mason (1982).

Considering the values obtained in both situations as follows: (i) increased reaction of the coefficient chosen by the

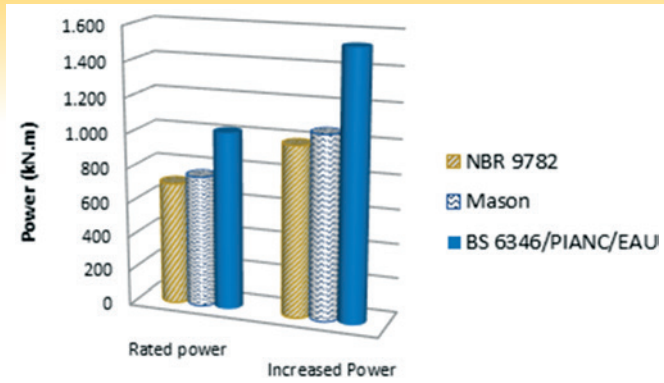


Figure 15
Berthing power calculated by method

reference, derived from rated berthing power, and (ii) rated reaction arising from the berthing energy increased by the coefficient chosen by the specific reference; it can be seen that the difference between these values when using the BS 6349 method was 0.479%, the NBR 9782 method was 5.263%, and the Mason (1982) method was 5.631%. Keeping in mind these resulting small differences, we note that it was more interesting to choose the fender that was selected for its increased berthing power, since the safety factor could be guaranteed on the scaling of the fender and also on the design of the maritime facility structure.

It is noteworthy that although the berthing power obtained by the NBR 9782 method was the lowest of the three, the reaction force arising from that power was the second largest, remaining above the value obtained by the method proposed by Mason (1982). This can be attributed to the power diagram of the chosen fender, which led to higher reactions for the power level obtained by the method of the NBR 9782 than for those obtained from the power derived from the method proposed by Mason (1982).

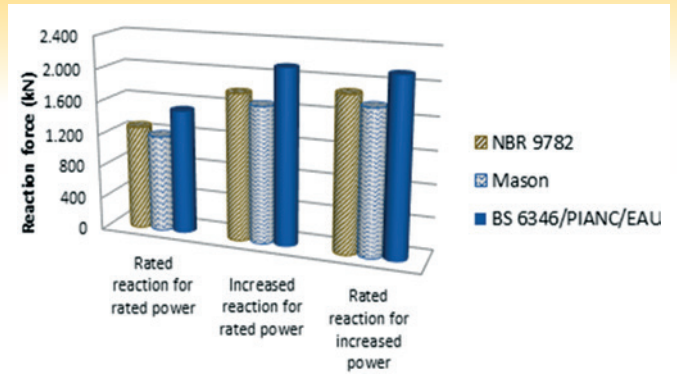


Figure 16
Reaction forces due to berthing, by method

3.3 Mooring Forces and Berthing Power X Ship's Deadweight Tonnage

In this section the graphs with information about berthing power and rated mooring forces were calculated according to each method, depending on the ship's tonnage, for bulk carriers of 5,000 DWT to 250,000 DWT, to allow for a better view of the results obtained for each method. These forces were obtained from the calculation for each ship studied, applied to the same case study of the dolphin's line.

Figure 17 shows the results of mooring forces obtained in the calculations. The results presented here represent the highest value obtained of the 4 (four) studied combination conditions of the river's water level and the loading condition of the ship, excluding the results of the case where the ship pushed the dolphin, and keeping in mind that the reaction resulting from berthing exceeded this value.

It can be noted that the method of NBR 9782 led to the best results of the three methods studied, followed by the method

Mooring Forces X Bulk carriers DWT 95%

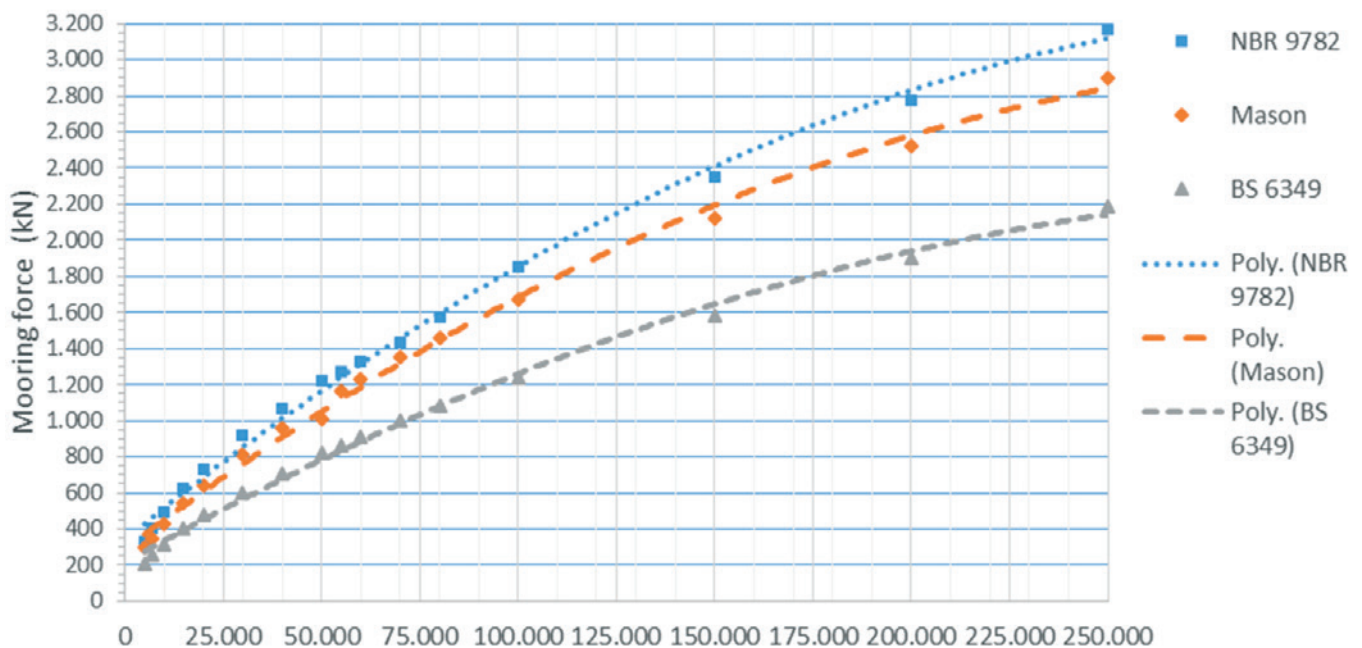


Figure 17
Mooring Forces X Ship's DWT

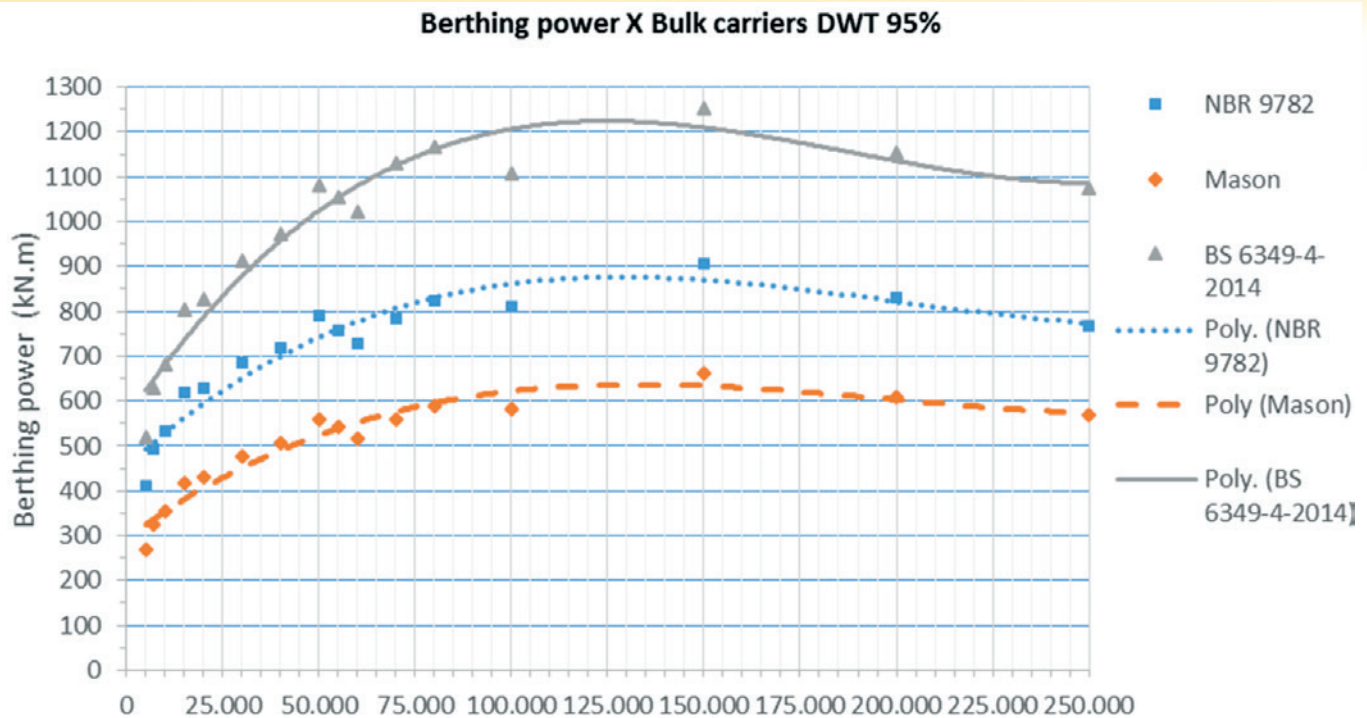


Figure 18
Rated Berthing Force X Ship's DWT

proposed by Mason (1982), which provided results on average 11% lower than those of NBR 9782. The method of BS 6349 provided even lower results, which were, on average, 33% lower than those provided by the method of NBR 9782.

Figure 18 presents the results of rated berthing power calculated for each method, in each ship studied.

For the berthing power, it can be observed that the calculation method of BS 6349 provided better results, which were on average 36% higher than those provided by NBR 9782 and 93% higher than Mason (1982).

It is noteworthy that increasing the deadweight tonnage of the ship did not necessarily increase the berthing power, since increasing the tonnage of the ship should theoretically reduce the berthing speed up to the limit of 0.08 m/s for ships above 240,000 DWT. This can be seen from the powers obtained for ships above 40,000 DWT.

One reason that may justify the difference obtained between the results provided by the European standards and those provided by the method of NBR 9782 and that of Mason (1982) is the fact that the European standards were updated and have considered the progress in the shipping industry, which has allowed, in turn, the building of ships with larger cargo capacities than those existing at the time of the preparation of the Brazilian Standard and Mason's (1982) study.

It is noteworthy that, in the calculations made to obtain the graph shown in Figure 18, the same parameters were used for all three methods, in order to analyze them without the influence of a parameter change external to the method such as the approaching speed of the ship. This comment is intended to clarify the difference in the results of the berthing power calculated by the method proposed by Mason (1982), shown in the graph for the ship with 60,000 DWT, from that presented in Figure 15, since for the calculations shown in the above item, the author's recommendations were used for the approaching speed and the reduction coefficient, which led to higher results than those presented here.

4. Conclusions

For mooring forces, we observed a large dispersion in the results of the studied methods. The results obtained in the case study for these types of forces by using the methods of NBR 9782 and Mason (1982) provided results similar to each other. The results obtained by the method of BS 6349 provided results an average of 44% lower than those obtained by other methods, for the case study. In the study of the curve related to mooring forces of X Ship's DWT, the results obtained according to the method of NBR 9782 were the highest, at an average of 12% higher than those obtained by the method proposed by Mason (1982) and 51% higher than the results provided by the method of BS 6349, which provided the lowest results.

It was deemed necessary to calculate the mooring efforts according to the 3 (three) reference documents and to choose the highest results in a more conservative analysis, as the consideration of shape coefficients for wind forces and current may have varied over a range of values, which could produce results up to two times lower. The Brazilian standard NBR 9782 proved to be the most conservative, providing the highest results for the mooring forces and being evaluated as the most appropriate when intending to develop a project considering reduced risk of accidents. It was also thought necessary, where possible, to study reduced models to estimate the mooring forces and adjust the resulting shape coefficients.

For berthing forces, it could be seen that the method proposed by the European standards (BS 6349, PIANC, and EAU 2004) led to significantly higher values than those proposed by NBR and Mason; the value obtained by NBR method was the smallest of the three in the case study. In the study of the curve Berthing Power X Ship's DWT, the results obtained by the NBR 9782 method were on average 26% lower than those obtained by the European standards, while the results obtained by the method presented by Mason (1982), the difference was 48% on average, in terms of berthing power. It could be concluded that it was more

interesting to choose the fender that was selected for increased berthing power, as a safety factor could be guaranteed on the scaling of the fender and also on the design of the maritime facility structure. Thus, it was deemed more appropriate to use European standards for calculating the berthing force and for the scaling of the fenders system, in view of the results obtained and the fact that they are updated standards, i.e., the British standard BS 6349-4 of which the latest version is from 2014.

In terms of internal forces in the structural elements, it was noted that although the method of the British Standard BS 6349 led to lower calculated mooring forces, due to the geometry of the dolphins and the direction of the mooring and berthing loads, the larger axial compression forces were caused by the reaction coming from the berthing power calculated by the method of BS 6349, and the resulting mooring forces calculated by the method of the standard NBR 9782 and by the method presented by Mason (1982) caused the greatest tensile stresses on piles, almost equivalent to the forces caused by the reaction coming from the berthing power calculated by the method of BS 6349.

5. Literature references

- [1] ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 9782:1987 – Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais. Rio de Janeiro, 1987.
- [2] ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [3] ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] Alfredini, Paolo. Obras e gestão de portos e costas: a técnica aliada ao enfoque logístico e ambiental / Paolo Alfredini, Emilia Arasaki – 2ª ed. – São Paulo: Blucher, 2009.
- [5] Amador Júnior, Wellington José. Projeto do Píer de um Terminal de Contêineres – Estudo de Caso. 2006. 49 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.
- [6] Amendola, Guilherme Guerra. Projeto Conceitual e Análise do Estaqueamento de um Píer. 2010. 76 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2010.
- [7] Blok, J.J.; Brozius, L.H.; Dekker, J.N. The Impact Loads of Ships Colliding With Fixed Structures. In: 15th Annual OTC in Houston, Texas, 1983. Proceedings. Offshore Technology Conference, 1983. p. 231-240.
- [8] British Standard. BS 6349-4:2014 - Maritime structures — Part 4: Code of practice for design of fendering and mooring systems (Reino Unido).
- [9] Christan, Priscila de. Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos. 2012. 192 f. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR. Curitiba, 2012.
- [10] Copabolnfra. Catálogo técnico de defensas, 2013.
- [11] Costa, Vasco. The berthing ship. The effect of impact on the design of fenders and other structure. The Dock and Harbour Authority, 1964.
- [12] Davisson, M. T.; Robinson. K. E. Apud Veloso, Dirceu Alencar. Fundações, volume 2 : fundações profundas / Dirceu de Alencar Veloso, Francisco de Rezende Lopes. – Nova Ed. – São Paulo : Oficina de Textos, 2010.
- [13] Dynamis Techne, Acervo Técnico, 2013.
- [14] Fantí. Fábio Dollinger. Concepção, métodos construtivos e dimensionamento de terminais para contêineres. 2007. 171 f. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.
- [15] Gaythwaite, John. Design of marine facilities for the berthing, mooring, and repair of vessels / John W. Gaythwaite. – [2nd ed.]. Reston: American Society of Civil Engineers, 2004.
- [16] Governo Federal. PAC2. Disponível em <http://www.pac.gov.br/transportes/portos>. Acesso em 03/12/2014.
- [17] Huang, Erick T.; Chen, Hamm-Ching. Ship Berthing at a Floating Pier. In: The Thirteenth (2003) International Offshore and Polar Engineering Conference, 2003, USA. Proceedings. Honolulu, Hawaii, USA, 2003. p. 683-690.
- [18] Jiang, Chen-wen; Javana, Richard C. An Analytical Technique for Ship-Fender Interaction. Report of Office of Naval Research. Arlington, Virginia, 1983.
- [19] Leal, Miguel de Mira Godinho Grego. Dimensionamento de Defensas Marítimas. 2011. 151 f. Dissertação de Mestrado – Universidade do Porto, Porto – Portugal, 2011.
- [20] Ligteringen, H. Ports and Terminals / H. Ligteringer, H. Vel-sink – 1st ed. – Delf: VSSD, 2012.
- [21] Mason, Jayme. Obras portuárias / Jayme Mason. – 2ª ed. – Rio de Janeiro: Campus, 1982.
- [22] Natarajan, R.; Ganapathy, C. Analysis of Moorings of a Berthed Ship. In: Marine Structures 8 (1995). p. 481-499. Elsevier Science Limited. ISSN 0951-8339/95.
- [23] PIANC - Permanent International Association of Navigation Congresses. Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002. Report of Working Group 33 of the Maritime Navigation Commission, 2002.
- [24] Pulsar Marine. Catálogo técnico de defensas, 2014.
- [25] Recommendation of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways – EAU 2004 (Alemanha), 2004.
- [26] Revista Infraestrutura Urbana. PINI. Disponível em <http://www.nfraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/Transporte/estudo-da-usp-aponta-que-brasil-deve-investir-1-327071-1.aspx>. Acesso em 22/09/2014.
- [27] Sakakibara, Shigeki; Kubo, Masayoshi. Ship berthing and mooring monitoring system by pneumatic-type fenders. Ocean Engineering 34 (2007) 1174–1181.
- [28] Santos, Paulo Rosa; Pinto, Francisco Taveira; Gomes, Fernando Veloso. Experimental evaluation of the tension mooring effect on the response of moored ships. Coastal Engineering 85 (2014) 60–71. Contents lists available at ScienceDirect.
- [29] Schellin, T. E.; Østergaard, C. The Vessel in Port: Mooring Problems. Marine Structures 8 (1995) 451-479. Elsevier Science Limited. ISSN 0951-8339/95.
- [30] Sumitomo. Rubber Marine Fenders. Catálogo técnico de defensas, 2013.
- [31] Thoresen, Carl A. Port designer's handbook / Carl A. Thoresen. - [2nd ed.]. – London: Thomas Telford Limited, 2010.
- [32] Trelleborg Marine Systems. Section 12 – Fender Design. Catálogo técnico de defensas, 2011.

Port structures – the distribution of forces on infrastructure due to mooring and berthing of vessels

Estruturas portuárias – distribuição de esforços na infraestrutura devidos à amarração e atracação de embarcações



C. COMIN^a
comin@ufpa.br

R. M. DE SOUZA^b
remodesouza@ufpa.br

Abstract

This work presents a study on the project actions required for the design and analysis of port structures, with regard to the impacts of mooring and berthing of vessels. This study sought to conduct a literature review, with emphasis on technical standards and codes, encompassing both national and international publications, including the Brazilian Standard NBR 9782/1987, the British Standard BS 6349, and the German Standard EAU 2004, in addition to the recommendations of the Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC 2002), and those of Jayme Mason (1982) in "Port Works". The design procedures proposed by these different references regarding the computation of forces induced by mooring and berthing of vessels were evaluated in this work. Additionally, a case study of a port's substructure was carried out, and a comparative analysis of the results, obtained with each recommendation of the aforementioned publications, was performed. The results showed a remarkable dispersion, revealing that the standards used strongly influence the design loads of port structures.

Keywords: maritime facilities, mooring, berthing, vessels.

Resumo

O presente trabalho apresenta um estudo sobre as ações de projeto a serem consideradas no dimensionamento e análise de estruturas portuárias, no tocante às solicitações devidas à amarração e atracação de embarcações. O estudo buscou fazer um levantamento sobre o assunto na literatura nacional e internacional, com ênfase nas normas técnicas, em especial a NBR 9782/1987, a norma inglesa BS 6349 e a norma alemã EAU 2004, além das recomendações da Permanent International Association of Navigation Congresses (PIANC 2002) e de Mason (Jayme, 1982) em sua publicação Obras Portuárias. Foram estudados os métodos de cálculo dos esforços devido à amarração e atracação de embarcações segundo as diversas referências. Posteriormente realizou-se uma análise comparativa entre os resultados dos esforços obtidos com cada método de cálculo em um estudo de caso de uma estrutura, para o qual é analisada a sua infraestrutura. Os resultados demonstraram uma notável dispersão entre os métodos utilizados nos cálculos, evidenciando uma grande influência do código normativo utilizado para as análises no dimensionamento de estruturas portuárias.

Palavras-chave: estruturas portuárias, amarração, atracação, embarcações.

^a PPGEC – Federal University of Pará, Belém, PA, Brazil;
^b FEC/ITEC – Federal University of Pará, Belém, PA, Brazil.

1. Introdução

A construção de portos e cais encontra-se entre os primeiros grandes empreendimentos da civilização humana. Os antigos dispunham de um grande conhecimento de natureza intuitiva em suas obras portuárias, que, infelizmente, foi perdido no declínio dos impérios e na mudança das costas marítimas. As estruturas portuárias de madeira e pedra construídas a menos de cem anos atrás, gradualmente estão sendo substituídas por estruturas de concreto e aço, que têm estendido as instalações portuárias marítimas para águas mais profundas e em locais expostos. Mesmo assim, os projetistas de portos e cais ainda dependem fortemente do estudo de experiências passadas para refinar a sua análise e práticas de projetos contemporâneos (Gaythwaite, 2004, p. 1).

A engenharia de estruturas portuárias engloba o planejamento, projeto e construção de estruturas ancoradas fixas e estruturas flutuantes fixas ao longo de costas oceânicas e de grandes rios e lagos, além das obras da categoria offshore. A Tabela 1 apresenta uma visão geral dos tipos de estruturas envolvidas neste contexto. Os portos são um dos pontos estratégicos mais importantes da economia de um país, uma vez que grande parte da produção em massa geralmente é escoada através deles (Amador Júnior, 2006, p. 4). As estruturas portuárias são a ligação do transporte terrestre, rodoviário ou ferroviário, com o aquaviário, e nelas é necessário carregar e descarregar os navios com rapidez e eficiência. Alguns profissionais da área técnica dizem que geralmente não há uma ferrovia sem um porto, especialmente tratando-se em ferrovias destinadas predominantemente para transporte de cargas. No projeto de uma estrutura portuária é necessária uma grande quantidade de informações para a concepção de uma solução que seja capaz de atender às demandas de movimentação de carga para a qual esta estrutura será projetada com eficiência e viabilidade técnica e econômica. Inicialmente, estas informações dependem, por sua vez, de algumas características gerais, destacando-se como as mais relevantes: (i) o tipo de carga a ser movi-

mentada no porto/terminal; (ii) os tipos de embarcações que irão operar na área e (iii) as condições ambientais locais.

Para uma melhor compreensão e no intuito de contemplar todos os tipos de estruturas portuárias, sejam elas para portos organizados, terminais especializados ou de carga geral, doravante será utilizado o termo “instalação portuária” para fazer menção às estruturas citadas até o momento.

Os critérios de projeto de instalações portuárias devem ser estabelecidos após a consideração cuidadosa de vários requisitos operacionais, funcionais e de navegação, além das condições ambientais do local e as restrições físicas e legais. A Tabela 2 apresenta um resumo destas considerações.

A Figura 1 apresenta uma generalização das solicitações sob as quais a estrutura de uma instalação portuária está submetida, apresentando o exemplo de um píer. Dentre os elementos listados na Tabela 2, destaca-se a importância da avaliação das ações que os navios e embarcações podem exercer sobre estas estruturas, as quais são objeto de estudo deste trabalho e que se caracterizam essencialmente pelos esforços que os navios transmitem às instalações durante as manobras de atracação e os esforços de fixação dos mesmos, após a atracação.

Sob o primeiro aspecto, deve-se considerar o impacto que os navios exercem contra as instalações portuárias com a consequente transmissão da energia cinética do navio à estrutura e sua transformação em energia de deformação das estruturas e das defensas. Da equivalência entre a energia cinética de impacto dos navios e a energia de deformação, computadas as diversas perdas e outros fatores que influem no processo, pode-se deduzir as forças de impacto para efeitos de dimensionamento das obras e defensas (Mason, 1982, p. 88).

Quanto ao segundo aspecto, isto é, o dos esforços de fixação ou amarração dos navios às instalações portuárias, deve-se levar em conta a ação dos ventos, correntes marítimas e ondas sobre os mesmo, determinando ou avaliando as forças resultantes transmitidas pelos cabos de amarração e seus elementos de fixação.

Tabela 1

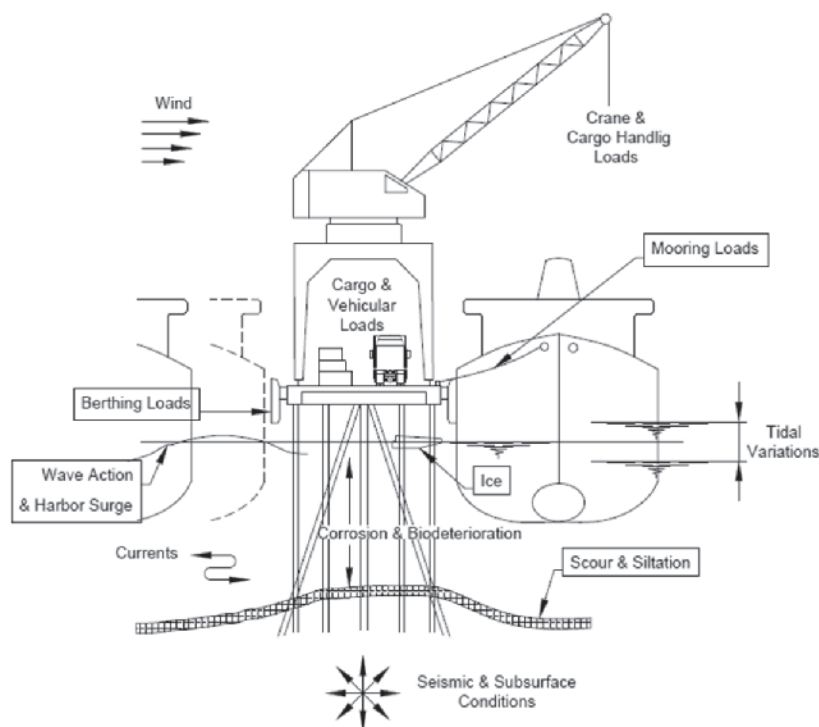
Campo de atuação da engenharia de estruturas portuárias

	Obras costeiras	Portos e cais	Offshore
Objetivo	Proteção da costa	Navegação, atracação e manutenção de embarcações	Extração de recursos naturais (petróleo e gás)
Tipos de projetos	<ul style="list-style-type: none"> * Quebra-mares * Molhes e diques * Espigões * Paredões * Estabilização de encostas * Controle de cheias * Controle de emissão de poluentes 	<ul style="list-style-type: none"> * Dragagem: canais e bacias de evolução * Estruturas de portos e terminais * Estaleiros * Portos para pequenas embarcações * Ancoradouros 	<ul style="list-style-type: none"> * Plataformas fixas * Unidades de perfuração móveis * Ancoradouros * Tubovias submersas * Terminais offshore's
Subitens relacionados	<ul style="list-style-type: none"> * Monitoração costeira * Levantamento hidrológico * Desenvolvimento portuário 	<ul style="list-style-type: none"> * Bacias de evolução * Vias navegáveis interiores * Instalações portuárias industriais * Desenvolvimento portuário 	<ul style="list-style-type: none"> * Exploração * Bóias e sinalização offshore * Agitação do mar

Tabela 2

Considerações gerais para projeto de instalações portuárias

Condições locais	<ul style="list-style-type: none"> • Topografia • Batimetria; Sondagens • Dados subterrâneos: histórico geológico, propriedades do solo, profundidade de rochas, etc. • Sismicidade
Condições ambientais	<ul style="list-style-type: none"> • Meteorologia: normal e extrema, vento, precipitação pluvial, temperatura • Oceanografia/Fluviografia: ondas normais e extremas, maré, correnteza, gelo, propriedades físicas e químicas da água, seiches ou ondas portuárias, etc. • Frequência e probabilidade de tempestades
Considerações operacionais	<ul style="list-style-type: none"> • Dados dos navios: tamanho, tipos, frequência e tempo de ocupação na atracação, requisitos de cargas e serviços • Dados de veículos: tamanho, tipos, capacidade, dimensões de operação (raio de giro, etc) • Vias férreas: guindastes, carregadores, ferrovias, capacidades de carga, pesos, bitola, velocidade, alcance e tempo de retorno, etc. • Equipamentos especiais: cabeços de amarração, guinchos, cabestrantes, braços de carga, linhas de produtos, etc. • Serviços e utilidades, acesso ao continente, sistema de proteção à incêndios e equipamentos de segurança, iluminação e segurança, energia elétrica, instalações hidráulicas. • Área para armazenamento de cargas
Considerações funcionais	<ul style="list-style-type: none"> • Dragagem, correnteza e assoreamento, revolução do leito devido a hélice • Tráfego de navios e sistemas de controle de tráfego (VTS) • Acesso pela terra, isolamento, rodovias, aeroportos, etc. • Práticas de manutenção: proteção catódica, recuperação de danos, etc.
Considerações de navegabilidade	<ul style="list-style-type: none"> • Larguras e profundidades de canais • Condições de aproximação de navios • Equipamentos de navegação • Disponibilidade de rebocadores
Restrições	<ul style="list-style-type: none"> • Linhas de atracação de portos e cais • Regulamentações: padrões de qualidade da água, vazamento de óleo, permissão para dragagem, ocupação, etc. • Permissões e licenças • Oferta de materiais e equipamentos • Instalações existentes: uso inadequado ou limitação de melhorias

**Figura 1**

Cargas generalizadas e fatores ambientais que afetam o projeto de um píer

Os esforços assim estimados servirão de base para verificar a estabilidade e dimensionar as estruturas de amarração.

Os esforços de amarração e atracação são essencialmente esforços horizontais ou com pequenas inclinações com o plano horizontal. No caso das estruturas de instalações portuárias esses esforços são absorvidos pela infraestrutura das mesmas, que são, na sua maioria, compostas por estacas ou estruturas de gravidade. Pode-se observar que os esforços devido à atracação e amarração dos navios dependem diretamente das características e dimensões dos mesmos, sendo, portanto, de fundamental importância a definição do tipo e dimensão do navio de projeto. Uma vez definidos os critérios a serem utilizados no desenvolvimento dos projetos de uma instalação portuária, deve-se definir qual código normativo deverá ser seguido nos cálculos e dimensionamentos da estrutura da mesma. Com tantas variáveis, incertezas e variações extremas dos esforços a serem considerados no dimensionamento de tais estruturas, fica evidente a fundamental importância da escolha do código normativo a ser utilizado como referência para elaboração do projeto.

Os portos brasileiros integram a infraestrutura necessária ao desenvolvimento econômico do país. O Brasil possui 7.367 km de linha costeira voltada para o Oceano Atlântico, que se ampliam para mais de 8.500 km considerando os recortes litorâneos (baías, enseadas, etc) (Alfredini e Arasaki, 2009, p. 3), além de aproximadamente 40.000 km de hidrovias (Moraes, 2008, p. 4). O índice unitário de custo energético do transporte aquaviário é muito inferior aos demais modais de transporte, apresentando uma nítida vantagem, além de ser muito mais eficiente em termos de redução na emissão de CO₂ (ver Tabela 3). Entretanto, o modal hidroviário é ainda pouco explorado no Brasil, mesmo sendo muito mais eficiente economicamente que os demais modais e com a grande oferta de vias navegáveis de que o país dispõe.

Neste contexto, pode-se notar a demanda por instalações portuárias que o país possui, levando em conta a extensa rede de hidrovias que ainda não é explorada. O Programa de Aceleração do Crescimento PAC2, do Governo Federal, prevê o investimento em 71 empreendimentos em 23 portos brasileiros para ampliar, recuperar e modernizar as estruturas visando uma redução nos custos logísticos, a melhora da eficiência operacional, aumento da competitividade das exportações e incentivo ao investimento privado. Um estudo realizado pela USP divulgado em 2014 (Infraestrutura Urbana, 2014) constatou que o valor de investimentos estimados necessários para ajustar a infraestrutura de transportes do Brasil até 2030 é de R\$ 1 trilhão. Embora o país demande elevado número de investimentos no setor portuário e no atual cenário econômico, a literatura técnica nacional sobre o projeto de estruturas portuárias é muito carente, conforme é apresentado no próximo capítulo, sendo de fácil

constatação que as obras didáticas existentes se ocupam, via de regra, dos aspectos hidrodinâmicos, de engenharia de costas ou aspectos operacionais, logísticos e ambientais dos portos. Para fortalecer este argumento cita-se que a norma brasileira sobre o tema, a NBR 9782:1987 – Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais, desde o ano de 1987, como citado na própria descrição, não passa por revisão, e o único livro técnico que aborda especificamente o projeto de estruturas de instalações portuárias no Brasil é o do Prof. Jayme Mason intitulado “Obras Portuárias” cuja última edição foi lançada em 1982.

Com a carência da literatura nacional sobre o assunto e com tantas referências normativas internacionais, julga-se de grande valia um estudo que apresente uma análise sobre os critérios de projeto de instalações portuárias, contribuindo assim para o desenvolvimento de estudos nessa área.

O objetivo geral deste trabalho foi apresentar um estudo sobre as ações de projeto a serem consideradas no dimensionamento e análise de instalações portuárias, com ênfase nas solicitações devido à amarração e atracação de embarcações, através da análise da literatura técnica voltada para o projeto deste tipo de obras, em dois momentos, primeiramente em publicações nacionais, seguido do estudo da literatura internacional, com ênfase nos códigos normativos. Evidentemente não houve a pretensão de se esgotar o estudo sobre as publicações deste tema, principalmente na literatura internacional, a qual é muito vasta sobre o assunto. Foram analisados também artigos técnico-científicos e trabalhos acadêmicos sobre as considerações de projetos de estruturas portuárias. Dentre os códigos normativos não analisados neste trabalho destacam-se a norma japonesa Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan (Normas Técnicas para Portos e Instalações Portuárias no Japão), de 1991, e a espanhola Recomendaciones para Obras Marítimas (Programa ROM) (Programa de Recomendações para Obras Marítimas), de 1990, entre outras existentes sobre o tema.

Como objetivos específicos, buscou-se:

- Apresentar os principais aspectos de cálculo abordados pelos critérios normativos existentes para o projeto de instalações portuárias, estudando os métodos propostos (i) pela NBR 9782:1987 – Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais, (ii) pela BS 6349-1:2000 – Maritime structures – Part 1: Code of practice for general criteria (Estruturas Marítimas – Parte 1: Código de prática para os critérios gerais) e BS 6349-4:2014 – Maritime structures – Part 4: Code of practice for design of fendering and mooring systems (Estruturas Marítimas – Parte 4: Código de prática para projetos de sistemas de defensas e de amarração) (inglesa), (iii) pelo Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways – EAU 2004 (Recomendações do Comitê para Estruturas de Acostagem, Portos e Hidrovias) (Alemanha), (iv) pela Permanent International Association of Navigation Congresses – PIANC 2002 (Associação Internacional Permanente dos Congressos de Navegação), além do (v) apresentado por Mason (Jaime, 1982) em sua publicação Obras Portuárias, restringindo-se à análise das cargas devido à amarração e atracação de embarcações, não tendo estudado os esforços devido a veículos, cargas devido ao gelo, sismos, etc, por exemplo;
- Realizar a aplicação dos métodos de cálculo em um estudo de caso de instalação portuária. O estudo de caso trata-se de uma linha de dolphins projetada para operar com navios de grandes vegetais sólidos com 60.000 TPB, compostos de bloco de concreto armado e estacas de concreto protendido com seção

Tabela 3
Comparação entre os principais modais de transporte

Modos de transporte	Índice unitário de custo energético	Emissão de CO ₂ ton/km (g)
Aquaviário	1	3
Ferroviário	3	20
Rodoviário	6 a 9	50
Aeroviário	15	550



Figura 2
Localização da linha de dolfin – detalhe dos afastamentos

circular vazada, onde foram analisados os resultados obtidos dando-se ênfase à comparação entre os métodos. São apresentados os esforços resultantes na infraestrutura dos dolfin devidos às solicitações calculadas pelos diversos métodos, de modo a permitir a análise da influência de cada um destes;

- Calcular os esforços de amarração e atracação para navios graneleiros com 5.000 TPB até 250.00 TPB para a criação de curvas Porte do Navio X Esforços para cada referência normativa, com o intuito de melhor visualizar a dispersão dos resultados obtidos para cada método;
- Apresentar, ao final do trabalho, subsídios que buscam fornecer auxílio na escolha do método de cálculo a ser utilizado no projeto de uma instalação portuária, em termos de esforços de amarração e atracação.

2. Metodologia de estudo

Realiza-se o estudo dos métodos de cálculo para esforços de amarração a atracação segundo as referências citadas acima, quais são o proposto por Mason (1982), o método da NBR

9782:1987, o da BS 6349-4:1994, o da EAU 2004 e as recomendações da PIANC. Em seguida é feita uma análise sobre os principais aspectos da cada um dos métodos e efetuada a aplicação dos mesmos em um estudo de caso de instalação portuária.

O estudo de caso trata-se de uma linha de dolfin projetada para operar com navios de granéis vegetais sólidos com 60.000 TPB, compostos de bloco de concreto e estacas de concreto protendido com seção circular vazada. São apresentados os esforços resultantes na infraestrutura dos mesmos devidos às solicitações calculadas pelos diversos métodos.

A seguir é realizada uma análise dos resultados obtidos dando ênfase à comparação entre os métodos, buscando fornecer subsídios que permitam auxiliar na escolha do método de cálculo a ser utilizado no projeto de uma instalação portuária, em termos de esforços de amarração e atracação.

Posteriormente é realizado o cálculo dos esforços de amarração e atracação para navios com porte de 15.000 TPB até 280.00 TPB para a criação de curvas Porte do Navio X Esforços para cada referência normativa, com o intuito de melhor visualizar a dispersão dos resultados obtidos para cada método.

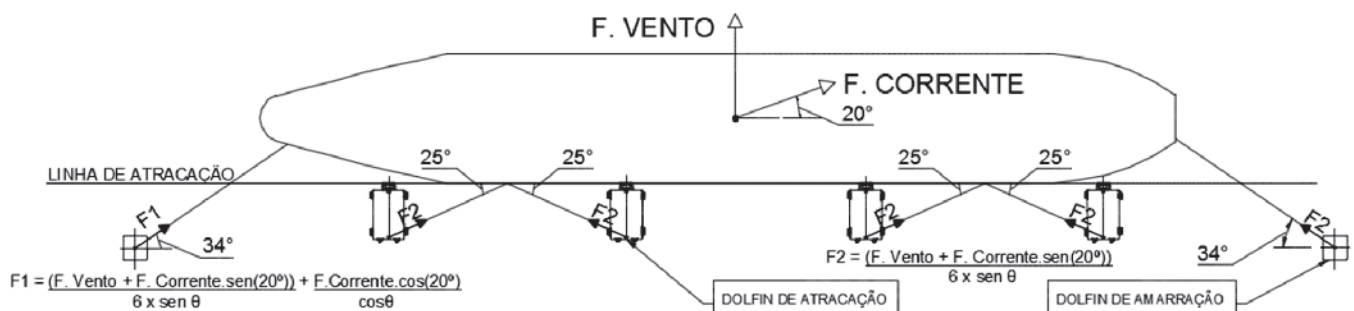


Figura 3
Caso de carga 1 na amarração do navio

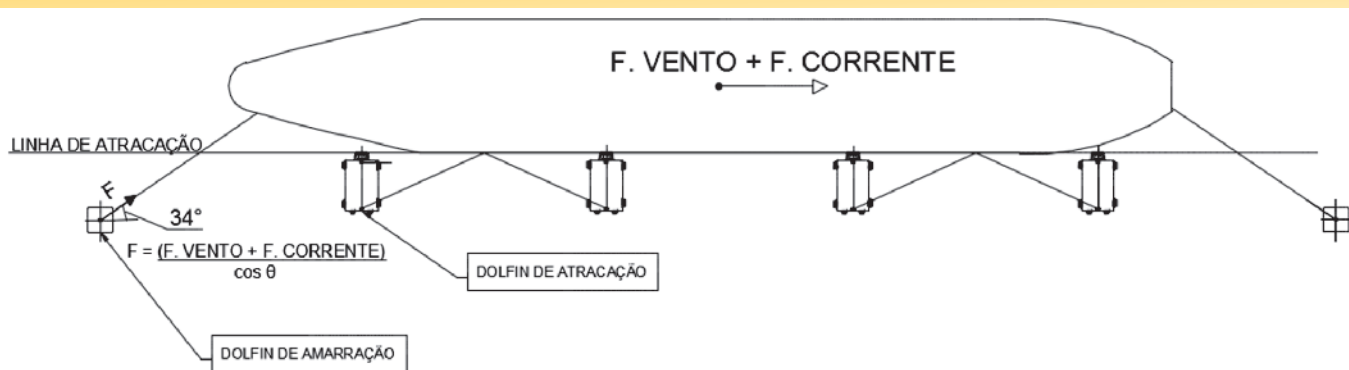


Figura 4
 Caso de carga 2 na amarração do navio – Configuração 1

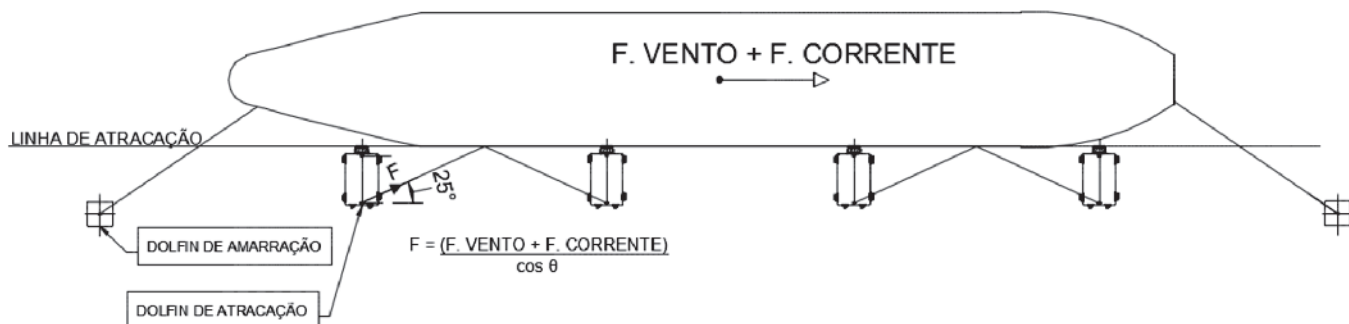


Figura 5
 Caso de carga 2 na amarração do navio – Configuração 2

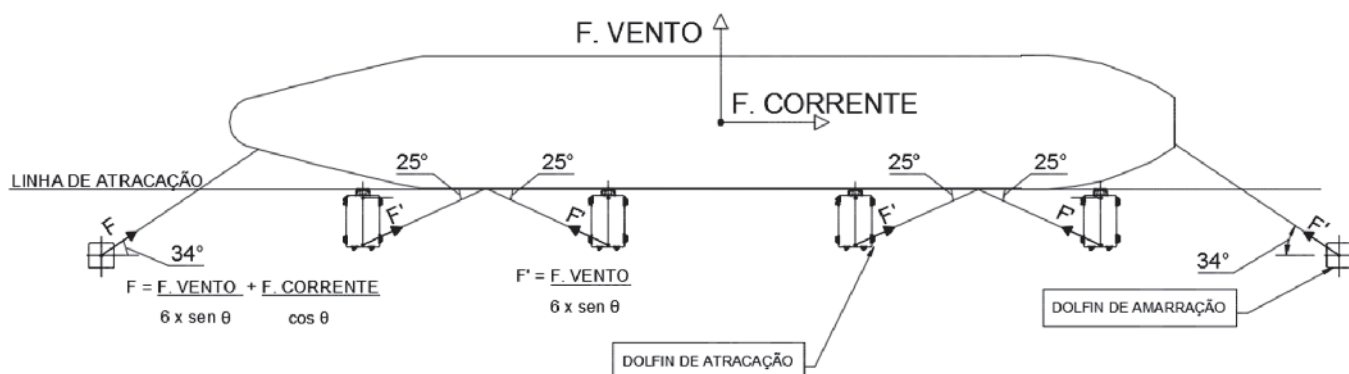


Figura 6
 Caso de carga 3 na amarração do navio

3. Resultados e discussões

O estudo de caso deste trabalho refere-se a uma instalação portuária fluvial, integrante de um terminal concebido para operar com a movimentação de grãos sólidos de origem vegetal (soja e milho), recebendo o produto por via rodoviária e expedindo-o através de navios, e ser implantado às margens do Rio Amazonas na cidade de Santarém – PA.

De acordo com a concepção do recebimento de cargas do terminal, este possuirá 1 (um) berço para atracação de navios graneleiros do tipo Panamax de 60.000 TPB e 12,00 m de calado, composto por 4 (quatro) dolfin de atracação e 2 (dois) dolfin de amarração, dispostos em linha (ver Figura 2). Para esta configuração, considerou-se no projeto conceitual a utilização de 3 (três) torres de carregamento com capacidade nominal de 3.000 t/h.

A direção da correnteza do Rio Amazonas é alinhada com a linha

de dolfin, entretanto, para obtenção dos esforços de amarração adotou-se uma inclinação na direção da corrente de 20° com o eixo longitudinal do navio, conforme recomendação mínima da NBR 9782. Para tanto, foram estabelecidos 5 (cinco) casos de cargas distintos, para os quais foram consideradas as diversas possibilidades de ocorrência das combinações do vento e da corrente. O vento foi considerado atuando na direção longitudinal e transversal ao navio, em momentos distintos. Para a corrente, assumiu-se a incidência desta em dois momentos distintos, quais sejam (i) na direção longitudinal ao navio e (ii) com uma inclinação de 20° com o eixo longitudinal do navio. Quando a corrente atua na direção inclinada a 20° com o eixo longitudinal do navio, são consideradas as componentes transversal e longitudinal da força devida à corrente na realização dos cálculos dos esforços resultantes. Estabeleceu-se um esquema de amarração de referência para os navios que atracarão nos dolfin, que, por sua vez, permitiu obter as

inclinações horizontais e verticais dos cabos de amarração. As inclinações horizontais dos cabos dependem deste esquema de amarração adotado, e as inclinações verticais dependem deste esquema de amarração, do NA do rio e da condição de carregamento do navio. A seguir apresentam-se estas inclinações obtidas. Para as inclinações verticais, foram consideradas as situações do navio vazio e totalmente carregado, combinadas com o NA máximo e mínimo do rio.

A Figura 3 apresenta o Caso 1 da amarração, no qual se considera a força do vento atuando na direção transversal ao navio e a força da correnteza atuando em uma direção inclinada a 20° do eixo longitudinal do navio. Neste caso, a força do vento e a componente transversal da corrente são divididas em 6 (seis) cabeços de amarração, e a componente longitudinal da corrente é lançada em um cabo apenas, qual seja o lançante de proa, ligado a um dolfin de atracação.

A Figura 4 apresenta o Caso 2 da amarração, no qual se consideram as forças do vento e da correnteza atuando na direção longitudinal ao navio, lançadas em 1 (um) cabeço de amarração, na sua Configuração 1, que considera os esforços lançados no cabeço de um dolfin de amarração.

A Figura 5 apresenta o Caso 2 da amarração na sua Configuração 2, que considera os esforços lançados no cabeço de um dolfin de atracação.

A Figura 6 apresenta o Caso 3 da amarração, no qual se adota a força do vento atuando na direção transversal ao navio, dividida em 6 (seis) cabeços de amarração e a força da correnteza atuando na direção longitudinal ao navio, lançada em 1 (um) cabeço de um dolfin de amarração.

A Figura 7 apresenta o Caso 4 da amarração, no qual se considera a força do vento atuando na direção transversal ao navio, em sentido invertido (empurrando os dolfins), e a força da correnteza atuando em uma direção inclinada a 20° do eixo longitudinal do navio. Neste caso, a força do vento e a componente transversal da corrente (que empurram os dolfins) são divididas em 2 (dois) dolfins de atracação e a componente longitudinal da corrente é lançada em um cabo apenas, qual seja o lançante de proa, ligado a um dolfin de atracação.

A Figura 8 apresenta o Caso 5 da amarração, no qual se considera a força do vento atuando no sentido transversal ao navio, em

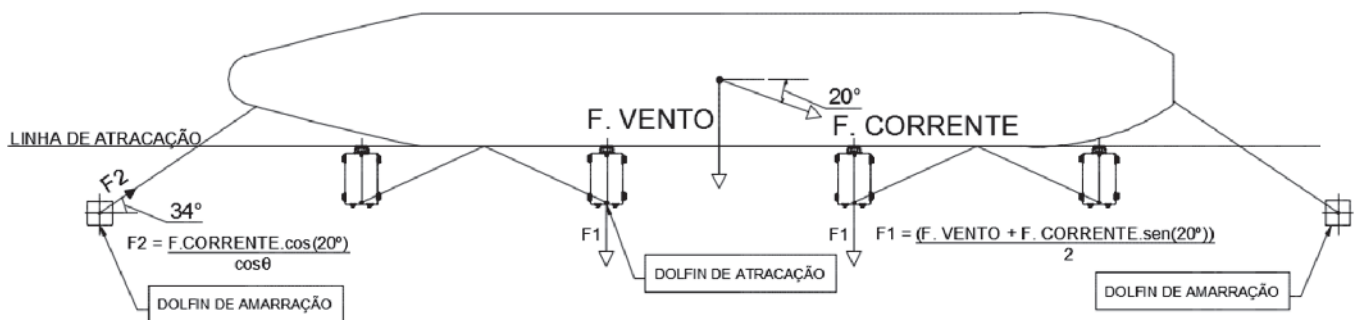


Figura 7
Caso de carga 4 na amarração do navio

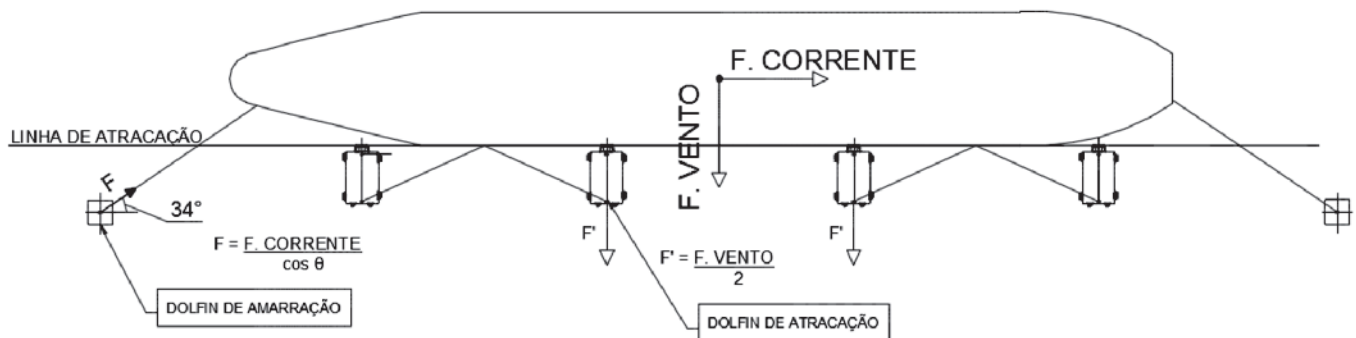


Figura 8
Caso de carga 5 na amarração do navio

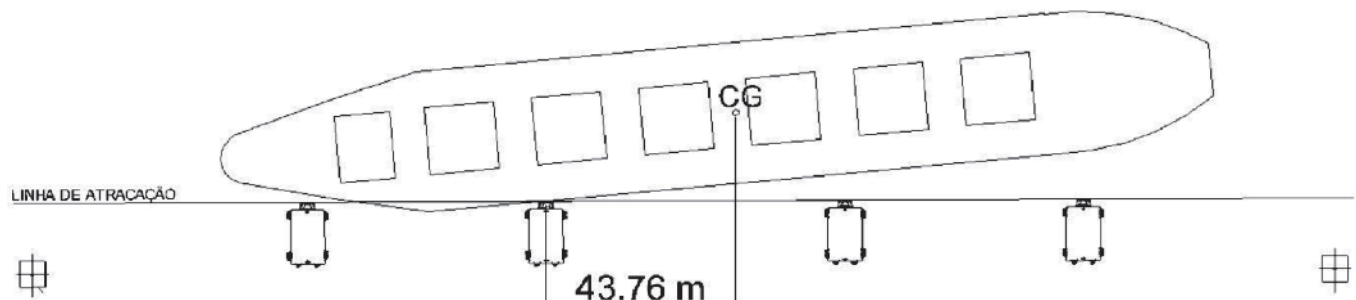


Figura 9
Simulação da atracação do navio nos dolfins

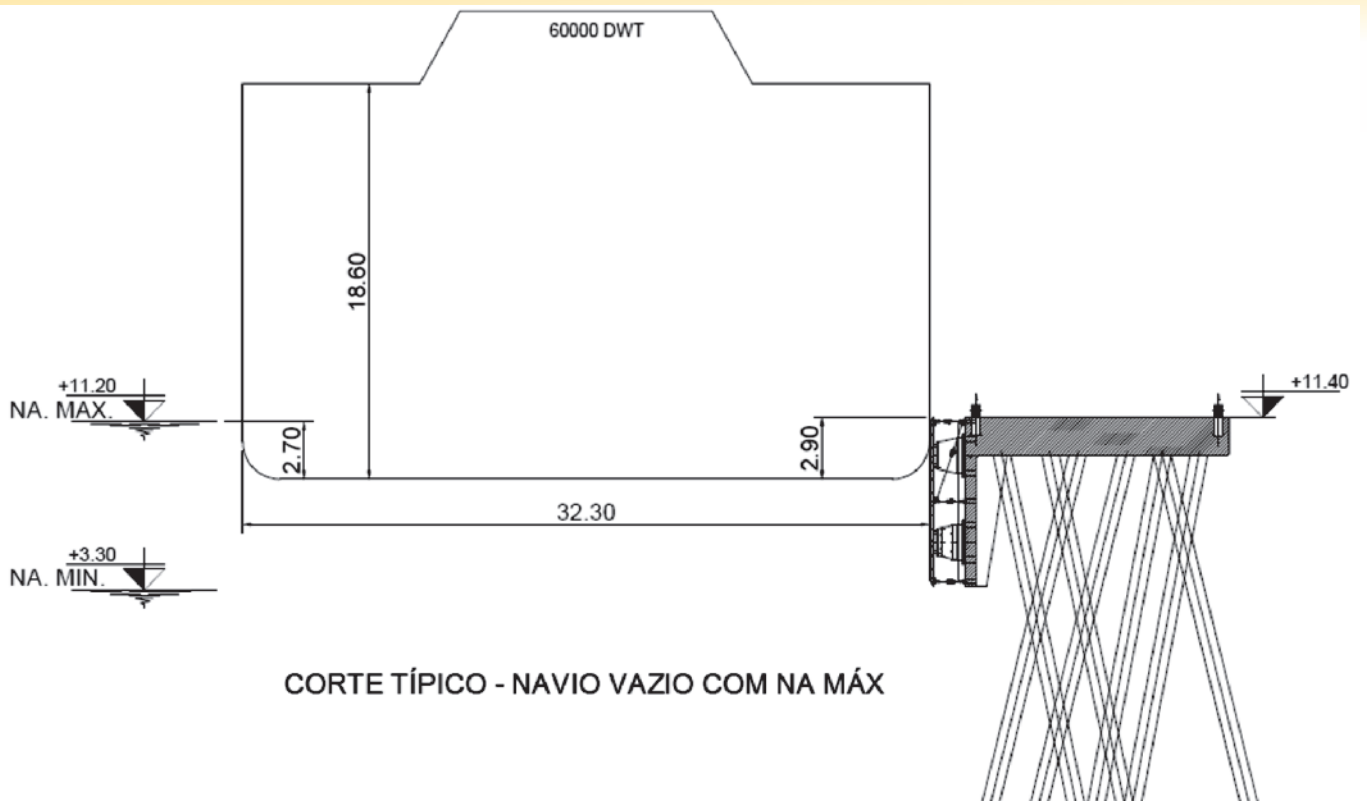


Figura 10
Corte transversal na situação do navio vazio com NA máx

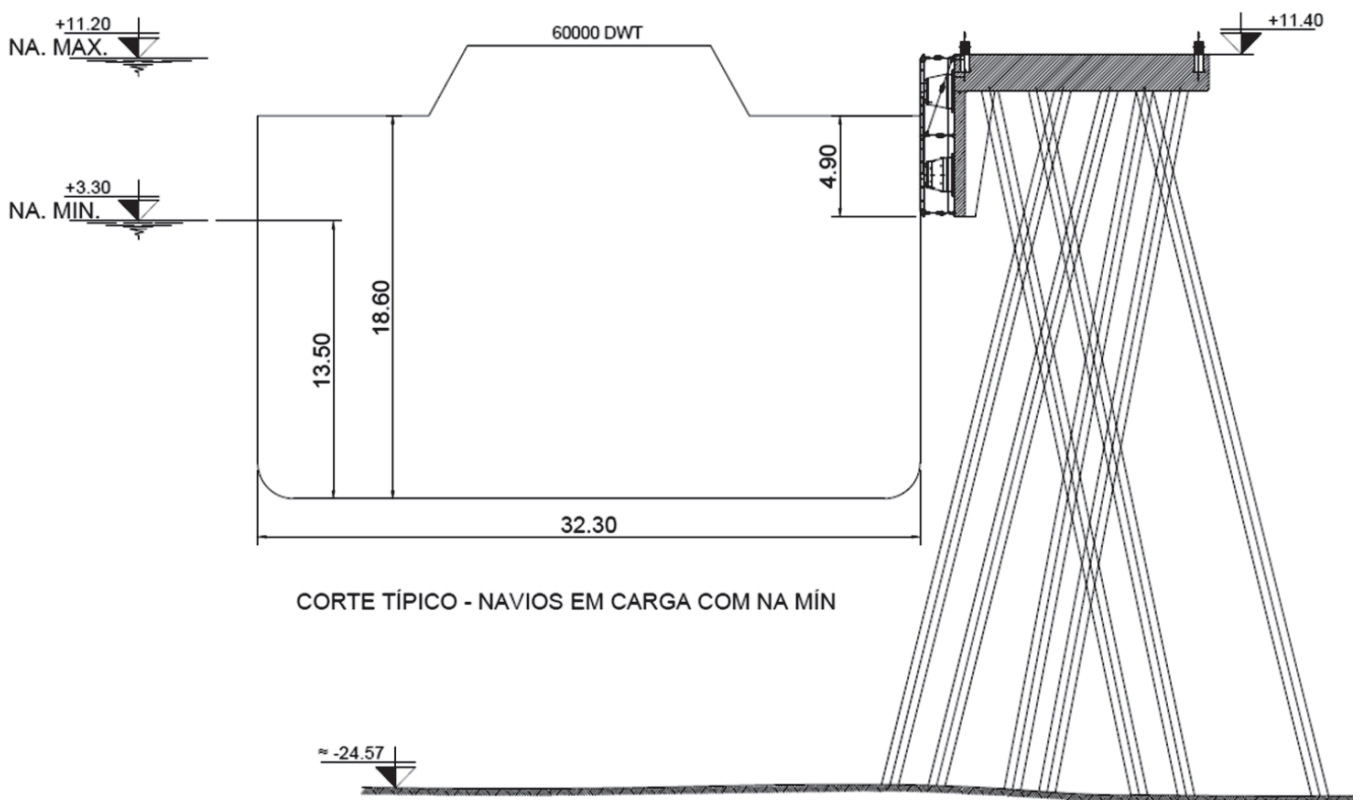


Figura 11
Corte transversal na situação do navio em carga com NA mín

sentido invertido (empurrando os dolphins), dividida em 2 (dois) dolphins de atracação e a força da correnteza atuando no sentido longitudinal ao navio, lançada em 1 (um) cabeça de um dolphin de amarração.

Para a obtenção dos esforços de atracação, foi adotada uma simulação da atracação do navio na linha de dolphins, a qual serviu como base para cálculo do coeficiente de excentricidade C_E utilizado nos cálculos da energia de atracação, conforme apresentado na Figura 9.

A Figura 10 e a Figura 11 apresentam as vistas dos cortes transversais para as situações críticas para as defensas, quais sejam o navio vazio com o NA máximo e o navio em carga com o NA mínimo.

3.1 Esforços de amarração

As Figuras 12 e 13 apresentam os esforços de amarração resultantes

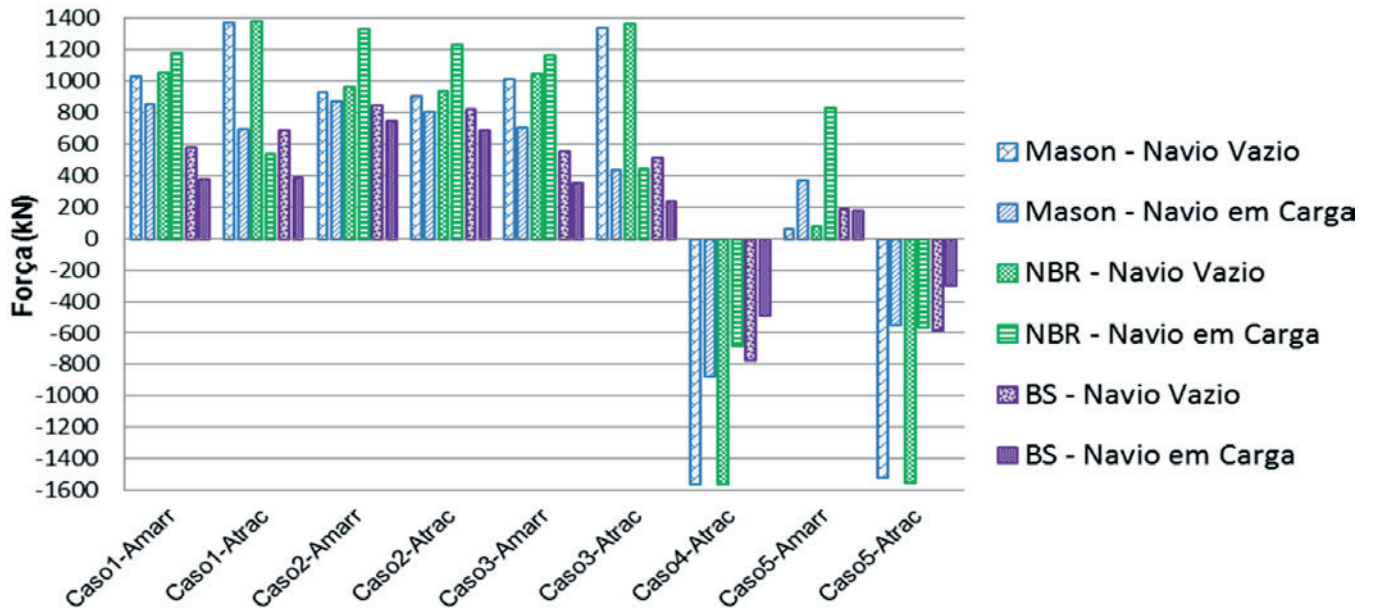


Figura 12
Esforços de amarração p/ NA Máx, por método

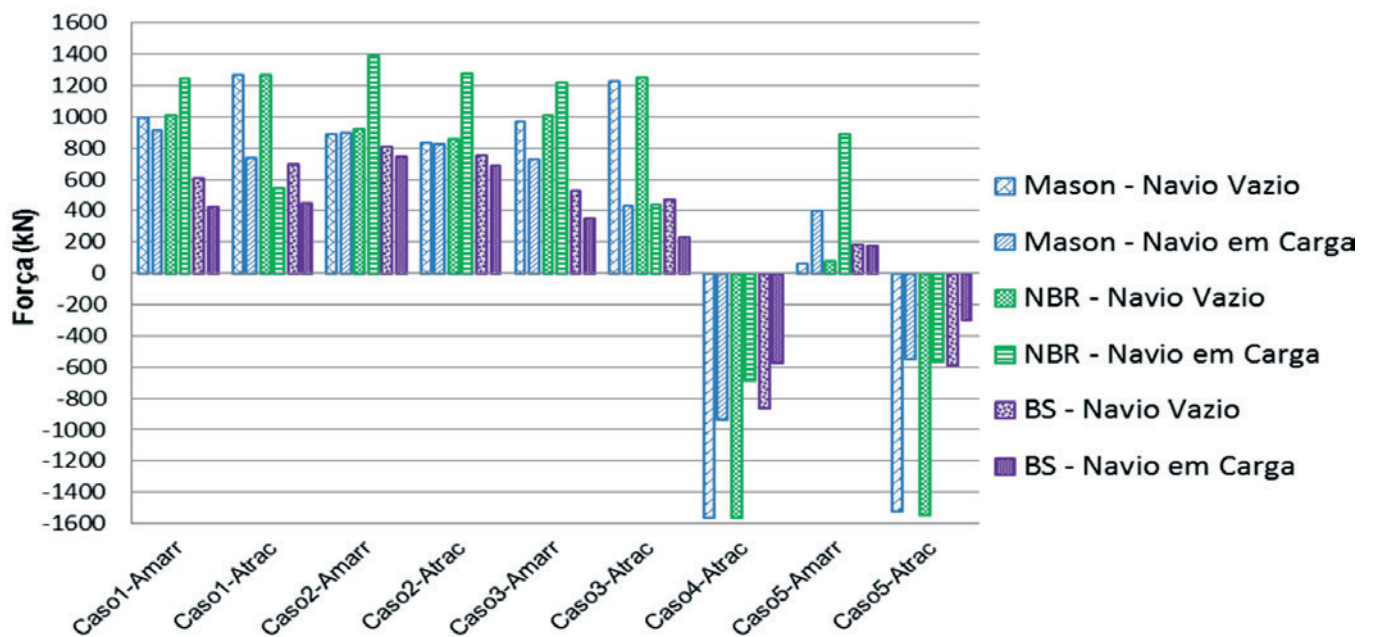


Figura 13
Esforços de amarração p/ NA Mín, por método

Tabela 4

Maximum loads on dolphins due to mooring for each cable gradient or position, by method

Cargas máximas (kN)					
Dolphin / Método	Posição/Inclinação do cabo de amarração ou carga				
	A : NA Máx navio vazio	B: NA Máx navio em carga	C: NA Mín navio vazio	D: NA Mín navio em carga	E: horizontal invertido
Dolphins de amarração / Envoltória	1053,53	1336,26	1013,53	1394,48	-
Dolphins de atracação / Envoltória	1379,34	1230,77	1267,38	1280,41	-1559,00
Dolphin atracação / Mason	1378,22	802,56	1267,38	825,61	-1557,00
Dolphin atracação / NBR 9782	1379,34	1230,77	1266,35	1280,41	-1558,00
Dolphin atracação / BS 6349	826,24	691,90	758,56	688,68	-775,13

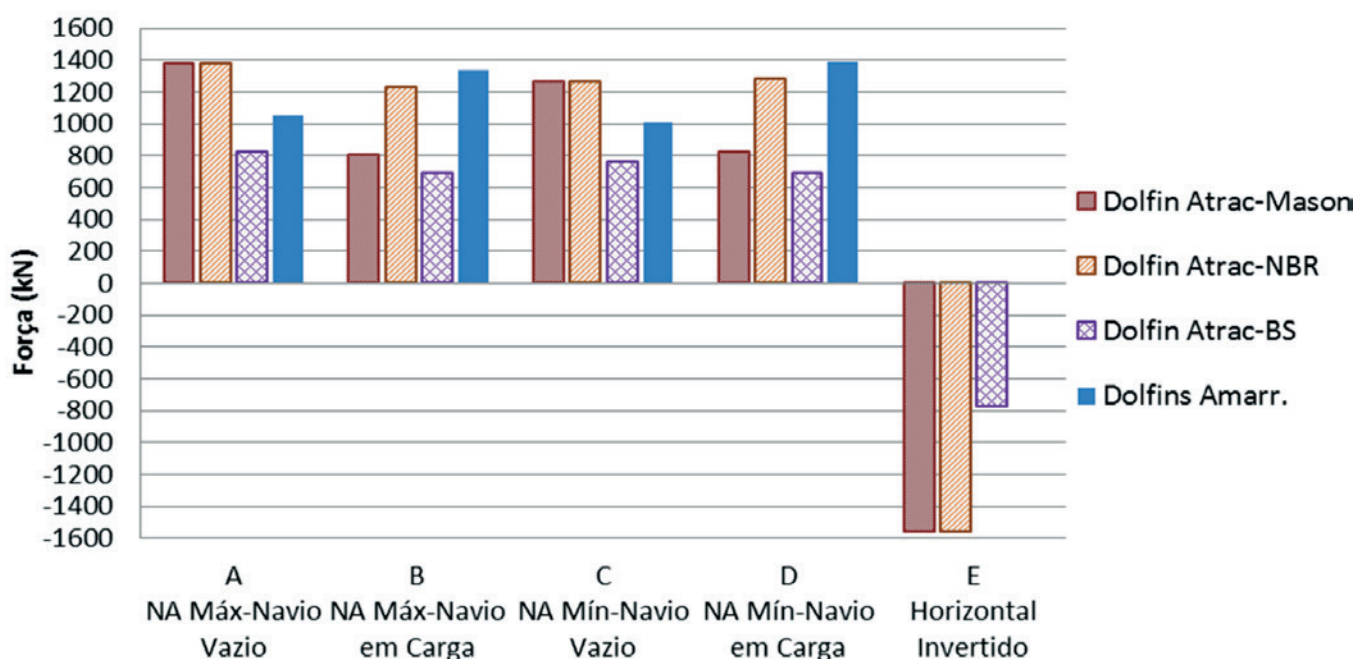


Figura 14

Cargas máximas nos Dolphins devido à amarração para cada inclinação de cabo ou posição, por método

para cada método estudado, por caso de carga e tipo de dolphin. Os cálculos foram efetuados para duas situações extremas, quais são a com o NA máximo e com o NA mínimo no rio. No eixo horizontal das referidas figuras, a identificação da amostra refere-se ao caso de amarração em estudo (Caso 1, Caso 2, etc) seguido da identificação do dolphin analisado, isto é, dolphin de amarração ou de atracação.

Estes resultados representam a força no cabo de amarração já considerando as suas inclinações horizontais e verticais, com exceção das colunas denominadas “Caso4-Atrac” e “Caso 5-Atrac” onde o resultado representa a força aplicada diretamente no dolphin de atracação com o sentido oposto àquele das forças nos cabos, razão pela qual são representados com o sinal negativo.

Analisando as Figuras 12 e 13 pode-se observar que o método da NBR 9782 conduz aos maiores resultados de esforços de amar-

ração em termos de esforço máximo para cada caso de carga, tendo sido obtido o maior esforço em um cabo de amarração para o Caso 2 no Dolphin de Amarração para a situação do NA mínimo com o navio vazio.

Os resultados fornecidos pelo método apresentado por Mason (1982) ficam, em geral, muito próximos aos resultados obtidos pelo método da NBR 9782. Já os resultados obtidos pelo método da BS 6349 conduzem aos menores resultados, com exceção do Caso 5 para o dolphin de amarração na situação do navio vazio, isto porque esta referência não diferencia, para o cálculo da força devida à corrente, as situações do navio vazio da do navio em carga. A Tabela 4 e a Figura 14 apresentam os resultados das cargas máximas obtidas para cada situação de posição da carga solicitante estudadas, para cada método, nos dolphins de atracação, isto é, o maior esforço obtido dentre os cinco casos de carga estudados

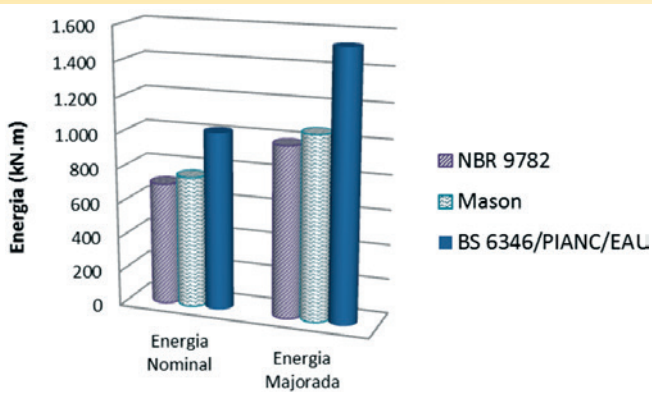


Figura 15
Energia de atracação calculada por método

na amarração do navio para cada posição de atuação da carga considerada (NA Máx. com Navio Vazio, NA Máx. com Navio em Carga, etc), e a carga máxima obtida entre os três métodos para o delfim de amarração. Pode-se observar que em todos os casos os resultados obtidos pelo método da BS 6349 são os menores obtidos. O método da NBR 9782 conduz aos maiores resultados para as situações do navio em carga, seguido do resultado obtido pelo método apresentado por Mason (1982). Já para os casos do navio vazio e Horizontal Invertido os resultados obtidos pelo método da NBR 9782 e pelo apresentado por Mason (1982) são praticamente iguais.

3.2 Esforços de atracação

A Figura 15 apresenta os resultados da energia de atracação calculada para cada método estudado.

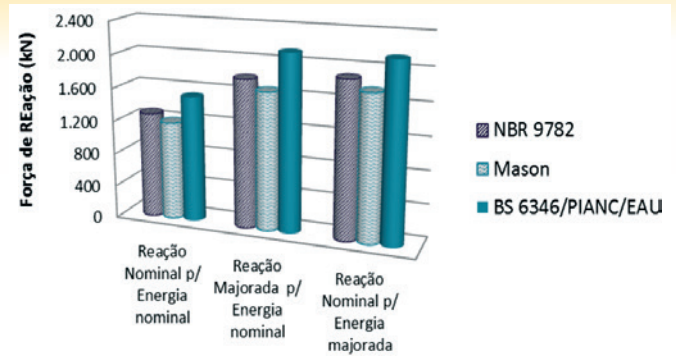


Figura 16
Forças de reação devidas à atracação por método

Para absorver a energia nominal máxima foi adotado um sistema de defensas tipo Cônica SCN 1300H - E1.9 ($E_r=1023$ kN.m ; $R_r=1522$ kN) e para a energia majorada máxima um sistema de defensas tipo Cônica SCN 1400H - E2.7 ($E_r=1554$ kN.m ; $R_r=2141$ kN).

A Figura 16 apresenta as forças de reação oriundas de cada energia calculada para três situações, quais sejam a Reação Nominal para a Energia Nominal, a Reação Majorada para a Energia Nominal e a Reação Nominal para a Energia Majorada.

Analisando os resultados dos esforços de atracação apresentados nas Figuras 15 e 16, podem-se destacar as observações a seguir. O método de cálculo da BS 6349 (PIANC/EAU 2004) conduz a resultados de energia de atracação nominal superiores ao demais método, ficando 45,2 % maior que o resultado fornecido pela NBR 9782 e 35 % maior que o apresentado por Mason (1982), para as energias de atracação nominais.

Para as energias de atracação majoradas pelos respectivos

Esforços devidos à Amarração X TPB Navios Graneleiros 95%

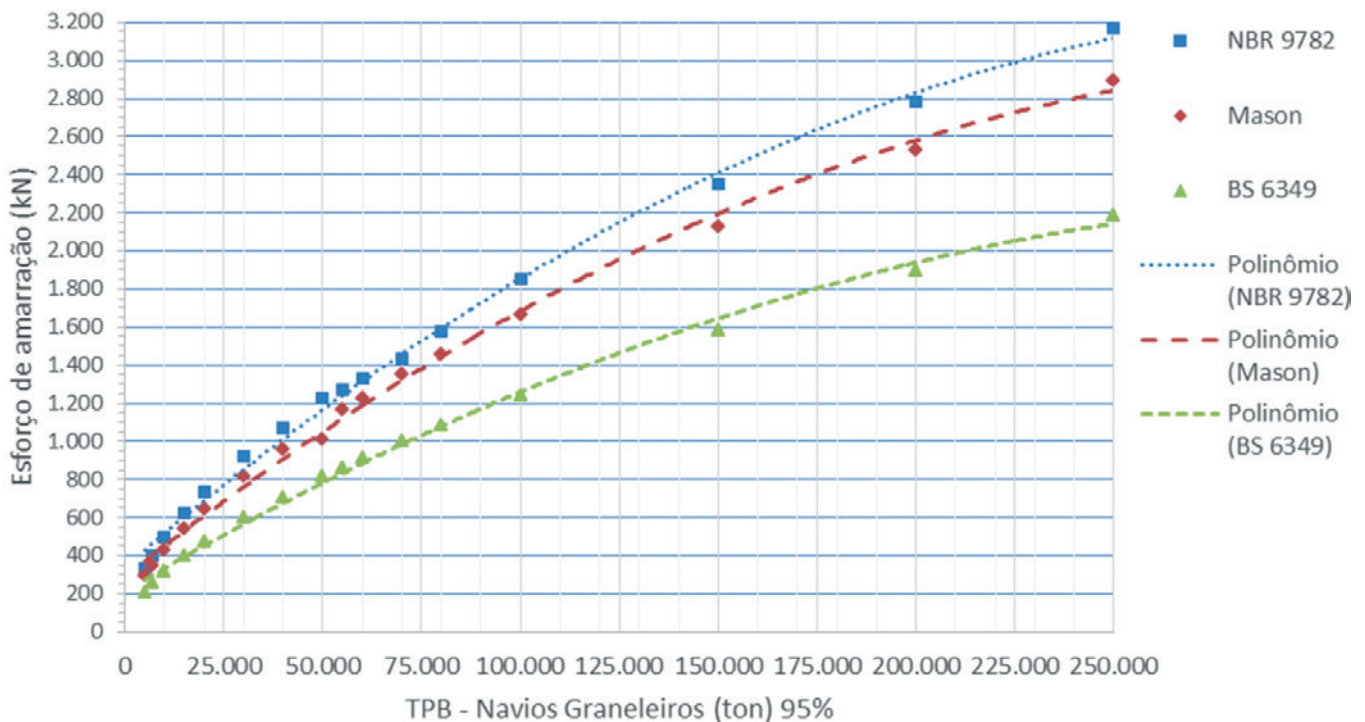


Figura 17
Esforços de amarração X TPB do Navio

coeficientes de cada referência, as diferenças entre o resultado fornecido pela BS 6349 para o resultado fornecido pela NBR 9782 e por Mason (1982) são de 55,6 % e 44,6 %, respectivamente.

Em termos de força de reação, considerando as reações oriundas do sistema de defensas adotado para a obra e o seu respectivo diagrama de energia, as diferenças entre o resultado fornecido pela BS 6349 para o resultado fornecido pela NBR 9782 e por Mason (1982) são de 19,0 % e 28,2 %, respectivamente, para a reação devida à energia nominal.

Para a reação devida à energia majorada, estas diferenças caem para 13,6 % sobre o resultado fornecido pela NBR 9782 e 22,0 % sobre o resultado obtido por Mason (1982).

Considerando os valores obtidos nas duas situações a saber: (i) reação majorada do coeficiente adotado pela referência, oriunda da energia de atracação nominal, e (ii) reação nominal oriunda da energia de atracação majorada do coeficiente adotado pela referência; pode-se observar que a diferença entre estes valores obtidos através do método da BS 6349 é de 0,479 %, através do método da NBR 9782 é de 5,263 % e através do método apresentado por Mason (1982) é de 5,631 %. Tendo em vistas estas pequenas diferenças resultantes, nota-se que é mais interessante adotar a defesa que foi selecionada para a energia de atracação majorada, pois assim garante-se um fator de segurança sobre o dimensionamento da defesa e também sobre o dimensionamento da estrutura da instalação portuária.

Ressalta-se que embora a energia de atracação obtida pelo método da NBR 9782 tenha sido a menor entre as três, a força de reação oriunda desta energia é a segunda maior, ficando acima do valor obtido pelo método apresentado por Mason (1982). Isto se deve ao diagrama de energia da defesa adotada, que conduz a reações maiores para o nível de energia obtido pelo método da

NBR 9782 do que aquelas obtidas para a energia oriunda do método apresentado por Mason (1982).

3.3 Esforços de Amarração e Energia de Atracação X Porte do Navio

Nesta seção são apresentados gráficos com informações sobre a energia de atracação e esforços de amarração nominais calculados de acordo com cada método, em função do porte do navio, para navios graneleiros de 5.000 TPB a 250.000 TPB, de modo a permitir uma melhor visualização dos resultados obtidos para cada método. Estes esforços foram obtidos a partir do cálculo para cada navio estudado aplicado ao mesmo estudo de caso da linha de dolphins.

A Figura 17 apresenta os resultados dos esforços de amarração obtidos nos cálculos. O resultado aqui apresentado representa o maior valor obtido entre as 4 (quatro) situações de combinação do NA do rio com a situação de carga do navio estudados, não sendo representado o resultado oriundo dos casos em que o navio empurra o dolphin, tendo em vista que a força de reação devida à atracação supera este valor.

Observar-se que o método da NBR 9782 conduz aos maiores resultados entre os três métodos estudados, seguido do método apresentado por Mason (1982), que fornece resultados em média 11 % menores que os da NBR 9782. O método da BS 6349 fornece os menores resultados, os quais são, em média, 33 % menores que os fornecidos pelo método da NBR 9782.

A Figura 18 apresenta os resultados da energia de atracação nominal obtida para cada método, em cada navio estudado.

Para a energia de atracação, observa-se que o método de cálculo da BS 6349 fornece os maiores resultados, sendo estes em média

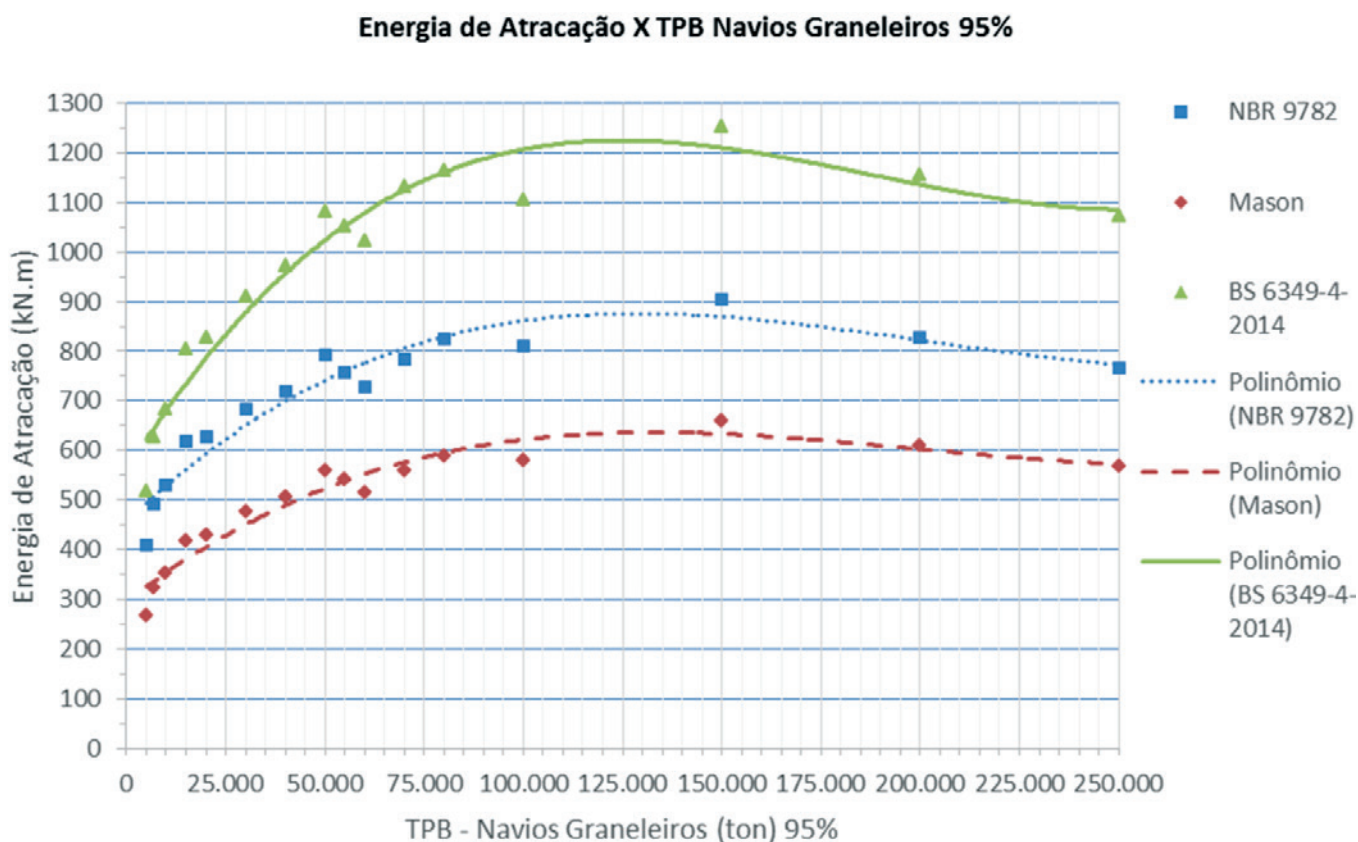


Figura 18 Energia de atracação nominal X TPB do Navio

36 % maiores que os fornecidos pelo método da NBR 9782 e 93 % maiores que aqueles fornecidos pelo método apresentado por Mason (1982).

Nota-se que o aumento do porte do navio não necessariamente aumenta a energia de atracação, pois com o aumento do porte do navio deve-se reduzir a velocidade de atracação até o limite de 0,08 m/s para navios a partir de 240.000 TPB. Isto pode ser observado a partir das energias obtidas para navios a partir de 40.000 TPB.

Uma razão que possa justificar a diferença obtida entre resultados fornecidos pelas normas europeias e os resultados fornecidos pelo método da NBR 9782 e pelo proposto por Mason (1982), é o fato de que as normas europeias são atuais e consideraram o avanço da indústria naval, que permitiu, por sua vez, a construção de navios com capacidade de carga maiores que os existentes à época da elaboração da norma brasileira e da realização do estudo de Mason (1982).

Ressalta-se que nos cálculos realizados para obtenção do gráfico apresentado na Figura 18 foram utilizados os mesmos parâmetros para os três métodos, de modo a analisá-los sem a influência de mudança de parâmetros externos ao método, como por exemplo, a velocidade de aproximação do navio. Este comentário visa esclarecer a diferença do resultado da energia de atracação calculada pelo método proposto por Mason (1982) mostrada no gráfico para o navio com 60.000 TPB daquele apresentado Figura 15, visto que no cálculo mostrado no referido item foram consideradas as recomendações do autor para a velocidade de aproximação e do coeficiente de redução, que conduziram a um resultado superior ao apresentado aqui.

4. Conclusões

Para os esforços de amarração observou-se uma grande dispersão nos resultados apresentados pelos métodos estudados. Os resultados obtidos no estudo de caso para este tipo de esforço pelo método da NBR 9782 e pelo método apresentado por Mason (1982) forneceram resultados próximos entre si. Os resultados obtidos através do método da BS 6349 forneceram resultados em média 44 % menores que os obtidos pelos outros métodos, para o estudo de caso. No estudo da curva Esforços devidos à Amarração X TPB do navio, os resultados obtidos pelo método da NBR 9782 forneceram os maiores resultados, sendo em média 12 % maiores que aqueles obtidos pelo método apresentado por Mason (1982) e 51 % maior que os resultados fornecidos pelo método da BS 6349, que forneceu os menores resultados.

Julga-se necessário calcular os esforços de amarração segundo as 3 (três) referências e adotar os maiores resultados, em uma análise mais conservadora, visto que a consideração dos coeficientes de forma para as forças de vento e corrente podem variar em uma faixa de valores que podem conduzir a resultados de até 2 vezes os resultados inferiores. A norma brasileira NBR 9782 mostrou-se a mais conservadora, fornecendo os maiores resultados para os esforços de amarração, sendo avaliada como a mais adequada quando da intenção de se elaborar um projeto que considere reduzidos riscos de acidente. Julga-se necessário ainda, quando possível, a realização de estudos em modelos reduzidos para estimar as forças devidas à amarração e ajustar os coeficientes de forma resultantes.

Para os esforços de atracação pôde-se verificar que o método proposto pelas normas europeias (BS 6349, PIANC e EAU 2004) conduzem a valores significativamente superiores aos métodos propostos pela NBR e por Mason, sendo o valor obtido pelo método da NBR o menor entre os três, para o estudo de

caso. No estudo da curva Energia de Atracação X TPB do Navio, os resultados obtidos pelo método da NBR 9782 fornecem resultados em média 26 % menores que aqueles obtidos pelas normas europeias, enquanto que para os resultados obtidos pelo método apresentado por Mason (1982) a diferença é de 48 % em média, em termos de energia de atracação. Pôde-se auferir que é mais interessante adotar o sistema de defensas que foi selecionado para a energia de atracação majorada, pois assim garante-se um fator de segurança sobre o dimensionamento das defensas e também sobre o dimensionamento da estrutura da instalação portuária. Deste modo, julga-se mais apropriado utilizar as normas europeias para o cálculo da energia de atracação e para o dimensionamento do sistema de defensas, tendo em vista os resultados obtidos e o fato de serem normas atuais, a exemplo da inglesa BS 6349-4 cuja última versão é de 2014.

Em termos de esforços internos nos elementos estruturais, pôde-se observar que embora o método da norma inglesa BS 6349 conduza às menores forças de amarração calculadas, devido à geometria dos dolphins e à direção das cargas de amarração e atracação, as maiores forças axiais de compressão são ocasionadas pela reação oriunda da energia de atracação calculada pelo método da BS 6349, e as forças resultantes da amarração calculadas pelo método da norma NBR 9782 e pelo método apresentado por Mason (1982) causam os maiores esforços de tração nas estacas, sendo quase alcançados pelos esforços causados pela reação oriunda da energia de atracação calculada pelo método da BS 6349.

5. Referências bibliográficas

- [1] ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 9782:1987 – Ações em Estruturas Portuárias, Marítimas ou Fluviais. Rio de Janeiro, 1987.
- [2] ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- [3] ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] Alfredini, Paolo. Obras e gestão de portos e costas: a técnica aliada ao enfoque logístico e ambiental / Paolo Alfredini, Emilia Arasaki – 2ª ed. – São Paulo: Blucher, 2009.
- [5] Amador Júnior, Wellington José. Projeto do Pier de um Terminal de Contêineres – Estudo de Caso. 2006. 49 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.
- [6] Amendola, Guilherme Guerra. Projeto Conceitual e Análise do Estaqueamento de um Pier. 2010. 76 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2010.
- [7] Blok, J.J.; Brozius, L.H.; Dekker, J.N. The Impact Loads of Ships Colliding With Fixed Structures. In: 15th Annual OTC in Houston, Texas, 1983. Proceedings. Offshore Technology Conference, 1983. p. 231-240.
- [8] British Standard. BS 6349-4:2014 - Maritime structures — Part 4: Code of practice for design of fendering and mooring systems (Reino Unido).
- [9] Christan, Priscila de. Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos. 2012. 192 f. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR. Curitiba, 2012.
- [10] CopabInfra. Catálogo técnico de defensas, 2013.

- [11] Costa, Vasco. The berthing ship. The effect of impact on the design of fenders and other structure. The Dock and Harbour Authority, 1964.
- [12] Davisson, M. T.; Robinson. K. E. Apud Veloso, Dirceu Alencar. Fundações, volume 2 : fundações profundas / Dirceu de Alencar Veloso, Francisco de Rezende Lopes. – Nova Ed. – São Paulo : Oficina de Textos, 2010.
- [13] Dynamis Techne, Acervo Técnico, 2013.
- [14] Fanti. Fábio Dollinger. Concepção, métodos construtivos e dimensionamento de terminais para contêineres. 2007. 171 f. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.
- [15] Gaythwaite, John. Design of marine facilities for the berthing, mooring, and repair of vessels / John W. Gaythwaite. – [2nd ed.]. Reston: American Society of Civil Engineers, 2004.
- [16] Governo Federal. PAC2. Disponível em <<http://www.pac.gov.br/transportes/portos>>. Acesso em 03/12/2014.
- [17] Huang, Erick T.; Chen, Hamm-Ching. Ship Berthing at a Floating Pier. In: The Thirteenth (2003) International Off-shore and Polar Engineering Conference, 2003, USA. Proceedings. Honolulu, Hawaii, USA, 2003. p. 683-690.
- [18] Jiang, Chen-wen; Javana, Richard C. An Analytical Technique for Ship-Fender Interaction. Report of Office of Naval Research. Arlington, Virginia, 1983.
- [19] Leal, Miguel de Mira Godinho Grego. Dimensionamento de Defensas Marítimas. 2011. 151 f. Dissertação de Mestrado – Universidade do Porto, Porto – Portugal, 2011.
- [20] Ligteringen, H. Ports and Terminals / H. Ligteringer, H. Vel-sink – 1st ed. – Delf: VSSD, 2012.
- [21] Mason, Jayme. Obras portuárias / Jayme Mason. – 2ª ed. – Rio de Janeiro: Campus, 1982.
- [22] Natarajan, R.; Ganapathy, C. Analysis of Moorings of a Berthed Ship. In: Marine Structures 8 (1995). p. 481-499. Elsevier Science Limited. ISSN 0951-8339/95.
- [23] PIANC - Permanent International Association of Navigation Congresses. Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002. Report of Working Group 33 of the Maritime Navigation Commission, 2002.
- [24] Pulsar Marine. Catálogo técnico de defensas, 2014.
- [25] Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways – EAU 2004 (Alemanha), 2004.
- [26] Revista Infraestrutura Urbana. PINI. Disponível em <<http://www.infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/Transporte/estudo-da-usp-aponta-que-brasil-deve-investir-1-327071-1.aspx>>. Acesso em 22/09/2014.
- [27] Sakakibara, Shigeki; Kubo, Masayoshi. Ship berthing and mooring monitoring system by pneumatic-type fenders. Ocean Engineering 34 (2007) 1174–1181.
- [28] Santos, Paulo Rosa; Pinto, Francisco Taveira; Gomes, Fernando Veloso. Experimental evaluation of the tension mooring effect on the response of moored ships. Coastal Engineering 85 (2014) 60–71. Contents lists available at ScienceDirect.
- [29] Schellin, T. E.; Østergaard, C. The Vessel in Port: Mooring Problems. Marine Structures 8 (1995) 451-479. Elsevier Science Limited. ISSN 0951-8339/95.
- [30] Sumitomo. Rubber Marine Fenders. Catálogo técnico de defensas, 2013.
- [31] Thoresen, Carl A. Port designer's handbook / Carl A. Thoresen. - [2nd ed.]. – London: Thomas Telford Limited, 2010.
- [32] Trelleborg Marine Systems. Section 12 – Fender Design. Catálogo técnico de defensas, 2011.

Monitoring the carbonation front progress in a cementitious composite having its pore structure analyzed through μ -CT imaging

Acompanhamento do avanço da frente de carbonatação em compósito cimentício com sua estrutura de poros analisada por microtomografia computadorizada de raios X (μ -CT)



E. LACERDA^a
evando.lacerda@bol.com.br

A.G. MAGALHÃES^a
aldom@ufmg.br

E. E. BERNARDES^a
elenbernardes@gmail.com

E. H. M. NUNES^b
eduardohmn@gmail.com

W. L. VASCONCELOS^b
wlv@demet.br

Abstract

The carbonation process is one among the primary factors that cause a reduction in the hydrogen ionic potential (pH) of cementitious composites that may lead to a depassivation of the reinforcement structures, thus furnishing conditions for corrosion processes to begin. In this paper, the research sought to monitor the advancement of the carbonation front in compliance with the European standard, EN 14630, whilst concurrently measuring the pH variation on the surface of the cementitious composite. Cylindrical mortar specimens of (2x4) cm were placed in a carbonation chamber, keeping up the humidity 65%, temperature 28° C and a CO₂ concentration of 5%. The structure of voids in the matrix was assessed with the μ -CT imaging technique. The pH reading enabled the monitoring of the carbonation front progress as a function of the loss of alkalinity, before the process established by standard EN 14630. The images obtained by μ -CT did not enable the visualization of the densification of the material found in the outer layer of the specimen.

Keywords: mortar, carbonation, pH, Xray microtomography.

Resumo

O processo de carbonatação é um dos causadores da redução do potencial hidrogeniônico (pH) em compósitos cimentícios, o qual pode levar a despassivação das armaduras, dando condições ao início de um processo de corrosão. Neste trabalho, buscou-se acompanhar o avanço da frente de carbonatação conforme a norma europeia EN 14630 paralelamente à medição da variação do pH na superfície do compósito cimentício. Foram utilizados corpos de prova cilíndricos (CP) de argamassa, com dimensão de (2x4) cm, acondicionados em câmara de carbonatação com condições controladas, mantendo-se a umidade em 65 %, a temperatura em 28° C e a concentração de CO₂ em 5 %. A estrutura de vazios da matriz foi avaliada por meio da técnica de microtomografia computadorizada de raios X (μ -CT). A leitura de pH permitiu um monitoramento do avanço da frente de carbonatação, em função da perda de alcalinidade, antes do processo estabelecido na norma EN 14630. As imagens obtidas por meio da μ -CT não permitiram visualizar a densificação do material presente na camada mais externa do CP.

Palavras-chave: argamassa, carbonatação, pH, microtomografia de raios X.

^a UFMG, Departamento de Engenharia de Materiais e Construção, Belo Horizonte, MG, Brasil;
^b UFMG, Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

1. Introduction

The carbonation phenomenon found in composites is a result of the diffusion of carbon dioxide (CO_2) in the pore structure of its matrix, where it is dissolved, forming carbonic acid (H_2CO_3). This then reacts with the alkalis content in the composite solution, mainly with calcium hydroxide to form calcium carbonate [1, 2, 3, 4].

The calcium carbonate (CaCO_3) will then contribute to filling the surface pores, thus reducing the material's diffusivity and, consequently, the carbonation front progress speed [5, 6]. Due to this process, the carbonation initially occurs quickly and progresses slower towards the maximum depth [1, 3]. The CaCO_3 produced does not, by itself, a deleterious action for cementitious composites. However, the alkalis consumption that takes place during the phenomenon described, leads to a reduction of hydrogenionic potential (pH) in the interstitial solutions of pores and capillaries, which under natural conditions, have a highly basic pH (usually between 12.6 and 13.5) [3]. In the case of reinforced structures, the loss of alkalinity can lead to depassivation of reinforcement, thus providing conditions for the beginning of a corrosion process, which may lead to a reduction of the lifetime constructions [4, 6, 7]. The utilization of a phenolphthalein solution sprinkled on the surface of cement based composites is the best known and most em-

ployed technique to estimate the depth of the carbonation front, as it is a simple and low cost method. It is also recommended by RILEM CPC-18 [8] and by CEN BS EN 14630 [9]. However, the test has some shortcomings, since the turning range of this solution is reached only when the pH values are between 8.0 and 10.0 [10, 11]. Consequently, the phenolphthalein solution has limitations with regards to monitoring the carbonation depth, as it is not able to detect within the range where the loss of alkalinity begins, which can lead to a depassivation of the reinforcement, as it can occur from pH values lower than 11.8 [3, 6, 12].

This study has sought to monitor the progress of carbonation front by utilizing the phenolphthalein indicator according to the standards of the European Standard BS EN 14630 [9], and by measuring the pH variation with specialized equipment for cementitious matrix composite surfaces. The use of this device allowed an efficient monitoring of the hydrogenionic potential variation induced by carbonation.

Concurrently, we used the X-ray microtomography technique, to evaluate the void structure of one of the specimen tested. As it is a non-destructive technique that does not require any special preparation of the sample, the use of μ -CT enabled quantify the size, distribution and connectivity of the specimen's pores, without causing changes in the original structure of the specimen.

Table 1
Physical properties of the cement CPV utilized

Characteristics and properties		Unit	Cement utilized	NBR 5733
Fineness	Retained at sieve 75 μm	%	≤ 6	≤ 6
	Specific area	m^2/kg	480.8	≥ 300
Beginning of setting time		min	129	≥ 60
End of setting time		min	184	≤ 600
Soundness after boiling		mm	≤ 5	≤ 5
Compressive strength	1 day	MPa	28.5	≥ 14
	3 days	MPa	40.5	≥ 24
	7 days	MPa	44.3	≥ 34

Table 2
Chemical properties of the cement CPV utilized

Unit	Cement utilized	NBR 5733
Insoluble residue (IR)	0.79	≤ 1.0
Fire loss (FL)	3.75	≤ 4.5
Magnesium oxide (MgO)	0.69	≤ 6.5
Sulphur trioxide (SO_3)	2.98	≤ 4.5
- when C3A clinker - 8%	2.89	≤ 3.5
- when C3A clinker > 8%	-	≤ 4.5
Carbon dioxide (CO_2)	2.61	≤ 3.0
Aluminum oxide (Al_2O_3)	4.90	-
Iron oxide (Fe_2O_3)	3.05	-

Note: the percentage of C_3A contained in the clinker must be calculated with the following formula: $(\text{C}_3\text{A} \%) = 2.65 \times (\text{Al}_2\text{O}_3 \%) - 1.692 \times (\text{Fe}_2\text{O}_3 \%)$.

Table 3

Grain size fractions of regular sand

Matter retained on sieves of nominal size of	Size range	Denomination
2.4 mm and 1.2 mm	16	Coarse
1.2 mm and 0.6 mm	30	Medium coarse
0.6 mm and 0.3 mm	50	Medium fine
0.3 mm and 0.15 mm	100	Fine

2. Materials and experimental program

2.1 Cement

It was used the high early strength Portland cement (CP V – ARI), with chemical and physical properties in compliance with the standard NBR 5733 [13]. Tables 1 and 2 shows the results attained from the tests performed to characterize this material.

2.2 Sand

It was used the “Brazilian Regular Sand” produced and furnished by the Institute for Technological Research (IPT). Table 3 presents the grain size fractions of the standard sand, according to the standard NBR 7214 [14].

2.3 Dosage, molding and curing of specimens

The mortar was produced with a 1:3 (cement: sand) with a water/cement ratio (w/c) of 0.60. The amounts used in the dosages are shown in Table 4.

The tests were made on cylindrical mortar specimens, measuring (2 x 4) cm. Specimens with reduced sizes were used in order to make the sample compatible with the reading capacity of the X-ray microtomography equipment used in this research [15].

The molding of the test specimens was done according to the procedures established by standard NBR 7215 [16] and was carried

Table 4

Quantity of materials per dosage mix

Material	Mortar mix (g)
Portland Cement	624.0 ± 0.4
Water	374.4 ± 0.2
Standard sand	-
Coarse fraction	468.0 ± 0.2
Medium coarse fraction	468.0 ± 0.2
Medium fine fraction	468.0 ± 0.2
Fine fraction	468.0 ± 0.2

out in an environment with relative humidity of (65 ± 2) %, and temperature of (26 ± 1.0) °C.

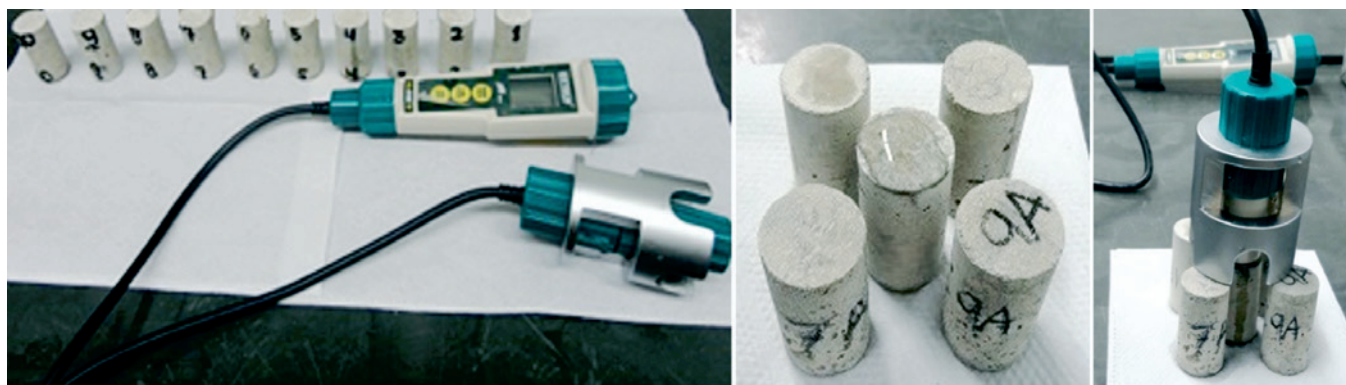
Twelve (2 x 4) cm specimens were molded, of which 11 specimens were placed in the carbonation chamber and 1 specimen was used to determine the initial pH of the material (reference).

Out of the 11 specimens that underwent the accelerated carbonation process, 10 were used in the pH measurement and phenolphthalein tests, and 1 specimen was utilized for μ -CT test.

The process of mortar consolidation was carried out on a vibrating table. The metallic molds were fully filled with the mortar and vibrated for 10 seconds. The time for consolidation was previously adjusted, taking into account the consistency of the mortar produced. Following the molding stage, the specimens were kept in a humid chamber with a controlled temperature of (23 ± 2) °C and relative humidity (RH) greater than 95% for a period of 24 hours. After the initial cure, specimens were demolded and left for more than 48 hours submerged in a tank filled with potable water, until the moment of the first pH measurements, prior to being placed in the carbonation chamber.

2.4 pH and carbonation measurements

The specimens were taken out from the curing tank on the third day of age for pH measurement stage of its top and bottom. For this test, the PH150-C ExStik® equipment, specifically designed

**Figure 1**

pH measurement of one (2 x 4) cm specimen



Figure 2
Carbonation chamber – exposure conditions of the specimens

for making quantitative pH measurements (measure the hydrogen ions in the solution) on the surface of cementitious materials was used.

The measurements were performed on samples with dried surfaces, and deionized water was sprinkled over the region in contact with the probe, as shown in Figure 1 [17]. The equipment was calibrated with standard solutions of pH 7, 4, and 10, before each utilization.

After the initial pH measurement, 11 specimens were put into a carbonation chamber, model Thermo Scientific Steri-Cult® CO₂, where they were exposed to a relative humidity of $(65 \pm 1) \%$, temperature at $(28,0 \pm 0.5) \text{ }^\circ\text{C}$ and carbon dioxide concentration (CO₂) of $(5.0 \pm 0.1) \%$, as shown in Figure 2, until the day scheduled for the tests. The conditions herein established were based on other studies on carbonation [3, 4, 18]. The remaining specimen was used as a pH reference at 3 days of age.

On the 2nd, 5th, 7th, 12th, 14th, 16th, 18th, 21st, 23rd and 25th day, one specimen was taken out of the carbonation chamber in order to measure the pH and perform the phenolphthalein test.

The pH was measured at the mid-height of the specimen's side surface. Next, they were perpendicularly sawed in half with a disc saw. The two resulting surfaces were cleaned with a brush to re-

move powdery material resulting from the cutting. On one of the surfaces, a pH measurement was taken. Next, a phenolphthalein solution was sprinkled on the sawed surface of the second half of the specimen, so as to verify the average depth of carbonation front in line with the specifications of standard CEN 14630 [9].

In order to determine the average carbonation depth, a calculation was done based on 16 measurements, made with a caliper, from the outer surface of the section up to the boundary edge of the red-purple color region. An evaluation of the average carbonation depth was also performed using an image analysis software system.

The specimens' surfaces, which were sprinkled with phenolphthalein, were photographed with a digital camera to enable the quantification of the carbonation front using the ImageJ software.

The same procedure adopted for measuring the pH was performed in the reference specimen (age of 3 days). This specimen was not placed in the carbonation chamber.

2.5 X-ray microtomography (μ -CT)

X-ray microtomography (μ -CT) is a non-destructive test that can produce 3D informations based on the piling of 2D sections while the specimen is rotated, thus generating data on the inner microstructure of the material analyzed, such as density and pore structure [19].

The μ -CT test was performed with the SkyScan 1172 high resolution microtomography equipment that operates with a voltage up to 100 kV and 10 W of power. The equipment is controlled by a set of four networked computers that increase the processing capacity and production of 3D models. This set is shown in Figure 3.

One specimen was removed from the chamber after 14 days of exposure for a microtomography scan and was immediately wrapped into a PVC film, to avoid interaction with the CO₂ present in the air. The film was removed at the moment of testing.

3. Results and discussions

3.1 Carbonation and pH

Figure 4 shows the average values of the pHs measured on the top and base surfaces of each of the eleven specimens tested. These measurements were performed immediately before the specimens were placed in the carbonation chamber, and after three days of submerged curing. It was verified that all specimens featured good

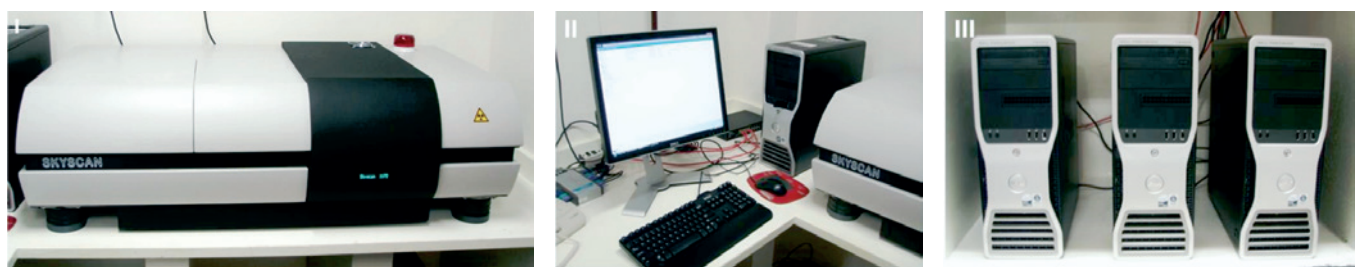


Figure 3
X-ray microtomography equipment, I – SkyScan 1172 Microtomography, II and III – Control and data acquisition computers

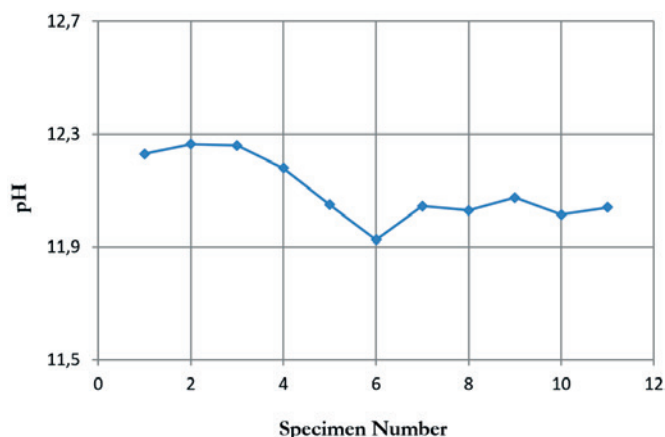


Figure 4
Average initial pH of non-carbonated specimens

alkalinity with an average global value of 12.10.

Figure 5 shows the pH averages attained from the mid height of the outer side surface of the transversal and from the central section of the transversal cut of each one of the specimens, tested after staying for a pre-established time in the carbonation chamber. A more intense trend of alkalinity loss was verified on the first days, thus confirming data presented in other studies that demonstrate that carbonation occurs with high speed in the beginning, progressing more slowly towards the maximum depth [1]. It was also noted that the central region of the specimens underwent a reduction in alkalinity even before it was detected by the phenolphthalein solution test.

At the age of 14 days, the pH on the outer regions of the specimen reached a value of 9.07, which led the phenolphthalein indicator to clearly mark a deeper region, indicating the advancement of the

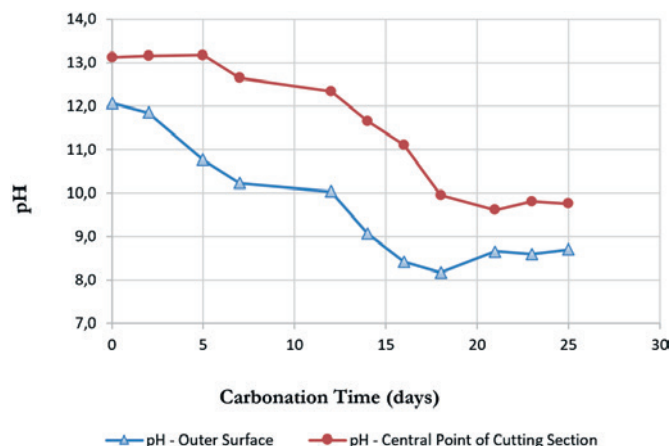


Figure 5
Average initial pH of carbonated specimens

carbonation front, as shown in Figure 6. On the 5th day, it was noted that a slight loss in alkalinity could already be seen, as the pH of 10.77 was still out of the best turning range of phenolphthalein solution, which usually occurs when the pH reaches values between 8 and 10.

Figure 7 shows an image ready to be analyzed by ImageJ. Figure 8 shows the monitoring of the carbonation front progress, likely to be detected with the use of phenolphthalein solution, as established by the standards of the European standard CEN 14630 [9], and the results attained with the help of the software.

In order to assess whether there is a significant difference in the average of measurements obtained by the two methods, the hypothesis test was applied, based on the Student's t-Distribution (or Student's t-test) for independent samples. The null hypothesis is that the average is equal between the two groups. The alternative

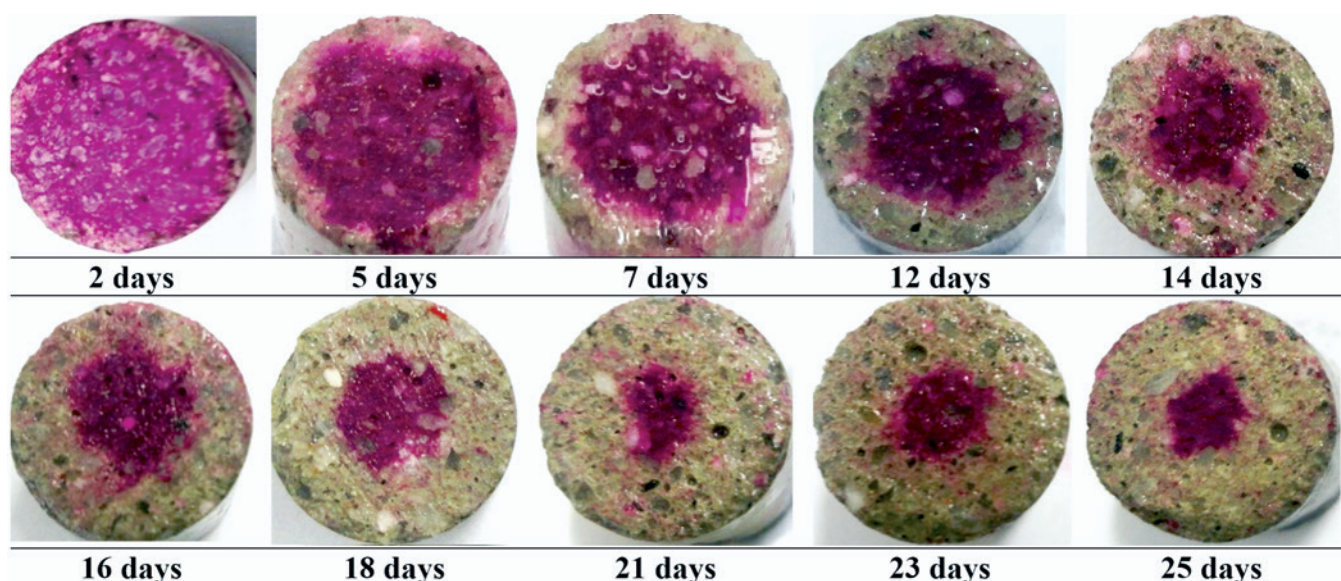


Figure 6
Carbonation front progress by phenolphthalein indicator

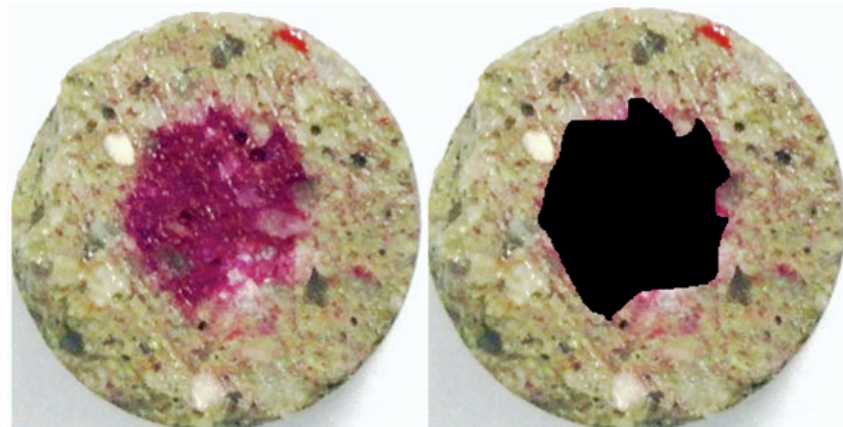


Figure 7
Image of a specimen after sprayed phenolphthalein and prepared to be analyzed by ImageJ

hypothesis is that the average is different. If the p-value (probability to err by rejecting the null hypothesis) is less than 5%, reject the null hypothesis. That is, it is assumed that the average is different between the two groups.

In the case of this study, the p-value found was 90.2%, indicating that there isn't a significant difference between the measures of the depth of carbonation front advance from both groups [21].

On the 25th day of exposing the specimens to the pre-established conditions in the carbonation chamber, it was noted that the phenolphthalein solution showed the carbonation front had progressed 6.4 mm. It is important to note that only the region where the pH of the cementitious material was reduced to levels enabling detection by this pH indicator are being measured, and not the presence of the carbonic acid (H_2CO_3) reactions with the mortar's alkalis.

It can also be seen in Figure 5 that with only 14 days in the chamber, the central point of the transversal section of the specimen cut, 10 mm from the edge, had already reached a pH value of

11.6. This value would be enough to allow the depassivation of the reinforcement, which, according to Neville [3], can occur when the pH reaches values between 11.4 and 11.8. It was also verified that, even on the 18th day of exposure and with the pH in the central region equal to 10.03, the loss of alkalinity would still not be detected by the use of the solution.

3.2 X-ray microtomography

Figure 9 shows the images attained from the scans performed on the specimen after 14 days of exposure in the carbonation chamber. Through these images a qualitative evaluation of the difference in the density of the material was performed.

When the binarized images are compared to the grayscale images, it is concluded that the material present in the outer region (green) of the specimen has a lower density, since in the gray scale, this region has become darkest. Similar results have been found in other studies [15].

Specifically in this analysis, it was not possible to detect the densification of the outer layer of the specimen, due to formation of $CaCO_3$. In the study conducted by Lydzba *et al.* [20], it was also not possible to see the carbonation front progress by X-ray microtomography images. However, Jiande *et al.* [19], who used equipment with higher voltage, were able to visualize this densification. Table 5 shows several microstructural parameters of the specimen. When observing the Fragmentation Index (FI), it can be seen that the connectivity in the outer region is greater than the central region. The fragmentation is characterized by the rupture of connectivity. The more negative the fragmentation index, the greater the connectivity of the pores, which favors the system's permeability.

The open porosity of $(14.3 \pm 0.2) \%$ attained for the global region proves to be much higher than the $(1.8 \pm 0.1) \%$ in the central region bearing diameter equal to 1 cm. These results are in accordance with the fragmentation ratios presented.

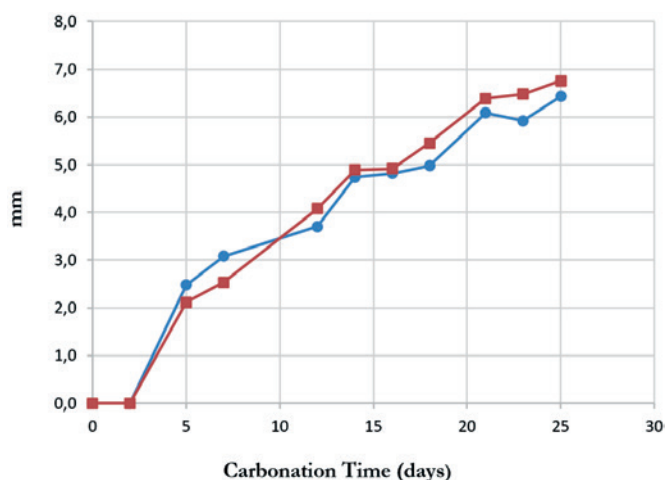


Figure 8
Carbonation front depth detected by phenolphthalein solution and caliper

4. Conclusions

It should be noted that, using the phenolphthalein solution is a very

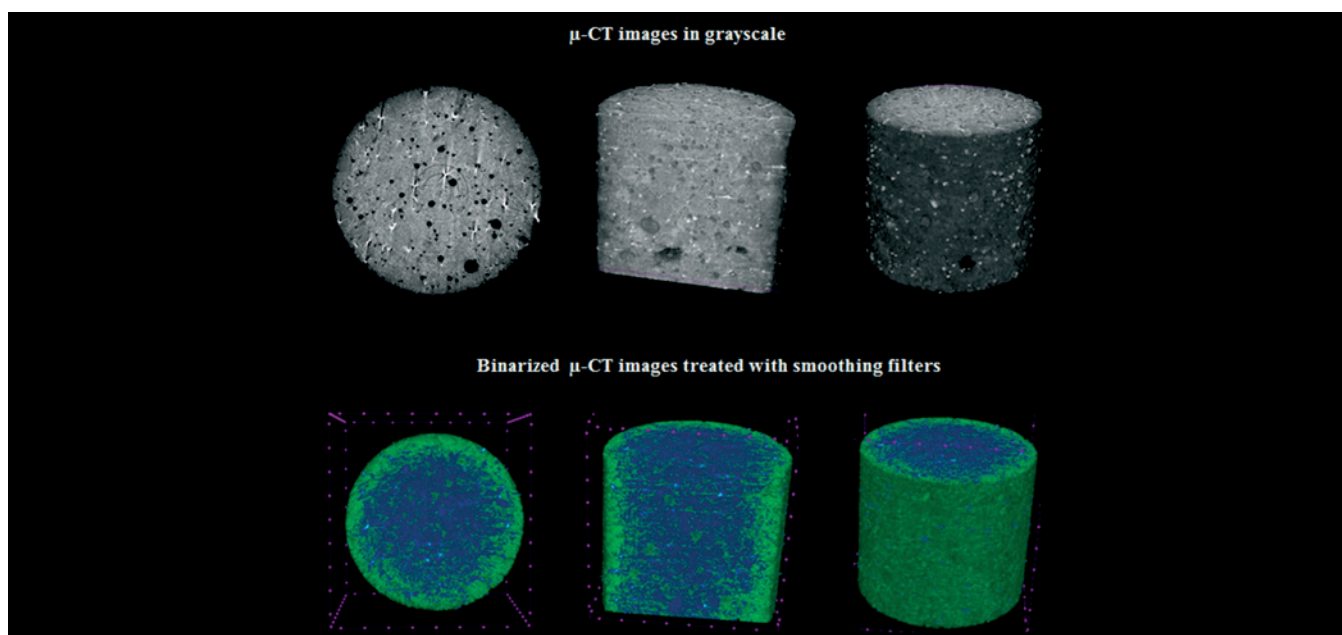


Figure 9
μ-CT images of a specimen after 14 days of exposure in the carbonation chamber

Table 5
Quantity of materials per dosage mix

Specimen region	Total porosity (%)	Open porosity (%)	Fragmentation index (μm^{-1})	Mean diameter of pores (μm)
Global	30.9 ± 0.2	14.3 ± 0.2	-0.0012 ± 0.0002	37.8 ± 0.1
Central region ($\varnothing = 1 \text{ cm}$)	19.4 ± 0.2	1.8 ± 0.1	0.0146 ± 0.0003	36.5 ± 0.1

useful method to visualize the presence of a carbonation front, as it is simple and inexpensive. However, it has not been able to provide information on the innermost regions of the specimen, where reactions of the carbonic acid (H_2CO_3) with the mortar's alkalis causing the reduction of hydrogenionic potential of the cementitious material. The results of this paper suggest that the carbonation reached depths greater than the line indicated by phenolphthalein. Additionally, the monitoring of pH variations on the cementitious composite surface proved to be a simple and efficient technique to monitor not only the carbonation front progress, but also to provide a good quantitative reference of the pH value at a certain point of the analysis.

Considering that some studies point out the possibility of depassivation occurring to reinforcements in cementitious environments, when the pH reaches values lower than 11.8, precisely determining quantitatively the pH measurements in the regions where its values are found to be above the phenolphthalein transition range, bring advantages when it seeks to guarantee the expected useful life time of structures.

The use of X-ray microtomography enabled the quantification of several microstructural parameters that are relevant to studies re-

garding the diffusion of CO_2 in the cementitious composite. The μ-CT equipment used in this study did not provide images that could visualize the densification of the outer layers of the specimen.

It is important to point out that, both methods used to monitor the pH are not able to indicate the reason why the loss of alkalinity occurred, be it by carbonation or other causes, such as the exposure to acids, for example. Thus, in cases where the factor causing the reduction of the pH is unknown, laboratory tests are required [9].

5. Acknowledgements

The authors thank CNPQ and FAPEMIG for their financial support and HOLCIM, for supplying the cement used in this research.

6. References

- [1] HELENE, P. R. L., Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. Tese de Livre Docência, EPUSP, São Paulo, 1993, 231 p.
- [2] HEWLETT, P. C., Lea's Chemistry of Cement and Concrete, 5th edition, ed. Elsevier, Oxford, p. 324-334, 1998.

- [3] NEVILLE, A. M., Properties of Concrete. 5th edition. Pearson Education Limited, Harlow, England, 2012. 872 p.
- [4] BOUNY, V. B.; CAPRA, B.; LAURENS, S., A durabilidade das armaduras e do concreto de cobrimento In: OLLIVIER, J. P.; VICHOT, A. Durabilidade do Concreto: Bases Científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente. Tradução OSWALDO CASCUDO e HELENA CARASEK. 1o ed. São Paulo: IBRACON, 2014. 615 p.
- [5] TAYLOR, H. F. W., Cement Chemistry. 2o edition. London: Thomas Telford Publishing, 488 p. 1997.
- [6] RIBEIRO, D. V.; SALES, A.; SOUSA, C. A. C.; CUNHA, M. P. T.; LOURENÇO, M. Z.; HELENE, P., Corrosão em Estruturas de Concreto Armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise. 1o ed. Rio de Janeiro, Elsevier Ed. 2014; p. 272.
- [7] KROPP, J., Relations between transport characteristics and durability In: Performance Criteria for Concrete Durability. KROPP, J.; HILSDORF, H. K., RILEM Report 12. London and New York, 1995, p. 97-102.
- [8] RILEM CPC-18. Measurement of hardened concrete carbonation depth. Materials and Structures, 1988, p. 453-455.
- [9] CEN - COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION: Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method. (BS EN 14630:2006).Brussels, Belgium, 2006.
- [10] YU, M. Y.; LEE, J. Y.; CHUNG, C. W., The Application of Various Indicators for the Estimation of Carbonation and pH of Cement Based Materials. Journal of Testing and Evaluation, 2010: vol. 38, No. 5.
- [11] MCPOLIN, D. O.; BASHEER, P. A. M.; LONG, A. E., Carbonation and pH in concretes manufactured with supplementary cementitious materials. J Mater Civil Eng. 2009: 21, p.217–225.
- [12] FIGUEIREDO, E. P.; MEIRA, G. R., Corrosão das armaduras das estruturas de concreto. México: Boletim técnico ALCONPAT Internacional. v. 6. 2013.
- [13] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 5733 /EB-2: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.
- [14] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 7214: Areia normal para ensaio de cimento – Especificação. Rio de Janeiro, 2012.
- [15] BERNARDES, E. E.; MAGALHÃES, A.G.; VASCONCELOS, W.L.; NUNES, E.H.M., Evaluating of the effect of varying the workability in the concrete pore structure by using X-ray microtomography. RIEM, 6 (4), August (2013), 582-597.
- [16] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 7215 (Incorpora a Errata nº 1 de 1997): Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.
- [17] PU, Q.; JIANG, L.; XU, J.; XU, Y.; ZHANG, Y., Evolution of pH and chemical composition of pore solution in carbonated concrete. Construction and Building Materials, 2012: v.28, p.519–524.
- [18] PAULETTI, C.; DAL MOLIN, D. C. C.; KASMIERCZAK, C. S.; BREZEZINSKI, D. Profundidade de carbonatação em ensaios acelerados com diferentes percentuais de CO₂ In: 47^a Congresso Brasileiro do Concreto. Anais em CD. Pernambuco, 2005.
- [19] JIANDE, H.; WEI, S.; GANGHUA, P., X-ray Microtomography of the Carbonation Front Shape Evolution of Cement Mortar and Modeling of Accelerated Carbonation Reaction. Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed. Apr.2013: p.303-308.
- [20] LYDZBA, D.; RAJZAKOWSKA, M.; STEFANIUK, D., Identification of the Carbonation Zone in Concrete Using X-Ray Microtomography. Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. XXXVI, No. 1, 2014.
- [21] DILONARDO, I.; VARHEN, C.; LEE, C.; FIGUEIREDO, A., Avaliação Metodológica da Medida de Carbonatação em Microconcretos. In: 57^o CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2015, Bonito – MS. Anais... Bonito: CBC, 2015.

Monitoring the carbonation front progress in a cementitious composite having its pore structure analyzed through μ -CT imaging

Acompanhamento do avanço da frente de carbonatação em compósito cimentício com sua estrutura de poros analisada por microtomografia computadorizada de raios X (μ -CT)



E. LACERDA^a
evando.lacerda@bol.com.br

A.G. MAGALHÃES^a
aldom@ufmg.br

E. E. BERNARDES^a
elenbernardes@gmail.com

E. H. M. NUNES^b
eduardohmn@gmail.com

W. L. VASCONCELOS^b
wlv@demet.br

Abstract

The carbonation process is one among the primary factors that cause a reduction in the hydrogen ionic potential (pH) of cementitious composites that may lead to a depassivation of the reinforcement structures, thus furnishing conditions for corrosion processes to begin. In this paper, the research sought to monitor the advancement of the carbonation front in compliance with the European standard, EN 14630, whilst concurrently measuring the pH variation on the surface of the cementitious composite. Cylindrical mortar specimens of (2x4) cm were placed in a carbonation chamber, keeping up the humidity 65%, temperature 28° C and a CO₂ concentration of 5%. The structure of voids in the matrix was assessed with the μ -CT imaging technique. The pH reading enabled the monitoring of the carbonation front progress as a function of the loss of alkalinity, before the process established by standard EN 14630. The images obtained by μ -CT did not enable the visualization of the densification of the material found in the outer layer of the specimen.

Keywords: mortar, carbonation, pH, Xray microtomography.

Resumo

O processo de carbonatação é um dos causadores da redução do potencial hidrogeniônico (pH) em compósitos cimentícios, o qual pode levar a despassivação das armaduras, dando condições ao início de um processo de corrosão. Neste trabalho, buscou-se acompanhar o avanço da frente de carbonatação conforme a norma europeia EN 14630 paralelamente à medição da variação do pH na superfície do compósito cimentício. Foram utilizados corpos de prova cilíndricos (CP) de argamassa, com dimensão de (2x4) cm, acondicionados em câmara de carbonatação com condições controladas, mantendo-se a umidade em 65 %, a temperatura em 28° C e a concentração de CO₂ em 5 %. A estrutura de vazios da matriz foi avaliada por meio da técnica de microtomografia computadorizada de raios X (μ -CT). A leitura de pH permitiu um monitoramento do avanço da frente de carbonatação, em função da perda de alcalinidade, antes do processo estabelecido na norma EN 14630. As imagens obtidas por meio da μ -CT não permitiram visualizar a densificação do material presente na camada mais externa do CP.

Palavras-chave: argamassa, carbonatação, pH, microtomografia de raios X.

^a UFMG, Departamento de Engenharia de Materiais e Construção, Belo Horizonte, MG, Brasil;

^b UFMG, Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Materiais, Belo Horizonte, MG, Brasil.

1. Introdução

O fenômeno da carbonatação nos compósitos se dá em decorrência da difusão do gás carbônico (CO_2) na estrutura dos poros de sua matriz, onde é dissolvido, formando o ácido carbônico (H_2CO_3), o qual reage com os álcalis da solução ali presente e, principalmente, com o hidróxido de cálcio, formando o carbonato de cálcio [1-4].

O carbonato de cálcio formado (CaCO_3), contribui para o preenchimento dos poros superficiais, reduzindo a difusibilidade no material e, conseqüentemente, a velocidade do avanço da frente da carbonatação [5, 6]. Em vista disso, a carbonatação ocorre com grande velocidade no início, progredindo mais lentamente para uma profundidade máxima [1, 3]. O CaCO_3 produzido não representa, por si só, uma ação deletéria para os compósitos cimentícios, mas o consumo dos álcalis, durante o fenômeno descrito, leva à redução do potencial hidrogeniônico (pH) das soluções intersticiais dos poros e capilares que, em condições naturais, possuem pH altamente básico (usualmente entre 12,6 e 13,5) [3]. Nos casos das estruturas armadas, a perda de alcalinidade pode levar à despassivação das armaduras, dando condições ao início de um processo de corrosão, que pode ocasionar a redução da vida útil das construções [4, 6, 7].

A utilização de uma solução à base de fenolftaleína aspergida na superfície dos compósitos de matriz cimentícia, por ser um método simples e de baixo custo, é a técnica mais conhecida e empregada para se estimar a profundidade da frente de carbonatação no material, sendo recomendado pela RILEM CPC-18 [8] e pela CEN BS EN 14630 [9]. Entretanto, o ensaio apresenta algumas deficiências, uma vez que a faixa de viragem¹ desta solução só ocorre quando o pH atinge valores entre 8,0 e 10,0 [10, 11]. Em vista disso, a solução de fenolftaleína demonstra limitações no monitoramento da profundidade da carbonatação, não sendo capaz de detectar o início da faixa de perda de alcalinidade que pode levar à despassivação das armaduras, que pode ocorrer a partir de valores de pH menores que 11,8 [3, 6, 12].

Este estudo buscou monitorar o avanço da frente de carbonatação utilizando o indicador de fenolftaleína conforme os padrões da norma europeia BS EN 14630 [9] e pela medição da variação do pH, utilizando-se equipamento específico para superfícies de compósitos de matriz cimentícia. O uso deste dispositivo permitiu um monitoramento eficiente da variação do potencial hidrogeniônico induzido pela carbonatação.

Paralelamente, utilizou-se a técnica de microtomografia de raios X (μ -CT), para avaliação da estrutura de vazios de um dos cor-

Tabela 1

Propriedades físicas do cimento CP V utilizado

Características e propriedades		Unidade	Cimento utilizado	Limites NBR 5733
Finura	Resíduo na peneira 75 μm Área específica	% m^2/kg	≤ 6 480,8	≤ 6 ≥ 300
Tempo de início de pega		min	129	≥ 60
Tempo de fim de pega		min	184	≤ 600
Expansibilidade a quente		mm	≤ 5	≤ 5
Resistência à compressão	1 dia de idade	MPa	28,5	≥ 14
	3 dias de idade	MPa	40,5	≥ 24
	7 dias de idade	MPa	44,3	≥ 34

Tabela 2

Propriedades químicas do cimento CPV utilizado

Determinações químicas	Cimento utilizado (% da massa)	Limites NBR 5733 (% da massa)
Resíduo insolúvel (RI)	0,79	$\leq 1,0$
Perda ao fogo (PF)	3,75	$\leq 4,5$
Óxido de magnésio (MgO)	0,69	$\leq 6,5$
Trióxido de enxofre (SO_3)	2,98	$\leq 4,5$
- quando C3A do clínquer - 8%	2,89	$\leq 3,5$
- quando C3A do clínquer > 8%	-	$\leq 4,5$
Anidrido carbônico (CO_2)	2,61	$\leq 3,0$
Óxido de Alumínio (Al_2O_3)	4,90	-
Óxido de ferro (Fe_2O_3)	3,05	-

Nota: O cálculo da percentagem do Aluminato Tricálcico contido no clínquer deve ser feito pela seguinte fórmula: $(\text{C}_3\text{A}\%) = 2,65 \times (\text{Al}_2\text{O}_3\%) - 1,692 \times (\text{Fe}_2\text{O}_3\%)$.

Tabela 3

Frações granulométricas da areia normal

Material retido entre as peneiras de abertura nominal de	Abertura nominal peneira	Denominação
2,4 mm e 1,2 mm	16	Grossa
1,2 mm e 0,6 mm	30	Média grossa
0,6 mm e 0,3 mm	50	Média fina
0,3 mm e 0,15 mm	100	Fina

pos de prova ensaiados. Por se tratar de uma técnica não destrutiva e que não demanda preparação especial da amostra, o uso da μ -CT permitiu quantificar o tamanho, a distribuição e a conectividade dos poros do CP, sem provocar alterações na estrutura original do CP.

2. Materiais e programa experimental

2.1 Cimento

Foi utilizado o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V - ARI), cujas propriedades físicas e químicas atendem à norma NBR 5733 [13]. Nas Tabelas 1 e 2 são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização deste material.

2.2 Areia

Foi utilizada a "Areia Normal Brasileira" produzida e fornecida pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). A Tabela 3 apresenta as frações granulométricas da areia normalizada, segundo a NBR 7214 [14].

2.3 Dosagem, moldagem e cura dos corpos de prova

A argamassa foi produzida na proporção 1:3 (cimento: areia) com um fator água/cimento (a/c) de 0,60. As quantidades utilizadas na dosagem são mostradas na Tabela 4.

Os ensaios foram realizados em corpos de prova cilíndricos de

Tabela 4

Quantidade de materiais por dosagem

Material	Massa para mistura (g)
Cimento Portland	624,0 \pm 0,4
Água	374,4 \pm 0,2
Areia normalizada	-
- fração grossa	468,0 \pm 0,2
- fração média grossa	468,0 \pm 0,2
- fração média fina	468,0 \pm 0,2
- fração fina	468,0 \pm 0,2

argamassa, com dimensões de (2x4) cm. A adoção de CPs com tamanho reduzido teve o intuito de compatibilizar a amostra à capacidade de leitura do microtomógrafo utilizado [15].

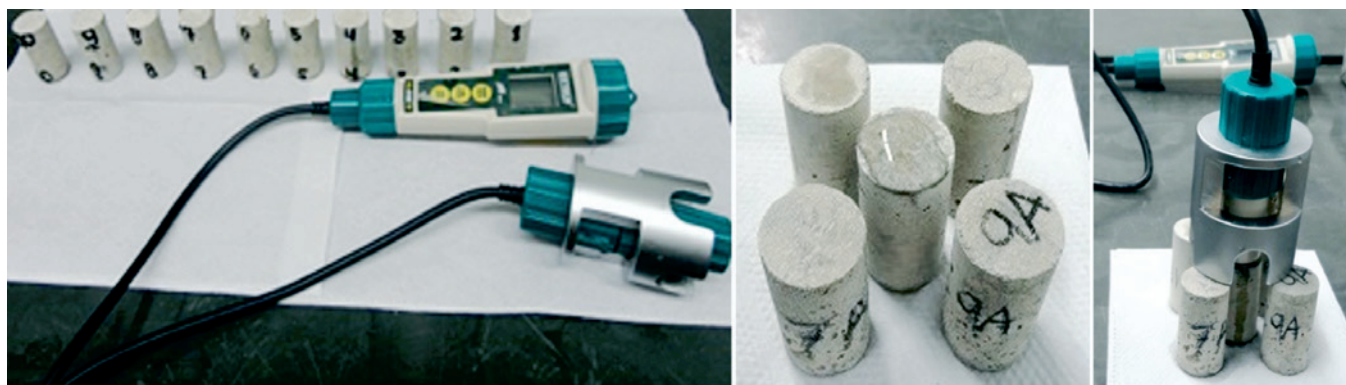
A moldagem dos corpos de prova tomou como base os procedimentos estabelecidos na NBR 7215 [16] e foi realizada em ambiente com umidade relativa de (65 \pm 2) % e temperatura de (26 \pm 1,0) °C.

Foram moldados 12 corpos de prova com dimensão de (2 x 4) cm, sendo 11 CPs destinados à câmara de carbonatação e 1 CP utilizado para determinação do pH inicial do material (referência).

Dos 11 CPs, submetidos ao processo de carbonatação acelerada, 10 foram utilizados nos ensaios de medição de pH e aspersão de fenolftaleína e 1 CP foi utilizado nos ensaios de μ -CT.

O adensamento foi realizado em mesa vibratória. Os moldes metálicos foram totalmente preenchidos com a argamassa e vibrados por 10 segundos. O tempo de adensamento foi previamente ajustado levando-se em conta a consistência da argamassa produzida.

Após a etapa de moldagem, os CPs foram mantidos em câmara úmida com temperatura controlada de (23 \pm 2) °C e umidade relativa (UR) maior que 95 % por um período de 24 horas. Após a cura inicial, foram desmoldados e mantidos submersos em tanque contendo água potável por mais 48 horas, até o momento das primeiras medições de pH, antes de serem colocados na câmara de carbonatação.

**Figura 1**

Medição do pH em um CP (2x4) cm



Figura 2
Câmara de carbonatação – condições de exposição dos corpos de prova

2.4 Medições do pH e da frente de carbonatação

Ao terceiro dia de idade, os corpos de prova foram retirados do tanque de cura para a etapa de medição do pH de seu topo e base. Para tanto, foi utilizado o equipamento ExStik® PH150-C específico para medição quantitativa do pH (mede os íons de hidrogênio na solução) em superfícies de materiais cimentícios.

As medições foram realizadas em amostras com superfície seca, sendo aspergida água deionizada na região de contato com a sonda, conforme mostrado na Figura 1 [17]. O equipamento foi calibrado em soluções padrão de pH iguais a 4, 7 e 10 antes de cada uso.

Após a medição inicial do pH, 11 corpos de prova foram acondicionados em câmara de carbonatação, modelo Thermo Scientific Steri-Cult® CO₂, ficando expostos a condições estáveis de umidade relativa a $(65 \pm 1) \%$, temperatura a $(28,0 \pm 0,5) ^\circ\text{C}$ e concentração de dióxido de carbono (CO₂) a $(5,0 \pm 0,1) \%$, conforme mostrado na Figura 2, até o dia previsto para a realização dos ensaios. As condições aqui definidas tomaram como base outros estudos sobre carbonatação [3, 4, 18]. O corpo de prova remanescente foi utilizado para determinação do pH de referência aos 3 dias de idade.

Aos 2, 5, 7, 12, 14, 16, 18, 21, 23 e 25 dias de carbonatação, um corpo de prova foi retirado da câmara, para a realização dos ensaios de medição de pH e aspersão de solução de fenolftaleína. O pH foi medido na altura média da superfície lateral do corpo de prova e, em seguida, serrado ao meio perpendicularmente à sua altura com uma serra de disco. As duas faces resultantes foram limpas com um pincel, de modo a se remover o material pulverulento resultante do corte. Em uma das faces resultantes foi realizada a medição do pH. Em seguida foi aspergida uma solução de fenolftaleína na outra face serrada do corpo de prova de modo a se visualizar a profundidade média da frente de carbonatação conforme especificações da norma CEN 14630 [9].

Para se determinar a profundidade média de carbonatação, foi calculada a média de 16 medidas, realizadas com um paquímetro, a partir da face externa da seção até o limite da borda da região de coloração vermelho-púrpura. A avaliação da profundidade média de carbonatação também foi realizada com o auxílio de um software de análise de imagens.

As faces dos CPs aspergida com fenolftaleína foram fotografadas com uma câmera digital para, em seguida, se mensurar a profundidade da frente de carbonatação por meio do software ImageJ. O mesmo procedimento para medição do pH foi executado no corpo de prova de referência (idade de 3 dias), sem que o mesmo tenha sido submetido à câmara de carbonatação.

2.5 Microtomografia de raios X (μ -CT)

A microtomografia de raios X (μ -CT) é um ensaio não destrutivo que pode produzir informações em 3D com base no empilhamento de seções 2D enquanto o CP é rotacionado, fornecendo dados da microestrutura interna do material analisado, como densidade e estrutura de poros [19].

O ensaio da μ -CT foi realizado com um microtomógrafo modelo SkyScan 1172 de alta resolução, que opera com uma tensão de até 100 kV e potência de 10 W. O equipamento é gerenciado por um conjunto de quatro computadores conectados em rede que aumentam a capacidade de processamento e produção dos modelos 3D. Este conjunto é mostrado na Figura 3.

Para a leitura no microtomógrafo, um corpo de prova foi retirado da câmara após 14 dias de exposição e imediatamente embalado em filme de PVC, para se evitar a interação com o CO₂ presente no ar, sendo este removido no momento do ensaio.

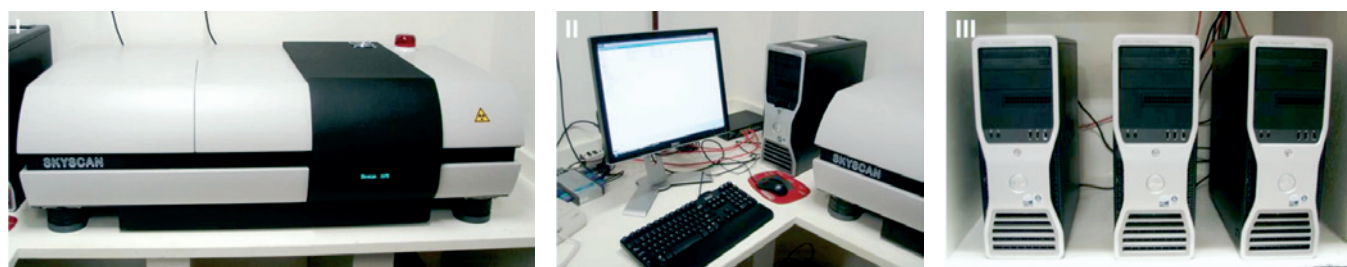


Figura 3
Equipamentos para microtomografia de raios X, I - Microtomógrafo SkyScan 1172, II e III - Computadores de controle e aquisição de dados

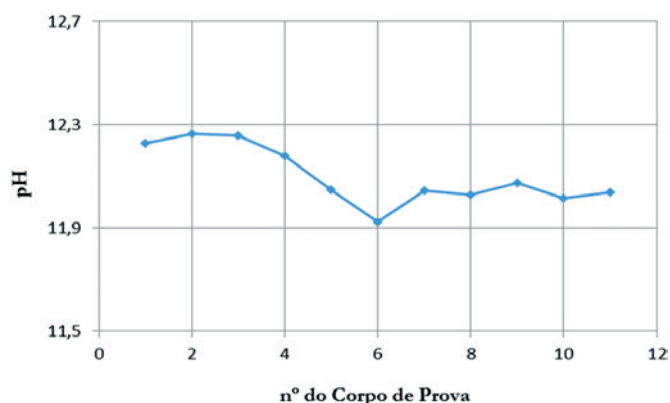


Figura 4
pH médio inicial dos corpos de prova não carbonatados

3. Resultados e discussões

3.1 Carbonatação e pH

A Figura 4 exibe a média dos valores dos pHs medidos na superfície do topo e da base de cada um dos onze corpos de prova ensaiados. Tais medidas foram feitas imediatamente antes destes serem colocados na câmara de carbonatação e após três dias de cura submersa. Verifica-se que todos apresentam uma boa alcalinidade, sendo o valor médio global das medidas igual a 12,10.

A Figura 5 exibe as médias das leituras dos pHs, realizadas na altura média da superfície lateral externa e no ponto central da seção de corte transversal de cada um dos corpos de prova, ensaiados após sua permanência por tempo pré-estabelecido na câmara de carbonatação. Verifica-se uma tendência mais acentuada de

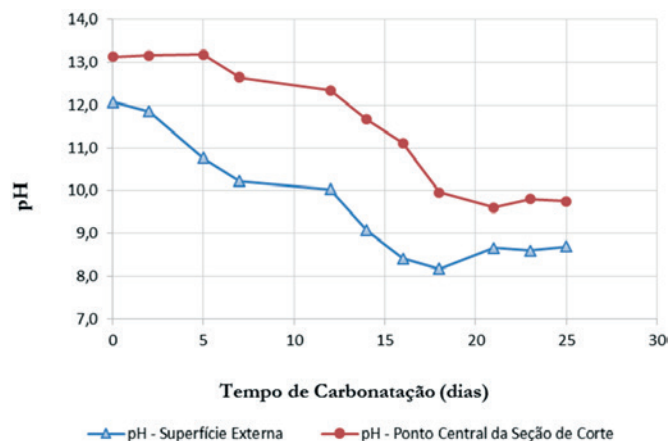


Figura 5
pH médio dos corpos de prova carbonatados

perda de alcalinidade nos primeiros dias, confirmando os dados já apresentados em outros estudos que demonstram que a carbonatação ocorre com grande velocidade no início, progredindo mais lentamente para uma profundidade máxima [1]. Observa-se também que a região central dos corpos de prova sofreu redução de alcalinidade antes mesmo de ser detectada pelo ensaio utilizando a solução de fenolftaleína.

Aos 14 dias o pH nas regiões mais externas do CP atingiu um valor de 9,07, o que fez com que o indicador de fenolftaleína demarcasse claramente uma faixa mais profunda, indicativa do avanço da frente de carbonatação, conforme mostrado na Figura 6. Observa-se que aos cinco dias já é possível notar a perda de alcalinidade, porém ainda de forma discreta, uma vez que o pH de 10,77 ainda se encontra fora da melhor faixa de viragem da solução de fenolftaleína, que usualmente ocorre quando o pH atinge valores entre 8 e 10.

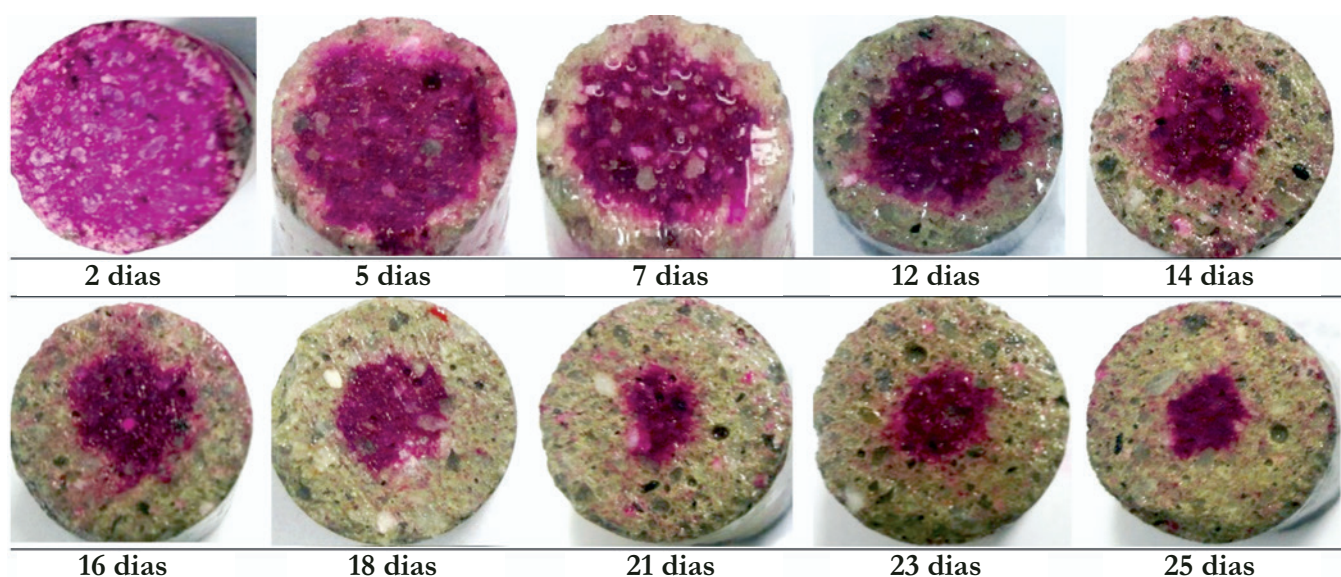


Figura 6
Avanço da frente de carbonatação por indicador de fenolftaleína

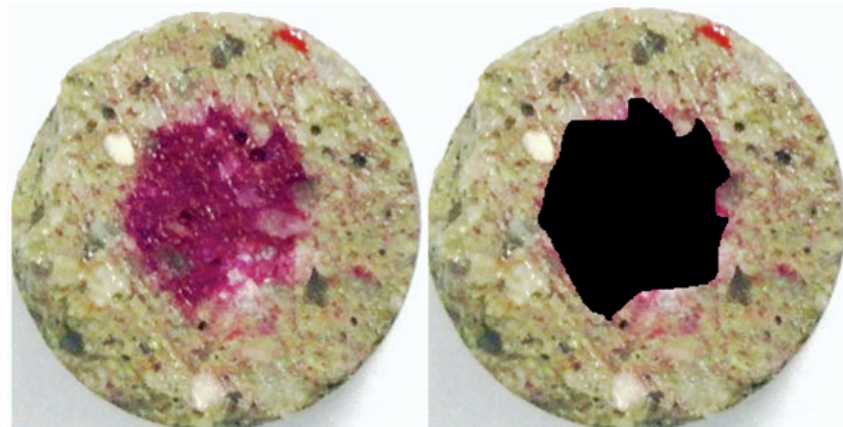


Figura 7
Imagem de um CP, após aspersão de fenolftaleína, prepara para ser analisada pelo ImageJ

A Figura 7 mostra uma imagem preparada para análise no ImageJ. A Figura 8 mostra o acompanhamento do avanço da frente de carbonatação, possível de ser detectada pelo uso da solução de fenolftaleína, conforme estabelecido pelos padrões da norma europeia CEN 14630 [9], e os resultados gerados com o auxílio do software. Com o intuito de se avaliar se há diferença significativa da média das medidas obtidas pelos dois métodos utilizados, foi aplicado o teste de hipótese, baseado na distribuição de probabilidade T de Student (ou teste estatístico T) para amostras independentes. A hipótese nula é de que a média é igual entre os dois grupos. A hipótese alternativa é de que a média é diferente. Se o p-valor, probabilidade de errar ao rejeitar a hipótese nula, for menor que 5%, rejeita-se a hipótese nula. Ou seja, assume-se que a média é diferente entre os dois grupos.

No caso desse estudo, o p-valor encontrado foi de 90,2 %, indicando que não há uma diferença significativa entre as medidas da profundidade de avanço da frente de carbonatação dos dois grupos [21].

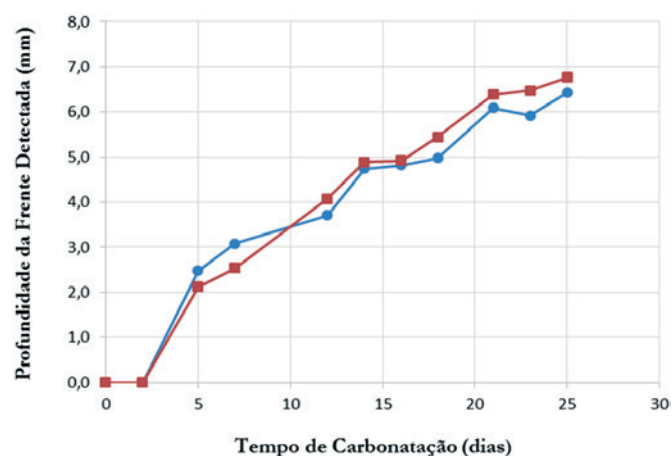


Figura 8
Profundidade da frente de carbonatação detectada pela solução de fenolftaleína

Nota-se que aos 25 dias de exposição dos corpos de prova, às condições preestabelecidas na câmara de carbonatação, a solução de fenolftaleína acusa um avanço da frente de carbonatação em torno de 6,4 mm. Cabe ressaltar que, o que está sendo medido é apenas a região onde o pH do material cimentício foi reduzido para níveis capazes de serem detectados por esse indicador de pH, e não a presença das reações do ácido carbônico (H_2CO_3) com os álcalis da argamassa.

Pode-se também observar na Figura 5 que, com apenas 14 dias de permanência na câmara, o ponto central da seção transversal de corte do CP, a 10 mm da borda, já havia atingido um valor de pH igual a 11,6. Tal valor já seria suficiente para permitir a despassivação do aço que, segundo Neville [3], pode ocorrer quando o pH atinge valores entre 11,4 e 11,8. Verifica-se também que, mesmo aos 18 dias de exposição e com o pH da região central igual a 10,03, a perda de alcalinidade ainda não poderia ser detectada pelo uso da solução.

3.2 Microtomografia de raios X

A Figura 9 mostra as imagens geradas a partir da leitura realizada no CP com 14 dias de exposição à câmara de carbonatação. Por meio dessas, pode-se fazer uma avaliação qualitativa da diferença de densidade no material.

Comparando as imagens binarizadas com as imagens em escala de cinza, conclui-se que o material presente na região mais externa (verde) do CP tem uma densidade menor, uma vez que na escala de cinza, esta região apresenta-se mais escura. Comportamentos semelhantes foram encontrados em outros estudos realizados [15]. Nesta análise, em particular, não foi possível detectar a densificação da camada mais externa do CP devido à formação do $CaCO_3$. No estudo realizado por Lydzba *et al.* [20] também não foi possível visualizar o avanço da frente de carbonatação por meio das imagens microtomográficas. Contudo, Jiande *et al.* [19], mediante o uso de um equipamento com tensão superior à utilizada neste estudo, conseguiram visualizar esta densificação.

A Tabela 5 mostra diversos parâmetros microestruturais do CP. Observando o Índice de Fragmentação (IF), constata-se que a co-

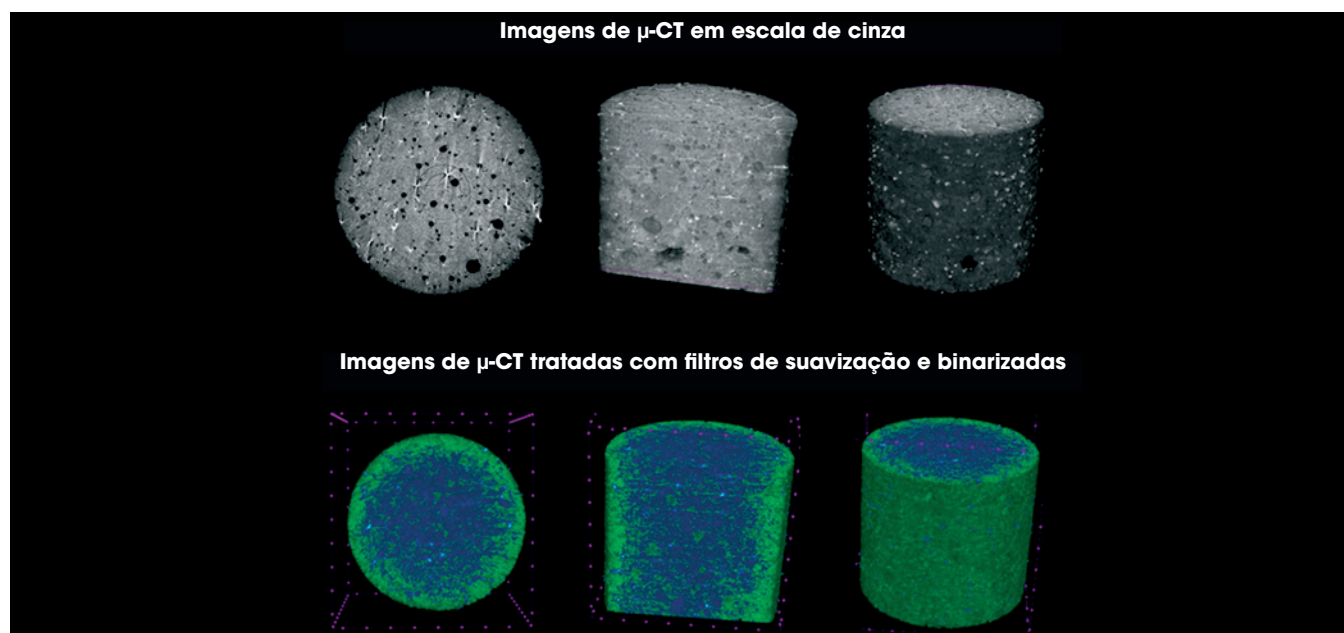


Figure 9
Imagens de μ -CT para em CP com 14 dias de exposição à câmara de carbonatação

Tabela 5
Quantidade de materiais por dosagem

Região do corpo de prova	Porosidade total (%)	Porosidade aberta (%)	Índice de fragmentação (μm^{-1})	Diâmetro médio dos poros (μm)
Global	$30,9 \pm 0,2$	$14,3 \pm 0,2$	$-0,0012 \pm 0,0002$	$37,8 \pm 0,1$
Região central ($\varnothing = 1 \text{ cm}$)	$19,4 \pm 0,2$	$1,8 \pm 0,1$	$0,0146 \pm 0,0003$	$36,5 \pm 0,1$

nectividade na região externa é superior ao da região central. A fragmentação é caracterizada pela ruptura da conectividade. Quanto mais negativo for o índice de fragmentação, maior será a conectividade dos poros, favorecendo a permeabilidade do sistema.

A porosidade aberta de $(14,3 \pm 0,2)$ % obtida para a região global, mostra-se bem superior aos $(1,8 \pm 0,1)$ % da região central de diâmetro igual a 1 cm. Esses resultados estão em concordância com os índices de fragmentação apresentados.

4. Conclusões

Observou-se que, apesar do uso da solução fenolftaleína ser um método muito útil para visualizar a existência de uma frente de carbonatação, pois é simples e barato, ele não foi capaz de fornecer informações sobre as regiões mais internas do corpo de prova onde ocorreram reações do ácido carbônico (H_2CO_3) com os álcalis da argamassa ocasionando a redução do potencial hidrogeniônico do material cimentício. Os resultados deste trabalho sugerem que a carbonatação atingiu profundidades superiores à linha indicada pela fenolftaleína.

Por sua vez, o monitoramento da variação do pH na superfície do

compósito cimentício mostrou-se também uma técnica simples e eficiente para acompanhar não só avanço da frente de carbonatação, mas também para fornecer uma boa referência quantitativa do valor do pH em um determinado ponto de análise.

Levando-se em conta que alguns estudos apontam a possibilidade da despassivação da armadura em meios cimentícios ocorrer quando o pH atinge valores menores que 11,8, precisar quantitativamente sua medida nas regiões onde seus valores se encontram acima da faixa de viragem da fenolftaleína, traz vantagens quando se busca garantir o tempo previsto de vida útil das estruturas.

O uso da microtomografia de raios X possibilitou quantificar diversos parâmetros microestruturais relevantes ao estudo da difusão do CO_2 no compósito cimentício. Para o equipamento de μ -CT utilizado neste estudo, as imagens geradas não permitiram a visualização da densificação das camadas mais externas do CP.

É importante salientar que, ambos os métodos utilizados para monitorar o pH não são capazes de indicar a razão pela qual ocorreu a perda da alcalinidade, seja esta por carbonatação ou por outras causas, como exposição à ácidos, por exemplo. Assim, nos casos de investigação onde o fator causador da redução do pH não é conhecido, são necessárias análises laboratoriais [9].

5. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq e a FAPEMIG pelo apoio financeiro e a HOLCIM, pelo fornecimento do cimento utilizado nesta pesquisa.

6. Referências bibliográficas

- [1] HELENE, P. R. L., Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. Tese de Livre Docência, EPUSP, São Paulo, 1993, 231 p.
- [2] HEWLETT, P. C., *Lea's Chemistry of Cement and Concrete*, 5th edition, ed. Elsevier, Oxford, p. 324-334, 1998.
- [3] NEVILLE, A. M., *Properties of Concrete*. 5th edition. Pearson Education Limited, Harlow, England, 2012. 872 p.
- [4] BOUNY, V. B.; CAPRA, B.; LAURENS, S., A durabilidade das armaduras e do concreto de cobrimento In: OLLIVIER, J. P.; VICHOT, A. *Durabilidade do Concreto: Bases Científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente*. Tradução OSWALDO CASCUDO e HELENA CARASEK. 1o ed. São Paulo: IBRACON, 2014. 615 p.
- [5] TAYLOR, H. F. W., *Cement Chemistry*. 2o edition. London: Thomas Telford Publishing, 488 p. 1997.
- [6] RIBEIRO, D. V.; SALES, A.; SOUSA, C. A. C.; CUNHA, M. P. T.; LOURENÇO, M. Z.; HELENE, P., *Corrosão em Estruturas de Concreto Armado: Teoria, Controle e Métodos de Análise*. 1o ed. Rio de Janeiro, Elsevier Ed. 2014; p. 272.
- [7] KROPP, J., Relations between transport characteristics and durability In: *Performance Criteria for Concrete Durability*. KROPP, J.; HILSDORF, H. K., RILEM Report 12. London and New York, 1995, p. 97-102.
- [8] RILEM CPC-18. Measurement of hardened concrete carbonation depth. *Materials and Structures*, 1988, p. 453-455.
- [9] CEN - COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION: Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Test methods - Determination of carbonation depth in hardened concrete by the phenolphthalein method. (BS EN 14630:2006). Brussels, Belgium, 2006.
- [10] YU, M. Y.; LEE, J. Y.; CHUNG, C. W., The Application of Various Indicators for the Estimation of Carbonation and pH of Cement Based Materials. *Journal of Testing and Evaluation*, 2010: vol. 38, No. 5.
- [11] MCPOLIN, D. O.; BASHEER, P. A. M.; LONG, A. E., Carbonation and pH in concretes manufactured with supplementary cementitious materials. *J Mater Civil Eng*. 2009: 21, p.217-225.
- [12] FIGUEIREDO, E. P.; MEIRA, G. R., *Corrosão das armaduras das estruturas de concreto*. México: Boletim técnico ALCONPAT Internacional. v. 6. 2013.
- [13] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 5733 /EB-2: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.
- [14] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 7214: Areia normal para ensaio de cimento – Especificação. Rio de Janeiro, 2012.
- [15] BERNARDES, E. E.; MAGALHÃES, A.G.; VASCONCELOS, W.L.; NUNES, E.H.M., Evaluating of the effect of varying the workability in the concrete pore structure by using X-ray microtomography. *RIEM*, 6 (4), August (2013), 582-597.
- [16] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 7215 (Incorpora a Errata nº 1 de 1997): Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.
- [17] PU, Q.; JIANG, L.; XU, J.; XU, Y.; ZHANG, Y., Evolution of pH and chemical composition of pore solution in carbonated concrete. *Construction and Building Materials*, 2012: v.28, p.519-524.
- [18] PAULETTI, C.; DAL MOLIN, D. C. C.; KASMIERCZAK, C. S.; BREZEZINSKI, D. Profundidade de carbonatação em ensaios acelerados com diferentes percentuais de CO₂ In: 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Anais em CD. Pernambuco, 2005.
- [19] JIANDE, H.; WEI, S.; GANGHUA, P., X-ray Microtomography of the Carbonation Front Shape Evolution of Cement Mortar and Modeling of Accelerated Carbonation Reaction. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.* Apr.2013: p.303-308.
- [20] LYDZBA, D.; RAJCZAKOWSKA, M.; STEFANIUK, D., Identification of the Carbonation Zone in Concrete Using X-Ray Microtomography. *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. XXXVI, No. 1, 2014.
- [21] DILONARDO, I.; VARHEN, C.; LEE, C.; FIGUEIREDO, A., Avaliação Metodológica da Medida de Carbonatação em Microconcretos. In: 57º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2015, Bonito – MS. Anais... Bonito: CBC, 2015.

Study of blast wave overpressures using the computational fluid dynamics

Estudo das sobrepressões da onda de choque de uma explosão utilizando a fluidodinâmica computacional



M. L. COSTA NETO ^a
eng_murilolimeira@hotmail.com

G. N. DOZ ^a
graci.doz@gmail.com

Abstract

The threats of bomb attacks by criminal organizations and accidental events involving chemical explosives are a danger to the people and buildings. Due the severity of these issues and the need of data required for a safety design, more research is required about explosions and shock waves. This paper presents an assessment of blast wave overpressures using computational fluid dynamics software. Analyses of phenomena as reflection of shock waves and channeling effects are done and a comparison between numerical results and analytical predictions has been executed, based on the simulation of several models. The results of this paper suggest that the common analytical predictions aren't accurate enough for an overpressure analysis in small stand-off distances and that poorly designed buildings may increase the shock wave overpressures due multiple blast wave reflections, increasing the destructive potential of the explosions.

Keywords: blasts, blasts waves, computacional fluid dynamics.

Resumo

Ameaças de ataques com bomba por parte de organizações criminosas e acidentes envolvendo explosivos químicos representam um perigo real às estruturas e a seus usuários. A gravidade destes problemas e a necessidade de informações que auxiliem a elaboração de projetos mais seguros demandam pesquisas relacionadas às explosões. Este trabalho faz uma avaliação das sobrepressões de ondas de choque oriundas da detonação de explosivos à base de TNT, utilizando a fluidodinâmica computacional. Pela simulação de diferentes modelos foi possível verificar fenômenos como reflexões de ondas de choque e efeitos de canalização e realizar a comparação dos resultados de sobrepressão de onda com predições analíticas. Os resultados indicam que as técnicas de predição são pouco acuradas na análise de estruturas muito próximas do ponto de detonação e que ambientes mal projetados podem favorecer o fenômeno das múltiplas reflexões de onda, aumentando o potencial destrutivo da explosão.

Palavras-chave: explosões, ondas de choque, fluidodinâmica computacional.

^a University of Brasília, Department of Civil and Environmental Engineering, Brasília, DF, Brazil

1. Introduction

Shock waves and explosion phenomena, especially from high explosives, are useful for mining and for military applications. However, explosions might represent a severe risk for civilian structures and their users. A blast is a complex and nonlinear phenomenon that demand several analytical studies associated with numerical and experimental analysis. The main objective of these studies is the definition of fundamental controlling factors and blast parameters.

Recent researches about explosion receive important support from current computational resources. The blast experiments might be complex and expensive, for example, experiments based on elaborated urban environment or models involving high mass of explosives are uneconomical. The numerical development enable advanced structural modeling capabilities, facilitate the setup of large scale models and optimized building layouts.

The main objective of protective construction is to improve people and general contents survival probability after a blast event against a facility [1]. These constructions need sufficient ductility and redundancy to prevent progressive collapse [2]. Another important factor in a protective construction is the façade response to the blast loading that significantly affect the structure behavior [3].

A suitable internal layout of a protective building might facilitate the escape of hot gases from an internal explosion and prevent channeling effect due successive shock wave reflections. On the other hand, the global behavior of a given construction with adjacent buildings and the analysis of their structural geometries and construction materials may provide important information for designers to concept suitable strategies to mitigate damages from an explosion.

This paper presents a study of the explosions wherein numerical simulations based on computational fluid dynamics (CFD) were developed. The computational software Autodyn from Ansys © Workbench version 15 from 2014 [4] was used in this research. The simulated models are constituted by two close buildings under an external explosion. Several environment conditions as different level of openings, internal layouts and the presence of obstacles between the explosion and the buildings were considered in the analysis. A study of the channeling effect was conducted too.

The results for shock wave overpressure were compared with empirical predictions of several authors, for example, Kinney [5]. The

Table 1
Explosives and their TNT equivalency (9)

Explosive	TNT Factor
TNT	1,00
Torpex	1,20
PETN	1,66
RDX	1,60
HBX-3	1,02
Nitroglicerina	1,50
Pólvora	0,55
C4	1,18

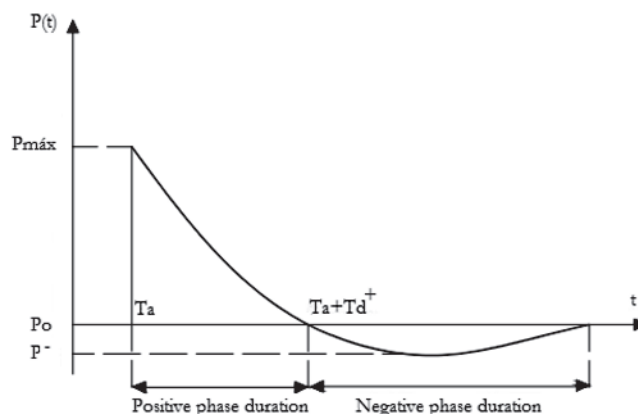


Figure 1
Blast wave pressure - time history

results enabled a comprehensive analysis of shock waves propagation in complex environment and their interaction with rigid surfaces. The shock wave reflections influence on the resulting overpressures was analyzed.

2. The explosions and their basic parameters

An explosion is summarily defined as rapid and sudden release of large amount of energy [6] wherein a violent expansion of the hot gases from the epicenter create a layer of compressed air, the shock wave [7]. Despite the high applicability on military operations, demolitions and mining, the explosions may represent a severe risk to the civilian structures and people when produced by accidents or criminal organizations. The explosions can be classified in nuclear, mechanical and chemical. The chemical explosions are related with high explosives (HE) that are a group of solid explosives able to produce shock waves when detonated in open air or underwater pressure pulses [8]. The properties and the effects of explosion of high explosives are more known than nuclear blast effects due the simplicity involved on the production and the utilization.

The type and quantity of explosive detonated are related with the magnitude of an explosion. An equivalence with TNT's energy may be used to evaluate the explosive power (Table 1) and that factor is largely utilized to determine proper masses of different kind of explosives in TNT. The parameters of a shock wave produced by an explosion can be suitable plotted in a graph, the pressure-time history (Figure 1).

From the Figure 1:

Ta or Arrival time is the time when the shock wave reach the analysis point.

Td+ or duration time of positive phase is the time between the arrival time (Ta) and the time when negative phase starts.

Td- or duration time of negative phase, starts when the positive phase of the shock wave ends and still be counted until the stabilization of ambient pressure.

Pmax or P or peak value of pressure is the highest value of pressure in positive phase of shock wave. Pmax occur at the arrival time (Ta).

P- or under pressure is the lowest value of under pressure in the negative phase of shock wave.

P_o or ambient pressure is the reference standard pressure.

The overpressure (ΔP) is a pressure above standard atmospheric pressure. It can be measured by peak value of pressure (P_{\max}) minus atmospheric pressure (P_o).

The scaled distance is a dimensional distance parameter used to estimate blast effects in a given distance of the explosion.

The scaled distance "Z" (Equation 1) is defined by the relationship between the distance "R" from an explosive charge with mass "W". The values of "R" and "W" are measured in meters and kilograms, respectively.

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} \quad (1)$$

The explosive charge shape has a great influence in the definition of the shock front, this influence is very important in the analysis of close range explosions. Despite this, the use of spherical shaped explosives is common in the researches. In this case, the shock waves expand radially in the air from the detonation point. It is important to have previous knowledge about the shock wave behavior to evaluate the blast loading on a structure. To do so, there are important properties to consider in a shock wave analysis, such as the arrival time, the incident overpressure and the duration time of the positive phase.

Several researchers developed semi empirical formulations to estimate the overpressures of shock wave from a given distance to the detonation point. These formulations have low accuracy in some cases due the simplifications used in his development, but it still largely applicable in many problems.

Brode apud Mays and Smith [8] introduced the equations 2 and 3 to evaluate the overpressure (ΔP) in bar.

$$\Delta P = \frac{6,7}{Z^3} + 1 \quad (bar) \quad (2)$$

$$\Delta P = \frac{0,975}{Z} + \frac{1,455}{Z^2} + \frac{5,85}{Z^3} - 0,019 \quad (bar) \quad (3)$$

The equation 2 is applicable to evaluate overpressures in short distances wherein the overpressures is high ($\Delta P > 10$ bar). On the other hand, the equation 3 is applicable to medium and far distances wherein the overpressures are low ($0,1 < \Delta P < 10$ bar). Henrych apud Smith and Hetherington [7], based in experimental and numerical data, introduced the equations 4, 5 and 6 to estimate shock wave overpressures in bar.

$$\Delta P = \frac{14,072}{Z} + \frac{5,540}{Z^2} - \frac{0,357}{Z^3} + \frac{0,00625}{Z^4} \quad (bar) \quad (4)$$

$$\Delta P = \frac{6,194}{Z} - \frac{0,326}{Z^2} + \frac{2,132}{Z^3} \quad (bar) \quad (5)$$

$$\Delta P = \frac{0,662}{Z} + \frac{4,05}{Z^2} + \frac{3,288}{Z^3} \quad (bar) \quad (6)$$

The equation 4 is used to measure shock wave overpressure in close field ($0,05 \leq Z \leq 0,3$ m/kg^{1/3}). The equations 5 and 6 are applicable to $0,3 \leq Z \leq 1$ m/kg^{1/3} and $1 \leq Z \leq 10$ m/kg^{1/3}, respectively. Newmark and Hansen apud Ngo et al. [6] introduced the Equation 7 to measure the shock wave overpressure in bar. That equation is similar to equations presented before, but is directly related with the charge mass (W) and standoff distance (R) instead of the scaled distance (Z).

$$\Delta P = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \left(\frac{W}{R^3} \right)^{1/2} \quad (bar) \quad (7)$$

Kinney and Graham [5] introduced an equation to predict the shock wave overpressure in bar (Equation 8). Unlike the previous proposals, Equation 8 consider atmospheric pressure in the formula.

$$\frac{\Delta P}{P_o} = \frac{808 \left[1 + \left(\frac{Z}{4,5} \right)^2 \right]}{\sqrt[2]{1 + \left(\frac{Z}{0,048} \right)^2} \sqrt[2]{1 + \left(\frac{Z}{0,32} \right)^2} \sqrt[2]{1 + \left(\frac{Z}{1,35} \right)^2}} \quad (bar) \quad (8)$$

The Equation 9 was developed by Mills apud Ngo et al. [6]. This equation can be used to determine the overpressure of shock wave in kPa.

$$\Delta P = \frac{1772}{Z^3} - \frac{114}{Z^2} + \frac{108}{Z} \quad (kPa) \quad (9)$$

The predictions of the shock wave overpressure of an explosion in the near field has lower accuracy than medium and far field due the high complexity involved in the formation of the shock wave and the expanding gases behavior in the first milliseconds of the explosion.

3. Numerical analysis

3.1 Software

On this paper the numerical simulations are developed in Autodyn, a hydrocode from Ansys® Workbench version 15 from 2014 [4].

The Autodyn is a hydrocode developed to analyze systems under intense or very fast loadings. This software is based in computational fluid dynamics that use explicit time integration to solve the equations of motion, this enable the modeling of problems involving impacts, explosions, fragmentation and several nonlinear dynamics problems.

The Autodyn allows modeling and simulating complex problems about explosions that could be uneconomical, unsafe or inviable to be done by blast experiments. The software enables the study of phenomena as channeling of the shock wave, Mach wave, measurement of the shock wave overpressure in complex environments, data related to negative phase and considerations about thermodynamics effects. Some of these phenomena weren't considered in semi empirical predictions presented earlier due their complexity.

3.2 Numerical simulations

The primary goal of the simulations developed in this work is the analysis of the blast overpressures in various environments using the computational fluid dynamics. Three groups of simulations were developed.

In the first group, explosions in a free air were modeled using 1D models. The results for the shock wave overpressure were measured with gauges positioned in the model, henceforth this results were compared with the semi empirical predictions presented earlier in this work.

In the second group of simulations, the channeling effect was analyzed in 2D models. In these models, rigid obstacles were positioned to confine the explosion in order to canalize the energy. The analysis of the increment in the overpressure value due the multiple shock wave reflections has been executed, by positioning virtual gauges to measure them.

In the third group an urban environment has been modeled using 3D models. In that scenario, the overpressures of the shock wave from an explosion were studied. The models developed in these groups have some differences to enable the evaluation of different parameters, for example, the presence of obstacles between the explosion and the structures, positioning of the explosion and different internal layouts. The results for shock wave overpressure were collected by gauges and has been analyzed. Quadrilateral elements have been used to modeling the simulations of the first (1D) and second (2D) groups, and volume elements has been used to modeling the simulations of the third group (3D).

The models simulated share some similarities, for example, has been used Lagrangian mesh to model solids and Eulerian mesh to model fluids.

The Lagrangian meshes are meshes based in Lagrangian methods. In that case the modeled numerical mesh is enabled to move and distorts following the material motion.

The Eulerian mesh is a fixed mesh wherein the material flows through it. That mesh has a high computational cost to be processed due the large number of elements required to achieve accurate results [10]. The fluid-structure interaction can be

achieved enabling the Euler-Lagrange coupling.

The remapping technique can be used to obtain computational time savings, as a good way to increase computational efficiency. This technique is based on a remap of the 1D analysis results in a 3D mesh.

The boundary conditions used in the borders of air model allows the representation of unlimited air medium. The buildings simulated in third group were modeled as rigid and were assumed as resting on a rigid ground. That assumptions enable an overall analysis of shock wave and a several gains of computational efficiency avoiding excessive deformations or fragmentation of the Lagrangian elements.

The Table 2 presents the properties of materials used in the simulations.

3.3 1° Group: The measurement of shock wave overpressures from an explosion of spherical TNT charge in free air - 1D

The most simplified models to study blast waves consist in a detonation of spherical charge of TNT in free air in standard conditions.

This first group of simulations were developed to involve this simplified conditions enabling a suitable comparative analysis with semi empirical models. Several meshes sizes were used in these simulations.

The simulated models consist of a wedge formed by a combination of quadrangular elements filled with air (Figure 2). The charge of TNT was positioned in the center of model. The meshes sizes used were 5 mm, 10 mm, 20 mm and 50 mm.

A 1kg TNT charge was detonated and the pressures was being measured at standoff distances 2,0 m, 2,5 m, 2,9 m, 3,3 m, 3,7 m, 4,0 m, 4,7 m, 5,0 m, 5,3 m, 5,9 m, 6,2 m, 6,7 m and 7,0 m.

The air was considered in standard conditions.

3.4 2° Group: The analysis of channeling effect - 2D

The channeling effect occurs due complex environments geometries that can confine and canalize the energy of the explosion.

Table 2

Material properties

	Ar	TNT	Concrete
Equation of State	Ideal gas	Jones-Wilkins-Lee	Polinomial (Mie-Gruneisen)
Specific heat	717,6 j/kgK	-	-
Reference density	0,001225 g/cm ³	1,63 g/cm ³	2,50 g/cm ³
Reference temperature	288,2 K	-	-
Detonation velocity	-	6,93.10 ³ m/s	-
Pressure	-	2,1.107kPa	-
Energy	-	6,0.108KJ/m ³	-
Strength model	-	-	RHT concrete
Failure model	-	-	RHT concrete

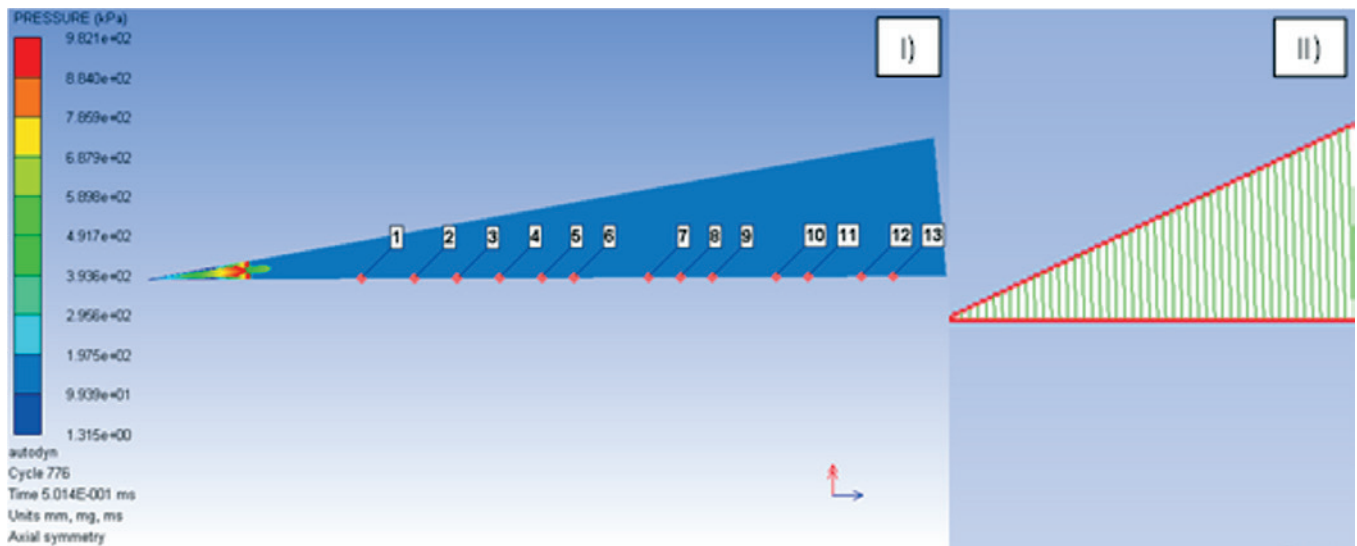


Figure 2
 I) Shock wave propagating along the wedge element and gauges positioning; II) Mesh size detail

This effect may increase the shock wave overpressures. In this group of simulations, four models were simulated (Figure 3) to allow a comprehensive analysis of the channeling effect influence in the shock wave overpressures value. The 2D models simulated consist of a combination of quadrangular elements filled with air. Two rigid obstacles were positioned in this models in order to confine the explosion. A 50kg TNT charge was detonated (Figure 4) and the pressures were being measured by gauges 1, 2 and 3 at standoff distances 2 m, 4 m and 8 m, respectively. In this models were used Eulerian mesh to model explosion environment and Lagrangian mesh to define the obstacles. Large numerical models involving explosions may be modeled using mesh size of 500 mm in order to achieve a certain degree of

accuracy and a good computational efficiency [11]. However, in this case, a mesh size of 50 mm was used.

3.5 3° Group: Measurement of blast wave overpressures in an urban environment- 3D

The real scaled experiments involving explosions in an urban environment may be very complex or uneconomical. In this case, the

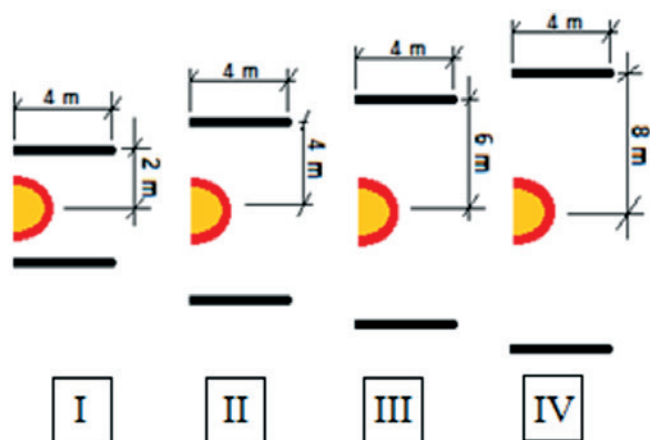


Figure 3
 I) Obstacles at 2 m from explosion; II) Obstacles at 4 m from explosion; III) Obstacles at 6 m from explosion; IV) Obstacles at 8 m from explosion

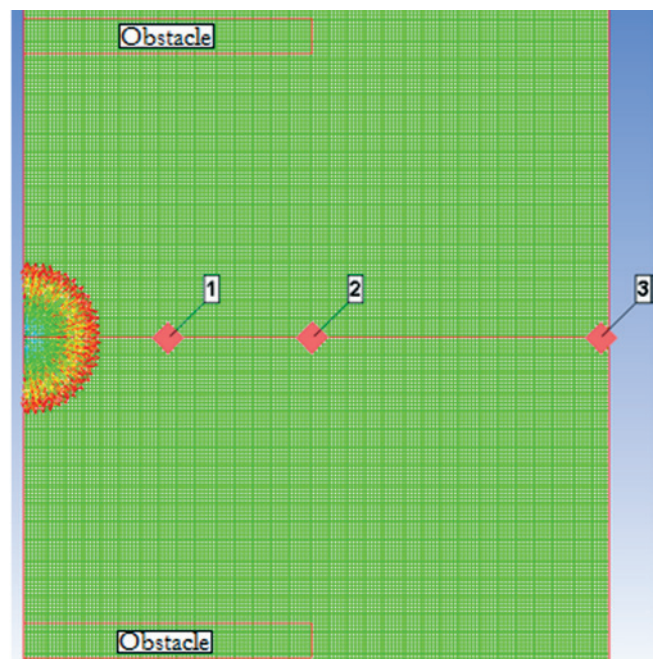


Figure 4
 Mesh size of 50mm and gauges positioning along the model

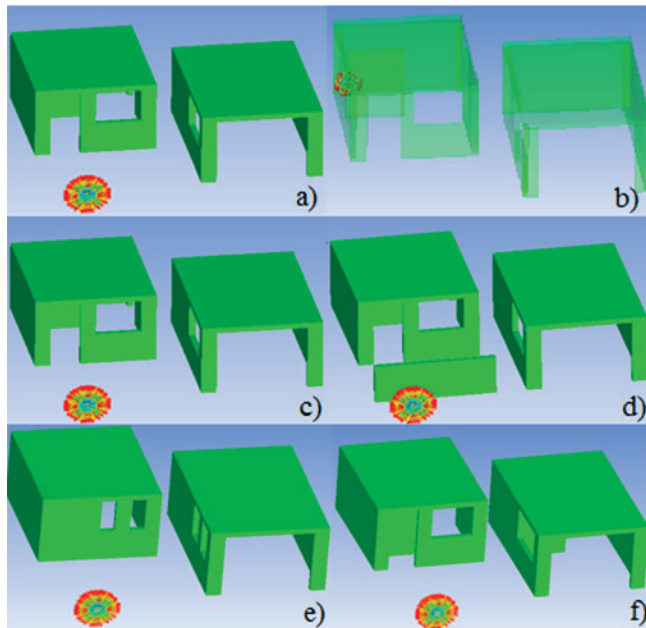


Figure 5
Simulated models a), b), c), d) and f)

numerical approach may be a good way to avoid operational problems and develop a reliable study.

The fundamental objective of this work is the analysis of the shock wave propagation and its interaction with rigid buildings. This enable the evaluation of overpressure history inside or outside the buildings.

Rigid concrete elements were used to model the edifications. This concept was utilized to develop six models, but a seventh model considering a free air blast was developed to allow a comprehensive comparative study.

Figure 5 shows the simulated models.

A 100kg TNT charges has been detonated in all models except in the model C) wherein detonated a 10kg TNT charge.

The models a) and b) have the same geometry and layout, but the positioning of the TNT charge is different.

The models a), c) and d) have many similarities, but in the model c) was used a 10kg TNT charge. Another difference is the obstacle between the explosion and the buildings modeled in d) model.

The models e) and f) are identical with a) except the level of the openings of the buildings and the internal layout, respectively.

Figure 6 shows the positioning of the gauges at the 500mm over the ground. The mesh size of the buildings and the rigid soil surface are shown, too.

Lagrangian elements were used to mesh the solids and the Eulerian mesh to model the fluids. The standard ambient conditions were used in the models.

The boundary conditions used in the models enables the structures and the soil to have rigid behavior. These assumptions allow an overall analysis of shock wave overpressures distribution and a gain of computational efficiency avoiding excessive deformations or fragmentation of the Lagrangian elements.

A mesh size of 500 mm may be used to simulate urban environments with good accuracy [11]. But in this work a mesh size of 50mm was used.

4. Results and discussion

4.1 Results from the 1° Group (1D)

The results obtained from the 1D models were compared with the results from empirical formulas presented earlier and were plotted in Figure 7.

The mesh sizes of 5 mm and 10 mm presented similar results with the Henrych and Brode predictions. The results for blast overpressures start an asymptotic convergence to large

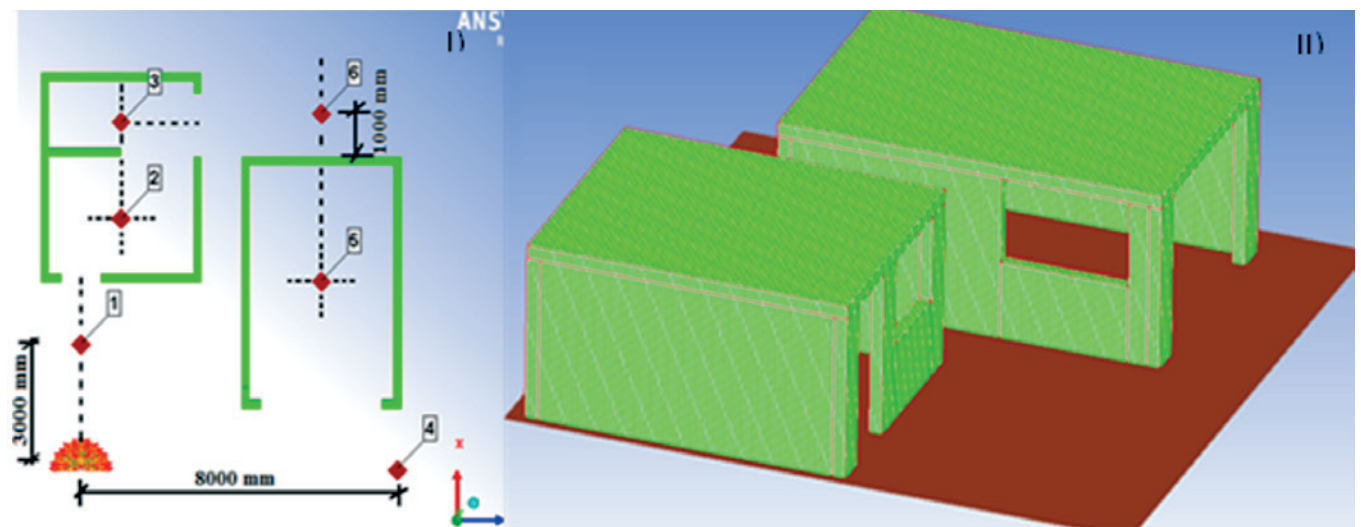


Figure 6
I) Gauges positioning; II) Mesh detail and rigid soil surface illustration

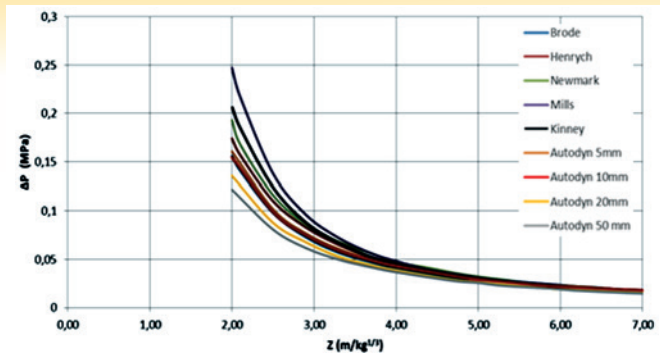


Figure 7
Comparison between the prediction methods and the numerical results of shock wave overpressures

scaled distances. On the other hand, results from short standoff distances ($Z < 2 \text{ m/kg}^{1/3}$) were less accurate.

The results obtained from the mesh sizes of 5 mm and 10 mm differ of 6%. The convergence of these meshes starts at $2,5 \text{ m/kg}^{1/3}$.

4.2 Results from 2° Group (2D)

Figure 8 presents the results obtained from this group of simulations.

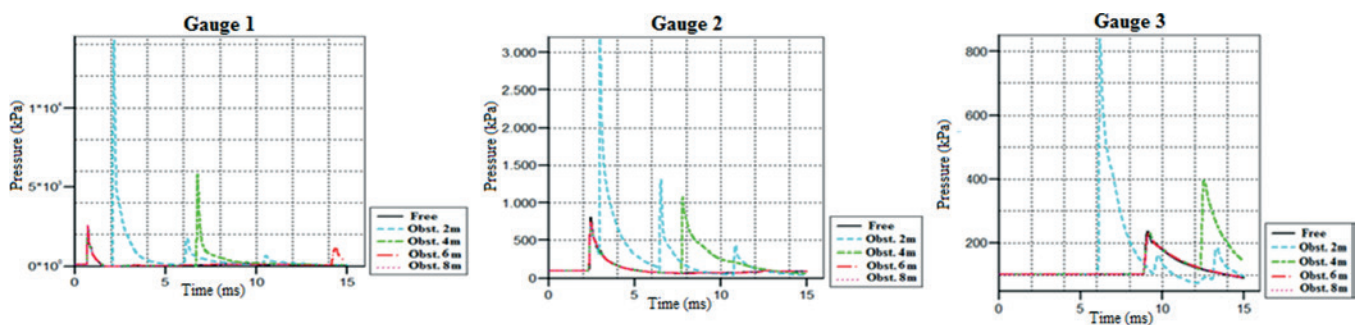


Figure 8
Blast wave pressure - time history from a 50 kg TNT charge

The successive peaks of shock wave overpressure are more frequently when the confinement is more accentuated. Therefore, a high level of confinement may increase the number of shock wave reflections.

The gauges 1 and 2 show the highest overpressures values due the channeling effect. That effect increased more than 300% the magnitude of the shock wave overpressure.

The case I presented the highest level of confinement. In that case, the shock wave reached the gauge 3 more fast than other cases. Thus, the channeling has an important influence in directing explosive energy.

The confinement area may be defined as the region between the obstacles. The Figure 9 shows the plot of the maximum overpressure vs confinement area.

This graph shows the relationship between the level of confinement and the increases of the overpressure value. The correct design of internal layouts of the structures can be useful to mitigate destructive effects from an explosion. Thus, the channeling effect of the shock wave must be analyzed and avoided during the design process of protective buildings, this is a dangerous phenomenon and cannot be neglected.

4.3 Results from 3° group (3D)

Table 3 shows the results of shock wave overpressure and arrival time from sensors 1, 2, 3, 4 and 5 for each simulation.

These results show that the presence of obstacle between the explosion and the buildings retained an important parcel of blast wave energy. Consequently, it mitigated the incident overpressures in the buildings. However, in this case, the pressures measured by the gauge 4 were increased due the redirection of the blast energy. Therefore, the obstacles should be positioned wisely, they may redirect the explosion energy increasing the shock wave overpressure in the surroundings.

The case c) used the smallest TNT charge but the shock wave overpressure generated was high enough to severely damage the building [12].

The case b) an internal blast was simulated, and its results indicated a different behavior of shock wave overpressures distribution in the model. The location of the explosion in a confined environment increased the overpressures inside the building.

Considering an external explosion, a lower level of openings protected the internal environments of the buildings from blast wave overpressures. This result was expected.

The case f) presented slightly lower internal overpressures than case a) due the changes in internal layout

Table 4 presents a comparison between the simulations results

and semi empirical predictions. An analysis of these results show that semi empirical predictions aren't accurate enough to evaluate shock wave overpressures in complex urban environments.

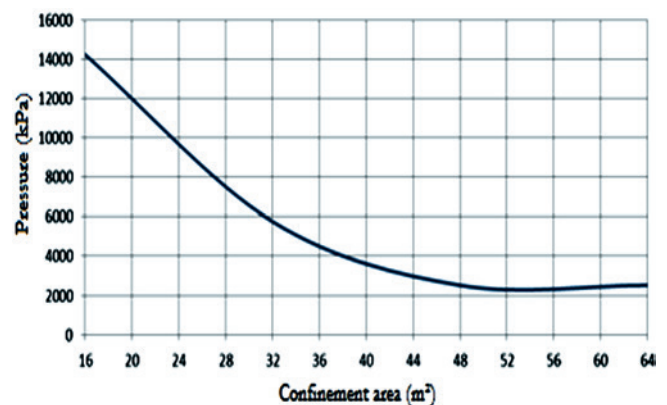


Figure 9
Blast wave overpressure vs confinement area

Table 3

Results of the shock wave overpressures and the arrival time

Simulation		Gauge 1	Gauge 2	Gauge 3	Gauge 4	Gauge 5
Free air blast (without obstacles)	ΔP (kPa)	2754	1226	543	636	717
	Ta (ms)	0,99	2,95	5,41	4,84	4,17
a)	ΔP (kPa)	2754	425	340	684	336
	Ta (ms)	0,99	3,29	10,89	4,86	6,99
b)	ΔP (kPa)	570	973	15731	-	40
	Ta (ms)	4,83	4,19	0,82	-	9,36
c)	ΔP (kPa)	1333	116	50	150	104
	Ta (ms)	1,51	6,00	12,31	9,02	10,96
d)	ΔP (kPa)	224	121	65	1017	272
	Ta (ms)	3,16	8,85	14,41	4,31	6,47
e)	ΔP (kPa)	-	72	162	-	250
	Ta (ms)	-	7,46	9,54	-	7,17
f)	ΔP (kPa)	-	130	363	-	655
	Ta (ms)	-	8,05	9,60	-	6,90

Table 4

Comparison between numerical results and semi empirical predictions

Method (kPa)	Gauge 1	Gauge 2	Gauge 4
Kinney e Graham	2848	562	303
Newmark e Hansen	3079	514	262
Mills	8067	822	385
Free air (without obstacles)	2754	1226	636
Case a)	2754	425	684

Semi empirical predictions may not consider important effects as ground reflection of Mach reflection.

5. Conclusions

In this work, the numerical simulations developed showed useful results to study the shock waves overpressures, an important damage mechanism of an explosion. That's why protective buildings designers require several information about it to create reliable projects. Therefore, the numerical approach of computational fluid dynamics emerges as a useful and efficiently tool to solve highly nonlinear problems involving explosives.

The first group of simulations (1D) showed similar results with the semi empirical predictions. In this case, in the numerical model was avoided shock wave reflections to achieve a good approach with the predictions. The meshes sizes of 5mm and 10mm presented similar results, and the convergence was observed in medium and far scaled distances.

The positioning of the explosive and the buildings geometry has a fundamental influence on the distribution of shock wave overpressures along the model. A high opening level of the façades promote the shock wave penetration into the rooms that result in increased overpressures inside the building. In this case, an opti-

mized internal layouts design can be used to decrease the overpressure in internal environments.

The use of narrow corridors in the buildings may promote the occurrence of the channeling effect of the blast wave that increase the shock overpressures.

The channeling effect is a complex phenomenon that can be occur inside of the buildings or affect entire buildings in urban environments. Many cities have a complex distribution of their buildings, the proximity of tall buildings and the absence of open areas may difficult the dispersion of the blast energy, the shock waves can engulf entire buildings and reflect many times between nearby façades increasing their destructive effect.

A different distribution of the shock wave overpressures was observed during the internal explosions analysis. That results illustrates the high risk involved in the confinement of the explosion that can increase severely the overpressures value due the channeling effect. The right way to avoid or minimize this effect is the use of free spaces between the structures and suitable internal design avoiding narrow or dead end corridors.

Debris and fire may be a consequences of an explosion. But numerical analysis involving these aspects need to be executed separately due the high computational work demanded by this kind of simulation. The explosion may launch debris and fragments at

high velocities dealing a considerable amount of damage to surrounding structural elements. Therefore, the design of protective structures need to be based in a deep analysis of fundamental damages mechanisms involved in an explosion event.

6. Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the financial support of the CNPq.

7. References

- [1] KRAUTHAMMER, T. *Modern Protective Structures*, Taylor & Francis Group, Florida, 2007.
- [2] FU, F. *Advanced Modelling Techniques in Structural Design*, John Wiley & Sons, West Sussex, 2015.
- [3] PCI's Architectural Precast Concrete Services Committee. *Blast Considerations*, PCI designer's notebook, 2016.
- [4] ANSYS® WORKBENCH. Version 15.0.7. Ansys, Inc, 2014.
- [5] KINNEY, G. F., GRAHAM, K. J. *Explosive Shocks in Air*, Springer Science + Business Media, 2nded, New York, 1985.
- [6] NGO, T., MENDIS, P., GUPTA, A., RAMSAY, J. *Blast Loading and Blast Effects on Structures*, *Electronic Journal of Structural Engineering*, 76-91, 2007.
- [7] SMITH, P. D., HETHERINGTON, J. G. *Blast and Ballistic Loading of Structures*, Butterworth-Heinemann, Oxford, 1994.
- [8] MAYS, G. C., SMITH, P. D. *Blast Effects on Buildings*, Thomas Telford, London, 1995.
- [9] USMANI, ZEESHAN-UL-HASSAN. *Explosions Modeling – A Tutorial*. Autumn Simulation Multi-Conference, The Society for Modeling & Simulation International, 2012.
- [10] BIRNBAUM, N. K., CLEGG, R. A., FAIRLIE, G. E. *Analysis of Blast Loads on Buildings*, Century Dynamics Incorporated, Oakland, California, 1996.
- [11] LUCCIONI, B. M., AMBROSINI, D. *Blast Load Assessment Using Hydrocodes*, *Mecánica Computacional*, Vol. XXIV, Buenos Aires, 2005.
- [12] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC), HINMAN, E., HINMAN CONSULTING ENGINEERS. *Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks*, Federal Emergency Management Agency, United States, 2003.

Study of blast wave overpressures using the computational fluid dynamics

Estudo das sobrepressões da onda de choque de uma explosão utilizando a fluidodinâmica computacional



M. L. COSTA NETO ^a
eng_murilolimeira@hotmail.com

G. N. DOZ ^a
graci.doz@gmail.com

Abstract

The threats of bomb attacks by criminal organizations and accidental events involving chemical explosives are a danger to the people and buildings. Due the severity of these issues and the need of data required for a safety design, more research is required about explosions and shock waves. This paper presents an assessment of blast wave overpressures using computational fluid dynamics software. Analyses of phenomena as reflection of shock waves and channeling effects are done and a comparison between numerical results and analytical predictions has been executed, based on the simulation of several models. The results of this paper suggest that the common analytical predictions aren't accurate enough for an overpressure analysis in small stand-off distances and that poorly designed buildings may increase the shock wave overpressures due multiple blast wave reflections, increasing the destructive potential of the explosions.

Keywords: blasts, blasts waves, computacional fluid dynamics.

Resumo

Ameaças de ataques com bomba por parte de organizações criminosas e acidentes envolvendo explosivos químicos representam um perigo real às estruturas e a seus usuários. A gravidade destes problemas e a necessidade de informações que auxiliem a elaboração de projetos mais seguros demandam pesquisas relacionadas às explosões. Este trabalho faz uma avaliação das sobrepressões de ondas de choque oriundas da detonação de explosivos à base de TNT, utilizando a fluidodinâmica computacional. Pela simulação de diferentes modelos foi possível verificar fenômenos como reflexões de ondas de choque e efeitos de canalização e realizar a comparação dos resultados de sobrepressão de onda com predições analíticas. Os resultados indicam que as técnicas de predição são pouco acuradas na análise de estruturas muito próximas do ponto de detonação e que ambientes mal projetados podem favorecer o fenômeno das múltiplas reflexões de onda, aumentando o potencial destrutivo da explosão.

Palavras-chave: explosões, ondas de choque, fluidodinâmica computacional.

^a University of Brasília, Department of Civil and Environmental Engineering, Brasília, DF, Brazil

1. Introdução

As explosões em geral produzem ondas de choque que, apesar de sua utilidade para fins de mineração ou militares, podem representar um risco severo às estruturas civis e aos seus usuários. Eventos recentes como ameaças terroristas ou acidentes reforçam o fato que um estudo amplo sobre o tema explosão é necessário, possuindo grande impacto na sociedade atual.

Por serem fenômenos complexos e não-lineares, os estudos que envolvem as explosões, tal como a formação e propagação das ondas de choque, costumam ser realizados com desenvolvimentos analíticos, experimentais e numéricos. Estas pesquisas visam a determinação e identificação dos principais fatores controladores do processo, assim como as consequências destes em cada caso analisado.

Atualmente os estudos envolvendo as explosões recebem um auxílio importante dos recursos computacionais, principalmente pela dificuldade de realização de ensaios experimentais que envolvam modelos urbanos complexos ou cargas elevadas de explosivo. A utilização de ferramentas numéricas possibilita o projeto e desenvolvimento de estruturas mais resistentes e com leiautes mais adequados à proteção dos usuários.

Com relação à segurança, o principal objetivo de um projeto seguro é incrementar, para um nível adequado, a probabilidade de sobrevivência dos usuários e equipamentos de uma dada instalação para uma dada ameaça [1]. Uma edificação segura deve ser também projetada de modo a prevenir o colapso progressivo, desde que seja atribuída a esta utilidade e redundância estrutural suficientes [2], sendo importante salientar que, para explosões externas, a resposta da fachada ao carregamento advindo da explosão afeta de maneira significativa o comportamento da estrutura [3].

Uma organização adequada do leiaute interno pode facilitar a saída dos gases aquecidos e evitar que reflexões sucessivas da onda de choque ocasionem o efeito de canalização. Por outro lado, a consideração global da estrutura com edifícios adjacentes e a análise das geometrias e dos materiais podem fornecer informações importantes para a elaboração de estratégias de mitigação dos danos de uma explosão durante a concepção de um projeto. Nesse âmbito, o presente trabalho apresenta um estudo das explosões, no qual foram realizadas simulações numéricas basea-

Tabela 1

Equivalência em massa de TNT de alguns explosivos (9)

Explosivo	Fator TNT
TNT	1,00
Torpex	1,20
PETN	1,66
RDX	1,60
HBX-3	1,02
Nitroglicerina	1,50
Pólvora	0,55
C4	1,18

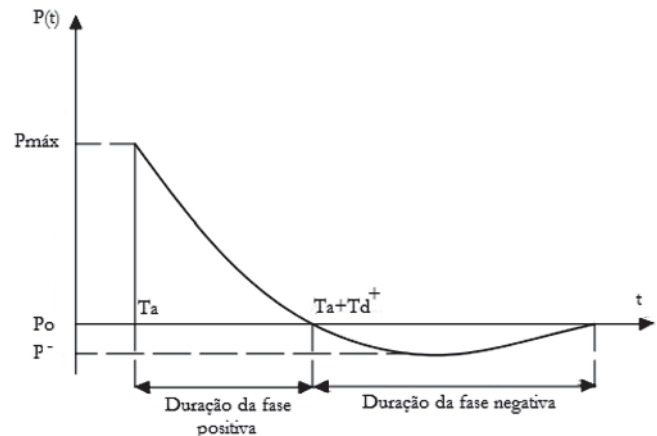


Figura 1

Diagrama da pressão em função do tempo de uma onda de choque

das na fluidodinâmica computacional (CFD) por meio do “software” Autodyn do pacote Ansys ® Workbench versão 15 de 2014 [4]. Os modelos simulados são constituídos por duas edificações adjacentes submetidas a uma explosão. Foram analisadas condições diversas como diferentes níveis de aberturas e leiautes internos, sendo também considerados obstáculos entre a explosão e as edificações. Além disso, foi estudado o efeito de canalização. As respostas quanto às pressões foram comparadas com predições empíricas apresentadas por diversos autores como, por exemplo, Kinney [5]. Os resultados permitiram um estudo em relação à propagação da onda de choque e à interação desta com superfícies rígidas, atentando para a influência dos efeitos de reflexão na magnitude das pressões incidentes.

2. As explosões e seus parâmetros básicos

Uma explosão é caracterizada como uma liberação repentina e em larga escala de energia [6] em que uma violenta expansão dos gases aquecidos a partir do epicentro resulta na formação de uma camada de ar comprimido, a onda de choque [7]. Apesar da grande utilidade em aplicações militares, demolições e na mineração, as explosões podem representar um risco severo para as estruturas e para as pessoas quando provenientes de acidentes ou de ações criminosas. De uma maneira geral, as explosões podem ser classificadas como nucleares, físicas e químicas, sendo que estas últimas envolvem os chamados alto explosivos, como, por exemplo, TNT e RDX. Os alto explosivos são um grupo de materiais químicos sólidos cuja detonação tem a capacidade de produzir uma onda de choque quando a céu aberto, ou pulsos de pressão quando sob a água [8]. As propriedades e os efeitos da explosão de um alto explosivo são mais conhecidos do que os efeitos da explosão de dispositivos nucleares, devido à relativa facilidade de sua produção e utilização.

A magnitude de uma explosão está relacionada com o tipo e quantidade de explosivo empregado. Costuma se utilizar o fator de TNT (Tabela 1) para converter a quantidade, em termos de massa, de um

determinado explosivo em uma quantidade equivalente de TNT. Para uma observação adequada dos parâmetros de uma onda de choque produzida por uma explosão é necessária a definição do gráfico do histórico de pressões (Figura 1).

Na Figura 1:

Ta ou tempo de chegada, é o tempo necessário para que a onda de choque produzida pela detonação se desloque do epicentro até o ponto de análise.

Td⁺ ou tempo de duração da fase positiva da onda de choque, começa a ser contado a partir do momento em que a onda de choque atinge o ponto de análise, ao término do tempo de chegada (Ta), e permanece ao longo da fase positiva até o início da fase negativa da onda.

Td⁻ ou tempo de duração da fase negativa da onda de choque tem início ao fim da fase positiva da onda de choque. Permanece sendo contado até que as pressões decorrentes da onda de choque se estabilizem com a do ambiente.

P_{máx} ou P ou pressão máxima da fase positiva é definida como o pico de pressão que ocorre quando a onda de choque atinge o ponto de análise.

P₋ ou pressão máxima da fase negativa é a pressão máxima atingida durante a fase negativa da onda de choque; possui valor em módulo muito inferior ao P_{máx}.

P_o ou pressão ambiente é a pressão de referência de onde ocorreu a explosão.

A diferença entre a pressão máxima da onda de choque (P_{máx}) e a pressão ambiente (P_o) resulta na sobrepressão (ΔP), que é utilizada comumente para fins de quantificação de danos.

Em um determinado ponto de análise, os efeitos de uma determinada explosão podem ser estimados a partir da avaliação da distância em escala.

Sendo “R” a distância em metros do ponto de detonação de um explosivo ao ponto de análise e considerando “W” como a massa deste explosivo em quilogramas de TNT, pode-se definir o parâmetro Z, chamado de distância em escala (Equação 1).

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} \tag{1}$$

O formato do dispositivo explosivo tem influência na configuração geométrica da onda de choque. Para fins de pesquisa é comumente adotada uma massa esférica de explosivo e, a partir da detonação desta, são produzidas as ondas de choque com uma dispersão radial a partir do ponto de detonação.

Para se avaliar o carregamento aplicado por uma explosão sobre uma determinada estrutura é necessário o conhecimento do comportamento da onda de choque. As principais propriedades a serem consideradas são o tempo de chegada da onda, a sobrepressão máxima incidente e o tempo de duração da fase positiva da onda.

Diversos pesquisadores propuseram formulações semiempíricas para predição das sobrepressões advindas da onda de choque de uma explosão em um determinado ponto de análise. Apesar das simplificações e de algumas limitações destas proposições, elas podem ser utilizadas para uma avaliação inicial de um problema. As equações 2 e 3, introduzidas por Brode apud Mays e Smith [8], apresentam os valores de pico da sobrepressão (ΔP) em bar.

$$\Delta P = \frac{6,7}{Z^3} + 1 \quad (bar) \tag{2}$$

$$\Delta P = \frac{0,975}{Z} + \frac{1,455}{Z^2} + \frac{5,85}{Z^3} - 0,019 \quad (bar) \tag{3}$$

A Equação 2 é utilizada para avaliar as sobrepressões em distâncias em escala curtas, em que as pressões são elevadas (ΔP > 10 bar). Já a Equação 3 é aplicada para médias a longas distâncias, em que as pressões são menores (0,1 < ΔP < 10 bar).

Henrych apud Smith e Hetherington [7], baseado em estudos experimentais e numéricos, desenvolveu um conjunto de equações para a determinação das sobrepressões da onda de choque de uma explosão (equações 4, 5 e 6).

$$\Delta P = \frac{14,072}{Z} + \frac{5,540}{Z^2} - \frac{0,357}{Z^3} + \frac{0,00625}{Z^4} \quad (bar) \tag{4}$$

$$\Delta P = \frac{6,194}{Z} - \frac{0,326}{Z^2} + \frac{2,132}{Z^3} \quad (bar) \tag{5}$$

$$\Delta P = \frac{0,662}{Z} + \frac{4,05}{Z^2} + \frac{3,288}{Z^3} \quad (bar) \tag{6}$$

A Equação 4 é utilizada para determinação das sobrepressões em pontos próximos da explosão (0,05 ≤ Z ≤ 0,3 m/kg^{1/3}). As equações 5 e 6 são utilizadas para os casos de 0,3 ≤ Z ≤ 1 m/kg^{1/3} e 1 ≤ Z ≤ 10 m/kg^{1/3}, respectivamente.

Com a Equação 7, desenvolvida por Newmark e Hansen apud Ngo et al. [6], é possível a obtenção do valor da sobrepressão em bar. Diferente das proposições de predição de sobrepressão anteriores, a proposta de Newmark e Hansen é dependente da massa do explosivo (W) e da distância (R), não sendo apresentada diretamente em função da distância em escala (Z).

$$\Delta P = 6784 \frac{W}{R^3} + 93 \left(\frac{W}{R^3} \right)^{1/2} \quad (bar) \tag{7}$$

Kinney e Graham [5] apresentaram uma proposta para estimar a sobrepressão da onda de choque em bar. A consideração da pressão ambiente (Po) na fórmula é o diferencial desta proposta com relação às anteriores (Equação 8).

$$\frac{\Delta P}{P_o} = \frac{808 \left[1 + \left(\frac{Z}{4,5} \right)^2 \right]}{\sqrt[2]{1 + \left(\frac{Z}{0,048} \right)^2} \sqrt[2]{1 + \left(\frac{Z}{0,32} \right)^2} \sqrt[2]{1 + \left(\frac{Z}{1,35} \right)^2}} \quad (bar) \tag{8}$$

A Equação 9 foi desenvolvida por Mills apud Ngo et al. [6] para determinação da sobrepressão de pico de uma onda de choque em kPa.

$$\Delta P = \frac{1772}{Z^3} - \frac{114}{Z^2} + \frac{108}{Z} \quad (kPa) \tag{9}$$

Comparando as formulações apresentadas, os resultados tendem a divergir quando são analisados pontos muito próximos da explosão, ou seja, com distâncias em escala pequenas.

3. Análise numérica

3.1 Ferramenta numérica

As simulações numéricas desenvolvidas neste trabalho foram realizadas no hidrocódigo Autodyn pertencente ao pacote do Ansys® Workbench versão 15 de 2014 [4].

O Autodyn é um hidrocódigo moderno desenvolvido para ser uma ferramenta computacional voltada para o estudo de carregamentos intensos ou aplicados muito rapidamente. Baseado na fluidodinâmica computacional, o programa, através de uma análise explícita, permite o estudo de problemas envolvendo impactos de aviões, fragmentação, explosões e outros problemas dinâmicos não lineares.

Com relação ao estudo das explosões, o Autodyn é de grande utilidade, pois é capaz de simular circunstâncias demasiadamente complexas para serem consideradas experimentalmente. Sua utilização permite a visualização e análise dos efeitos de canalização da onda de choque e da onda Mach, a obtenção das sobrepressões, a avaliação da fase negativa da onda de choque e as considerações sobre a termodinâmica das explosões. É importante salientar que algumas dessas características das explosões não foram consideradas no desenvolvimento das fórmulas semiempíricas de predição.

3.2 Considerações quanto aos modelos desenvolvidos

As simulações desenvolvidas neste trabalho visam permitir uma análise das sobrepressões de onda de choque de explosões em diferentes situações pela utilização da fluidodinâmica computacional. Ao todo, foram realizados três conjuntos de simulações.

No primeiro conjunto de simulações foram modeladas situações de explosão ao ar livre em modelos 1D para diferentes refinamentos de malha. Sensores virtuais foram colocados ao longo do modelo, de modo a captar as sobrepressões da onda de choque e comparar estes resultados com as predições analíticas.

No segundo conjunto de simulações foram elaborados modelos 2D para se analisar o efeito de canalização da onda de choque de uma explosão. Mediante a utilização de anteparos rígidos a diferentes distâncias do epicentro de uma explosão e sensores virtuais para captação das sobrepressões, foi possível avaliar o incremento no valor destas devido o confinamento da explosão.

No terceiro conjunto de simulações foram elaborados modelos 3D para se analisar a distribuição das sobrepressões de uma onda de choque em um ambiente urbano. Foram modeladas duas edificações vizinhas em diferentes circunstâncias como, por exemplo, sendo submetidas a uma explosão interna ou externa, com a presença de um anteparo rígido para proteção e para diferentes leiautes internos. Através de sensores virtuais convenientemente dispostos nos modelos, foi possível a captação e análise das sobrepressões da onda de choque.

Foram utilizados elementos planos no caso de análises em uma dimensão (1D) e duas dimensões (2D). Elementos de volume foram utilizados para os casos em três dimensões (3D).

As modelagens realizadas compartilham muitas similaridades. Por exemplo, os elementos utilizados seguiram uma discretização Lagrangeana para a definição dos sólidos e uma discretização Euleriana para a definição dos fluidos.

Na discretização Lagrangeana, a malha gerada se distorce junto com o material e é computacionalmente rápida de ser processada.

Na discretização Euleriana, a malha é estacionária e o material flui através dela. Esta malha é a ideal para simulação de fluidos apesar de ser mais custosa computacionalmente [10]. Para se analisar os efeitos de interação fluido-estrutura foi necessário habilitar o acoplamento entre as malhas utilizadas, o acoplamento Euler-Lagrange.

De modo a se obter um ganho no tempo de processamento, foi utilizada a técnica de remapeamento da explosão. Esta técnica consiste no desenvolvimento dos estágios iniciais da explosão em um modelo simplificado, 1D por exemplo, sendo que depois estas informações são remapeadas em um modelo mais complexo, 3D. As condições de contorno utilizadas permitem que o ar modelado em torno das edificações simule um volume ilimitado, ou seja, a onda de choque não será refletida quando esta atingir a fronteira do modelo. Nas simulações 3D, em que foi necessária a modelagem da superfície do solo, este foi inserido como rígido.

Tabela 2

Propriedades dos materiais utilizados nas simulações

	Ar	TNT	Concreto
Equação de estado	Gás Ideal	Jones-Wilkins-Lee	Polinomial (Mie-Gruneisen)
Calor específico	717,6 J/kgK	-	-
Massa específica de referência	0,001225 g/cm ³	1,63 g/cm ³	2,50 g/cm ³
Temperatura de referência	288,2 K	-	-
Velocidade de detonação	-	6,93.10 ³ m/s	-
Pressão	-	2,1.107kPa	-
Energia	-	6,0.108kJ/m ³	-
Modelo de resistência	-	-	RHT Concrete
Modelo de falha	-	-	RHT Concrete

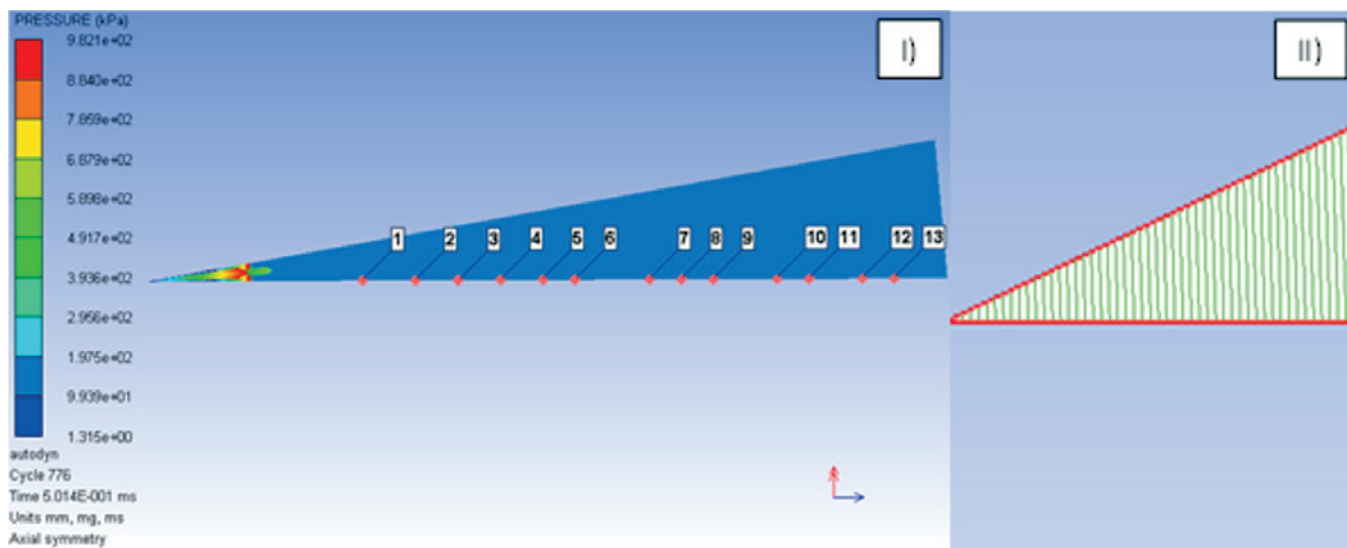


Figura 2
 I) Propagação da onda de choque na cunha de ar e posicionamento dos sensores;
 II) Detalhe da malha utilizada

As edificações nos modelos também foram consideradas rígidas; isso permite uma análise mais geral e um ganho no tempo de processamento, visto que serão desconsideradas deformações excessivas e fragmentação de elementos (o que demandaria uma análise específica).

Em todos os modelos foram considerados, basicamente, os mesmos materiais, cuja descrição pode ser encontrada na Tabela 2.

3.3 1º Modelagem: Determinação das pressões de uma explosão ao ar livre – 1D

Os modelos mais simplificados para o estudo das explosões consistem na análise da detonação de uma determinada mas-

sa de TNT ao ar livre em condições ambientes. Esta primeira modelagem foi desenvolvida buscando comparar uma mesma situação de explosão sem a presença de obstáculos com as proposições de diferentes autores, considerando diferentes tamanhos de malha.

Para este estudo, foram desenvolvidos quatro modelos compostos por uma cunha de ar unidimensional modelada a partir de

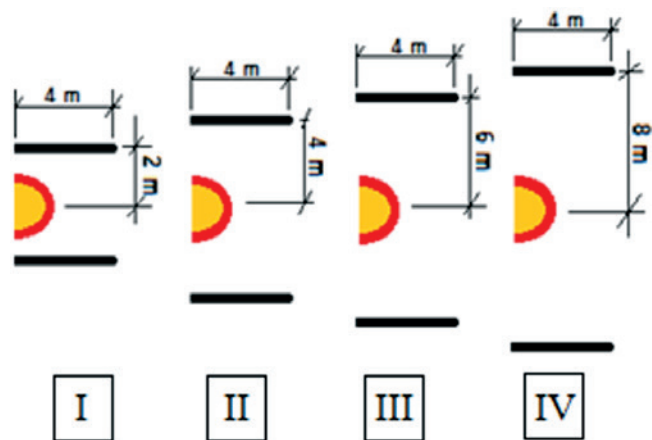


Figura 3
 I) Obstáculos a 2m da explosão; II) Obstáculos a 4m da explosão; III) Obstáculos a 6m da explosão; IV) Obstáculos a 8m da explosão

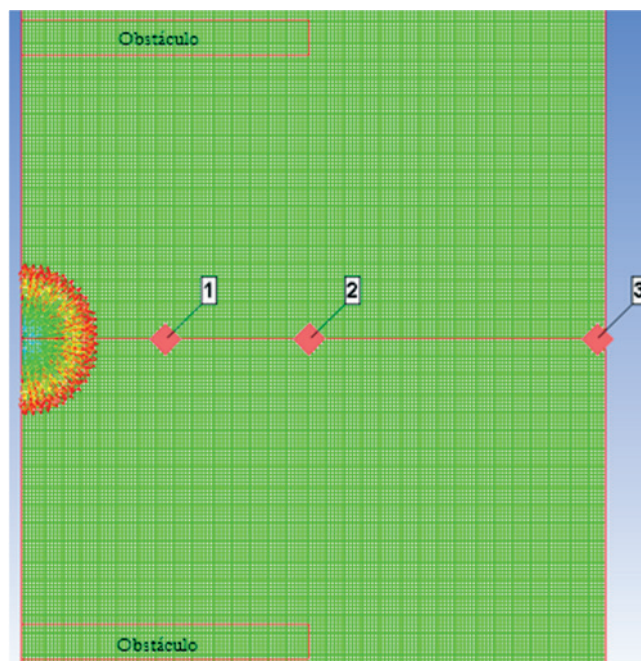


Figura 4
 Modelo discretizado em malha de 50 mm, posicionamento e numeração dos sensores

elementos quadrilaterais (Figura 2). As dimensões das malhas utilizadas foram de 5 mm, 10 mm, 20 mm e 50 mm.

Foi considerada uma explosão de 1kg de TNT, sendo que, para a captação das pressões, foram adequadamente posicionados treze sensores virtuais ao longo do sentido de propagação da onda de choque, a 2,0 m, 2,5 m, 2,9 m, 3,3 m, 3,7 m, 4,0 m, 4,7 m, 5,0 m, 5,3 m, 5,9 m, 6,2 m, 6,7 m e 7,0 m.

O ar foi considerado em condições ambientes de temperatura e pressão.

3.4 2ª Modelagem: Análise do efeito de canalização – 2D

O efeito de canalização de uma onda de choque ocorre quando uma onda se propaga em um meio confinado como em um túnel, por exemplo. A geometria do confinamento pode dificultar a dispersão da energia da onda e direcioná-la em uma determinada orientação. O direcionamento desta energia resulta em um acréscimo da sobrepressão da onda no sentido da propagação. Este fenômeno é chamado de canalização de onda de choque.

Nesse âmbito foram desenvolvidas simulações no Autodyn, buscando quantificar o quão expressivo é o incremento nas sobrepressões da onda de choque devido a este efeito. Ao todo foram simulados quatro modelos (ver Figura 3).

Os modelos são bidimensionais, considerando uma explosão confinada entre dois anteparos de concreto rígidos sob condições ambientes de temperatura e pressão. A explosão simulada é referente a uma massa de 50 kg de TNT (Figura 4). Os sensores virtuais 1, 2 e 3 utilizados para a captação dos valores das pressões distam 2 m, 4 m e 8 m da explosão, respectivamente.

Na modelagem do ambiente da explosão foram utilizados elementos planos de Euler e para a modelagem dos anteparos, elementos planos de Lagrange.

Para o estudo de explosões em grandes modelos é recomendável a utilização de malhas de 500 mm, cujos resultados apresentam

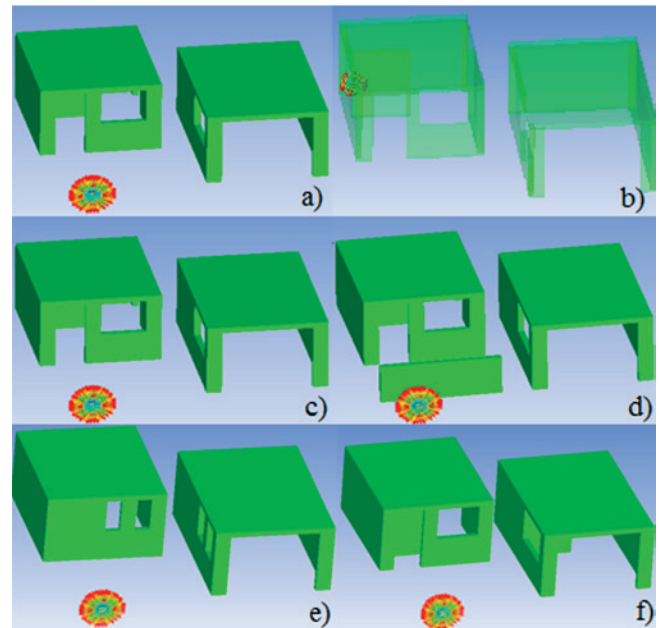


Figura 5 Modelos simulados a), b), c), d) e f)

uma precisão adequada pelo tempo de processamento requerido [11]. Entretanto, na simulação realizada, optou-se por uma malha de maior refinamento, com 50 mm.

3.5 3ª Modelagem: Determinação das pressões de uma explosão em meio urbano – 3D

Devido à dificuldade de se executar experimentos envolvendo explosões em meios urbanos em uma escala real, as simulações computacionais surgem como uma solução para quem deseja avaliar os riscos e estimar os danos deste tipo de evento.

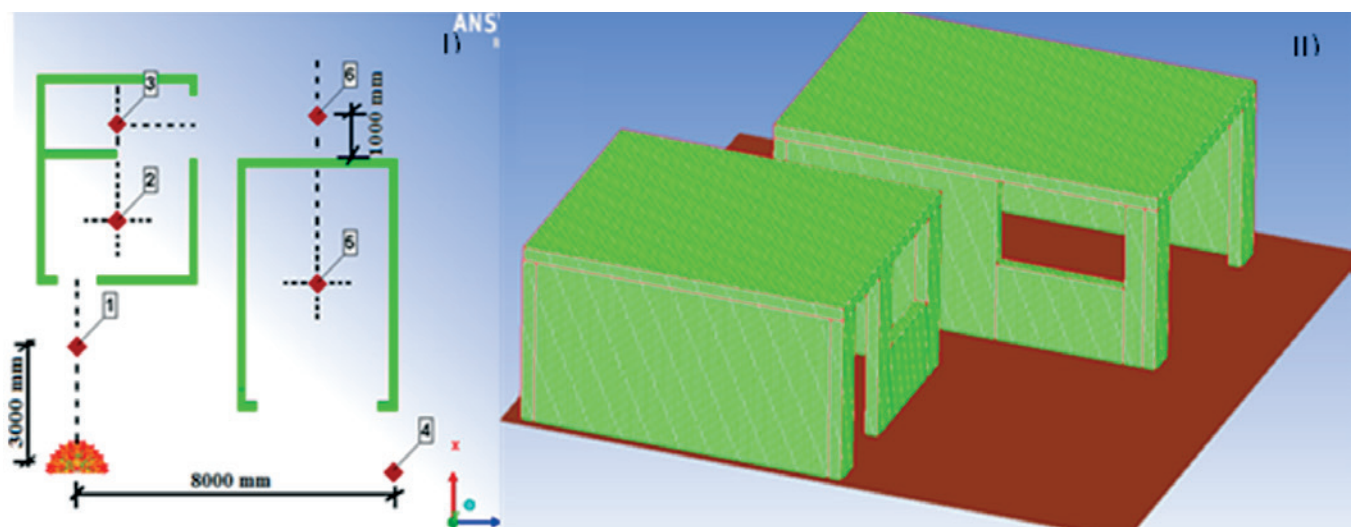


Figura 6 I) Posicionamento dos sensores; II) Discretização da malha utilizada e representação da superfície do solo

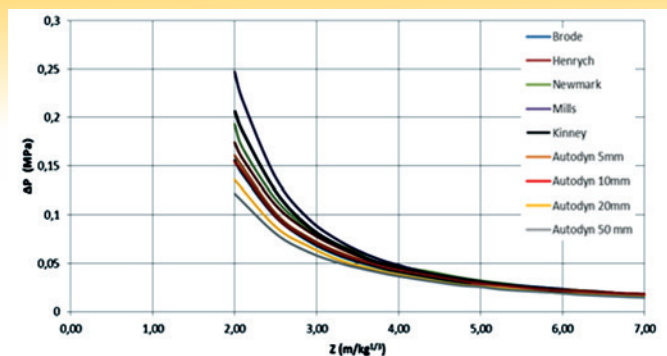


Figura 7
 Comparação entre os métodos de predição de sobrepressão de onda de choque com os resultados numéricos para diferentes tamanhos de malha

O objetivo das simulações realizadas foi analisar o comportamento da propagação da onda de choque e a interação desta com edificações rígidas, visto que se deseja determinar o perfil de pressão nos ambientes internos e externos destas.

Para o desenvolvimento destas simulações foram consideradas

à representação da superfície rígida do solo.

Os modelos foram elaborados usando elementos de volume com discretização Lagrangeana para os sólidos e elementos de volume de discretização Euleriana para fluidos, sendo consideradas condições ambientes de temperatura e pressão para o ar.

Em linhas gerais, as condições de contorno utilizadas nos modelos permitem que a superfície do solo e as edificações sejam rígidas, habilitando um estudo adequado das reflexões de onda e das distribuições das pressões sem a interferência de fragmentos ou deformações excessivas.

Apesar de malhas de 500 mm apresentarem bons resultados para a modelagem de explosões em meios urbanos [11], optou-se por utilizar uma malha de maior refinamento; neste caso, nas simulações desenvolvidas, foi utilizada uma malha de 50 mm.

4. Resultados

4.1 Resultados da 1ª modelagem (modelos 1D)

Ao fim das simulações dos modelos 1D, foram comparados os resultados obtidos numericamente em termos de pressão de onda de choque com os obtidos através das formulações de predição apresentadas (Figura 7).

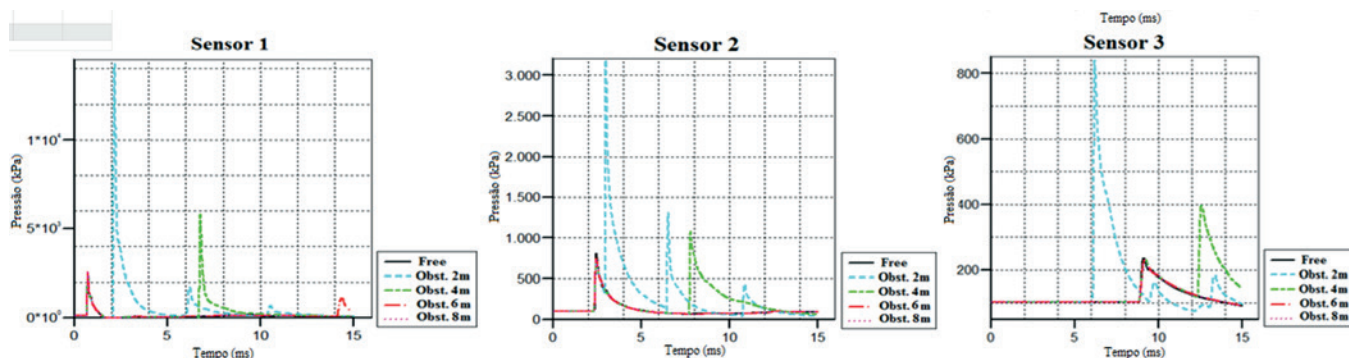


Figura 8
 Gráficos da pressão pelo tempo gerados por uma explosão de 50 kg de TNT

edificações compostas por elementos de concreto rígidos. Ao todo, foram elaborados seis modelos, sendo que um sétimo modelo foi desenvolvido para uma explosão realizada a céu aberto, em um ambiente livre de edificações ou de outros obstáculos, o que possibilitou um estudo comparativo entre os resultados.

Os modelos simulados podem ser observados na Figura 5.

Em todos os modelos estudados foi adotada uma carga de 100 kg de TNT a 500 mm de altura, exceto no modelo c), em que se utilizou 10 kg de TNT.

Os modelos a) e b) possuem a mesma geometria e leiaute; a diferença entre eles consiste no local considerado para o ponto de detonação.

Os modelos a), c) e d) são praticamente idênticos. A diferença consiste em que, no modelo c), a carga de explosivo é de 10 kg de TNT e no modelo d) foi adotado um obstáculo entre a explosão e as edificações.

Os modelos e) e f) são semelhantes ao modelo desenvolvido no caso a). A diferença consiste basicamente nos níveis de abertura das edificações e no arranjo dos ambientes internos, respectivamente.

O esquema do posicionamento dos sensores utilizados nos modelos é apresentado na Figura 6; eles distam 500 mm do piso. Na mesma figura também é possível observar a malha utilizada na discretização das edificações e a condição de contorno referente

É observado que as malhas de 5 e de 10 mm apresentaram resultados bem próximos daqueles obtidos através das proposições de Henrych e de Brode. Para longas distâncias em escala, é possível afirmar que os valores de pressão previstos pelos diferentes métodos tendem a convergir de maneira assintótica, não sendo necessário, nesses casos, se adotar uma malha muito refinada.

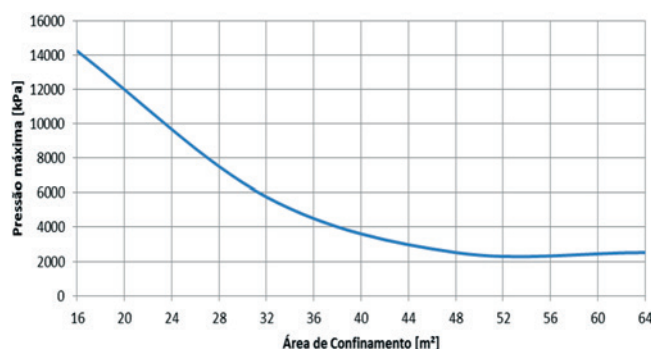


Figura 9
 Pressão máxima da onda em função da área de confinamento

Tabela 3

Resultados para sobrepressão e tempo de chegada da onda de choque

Simulação		Sensor 1	Sensor 2	Sensor 3	Sensor 4	Sensor 5
Explosão ao ar livre (sem obstáculos)	ΔP (kPa)	2754	1226	543	636	717
	T_a (ms)	0,99	2,95	5,41	4,84	4,17
a)	ΔP (kPa)	2754	425	340	684	336
	T_a (ms)	0,99	3,29	10,89	4,86	6,99
b)	ΔP (kPa)	570	973	15731	-	40
	T_a (ms)	4,83	4,19	0,82	-	9,36
c)	ΔP (kPa)	1333	116	50	150	104
	T_a (ms)	1,51	6,00	12,31	9,02	10,96
d)	ΔP (kPa)	224	121	65	1017	272
	T_a (ms)	3,16	8,85	14,41	4,31	6,47
e)	ΔP (kPa)	-	72	162	-	250
	T_a (ms)	-	7,46	9,54	-	7,17
f)	ΔP (kPa)	-	130	363	-	655
	T_a (ms)	-	8,05	9,60	-	6,90

Tabela 4

Comparação entre os métodos empíricos e a solução numérica

Método (kPa)	Sensor 1	Sensor 2	Sensor 4
Kinney e Graham	2848	562	303
Newmark e Hansen	3079	514	262
Mills	8067	822	385
Ar livre (sem obstáculos)	2754	1226	636
Caso a)	2754	425	684

Por outro lado, se observa que as maiores divergências dos resultados se dão na análise das sobrepressões em pontos muito próximos da explosão, $Z < 2 \text{ m/kg}^{1/3}$, o que já era esperado. Com relação às malhas adotadas, é importante salientar que a diferença máxima de resultados entre a malha de 10 mm e a de 5 mm foi inferior a 6% e que para uma distância em escala de aproximadamente $2,5 \text{ m/kg}^{1/3}$ já é encontrada uma convergência.

4.2 Resultados da 2ª modelagem (modelos 2D)

Os resultados obtidos para cada sensor são apresentados na Figura 8.

Através da análise dos gráficos é possível observar que os sucessivos picos de pressão ocorrem com maior frequência no caso dos anteparos muito próximos do epicentro da explosão. Isto implica em dizer que a posição dos anteparos com relação ao ponto da explosão pode amplificar o número de reflexões de onda em um dado período de tempo.

Os sensores 1 e 2 apresentam picos acentuados na pressão da onda de choque, ocasionados pelos efeitos de reflexão. A elevação da magnitude em termos de pressão de onda de choque ocasionada pelo efeito de reflexão supera os 300% nesses casos.

Analisando-se o caso I, em que a explosão ficou mais confinada em comparação com os demais casos, se observa que a energia acumulada pelo alto grau de canalização fez com que a onda de choque atingisse o sensor 3, o mais distante, mais rapidamente que nos outros casos.

Relacionando a área de confinamento da explosão, definida pela região entre os anteparos, com o pico máximo de sobrepressão

atingido em cada caso é possível elaborar o gráfico apresentado na Figura 9.

Analisando-se este gráfico, se observa que o acúmulo de energia da onda proporcionado pelo dimensionamento inadequado de certos ambientes, ou seja, em ambientes com elevado grau de confinamento, pode incrementar de maneira drástica o potencial destrutivo de uma explosão.

4.3 Resultados da 3ª modelagem (modelos 3D)

Os resultados de sobrepressão e tempo de chegada obtidos para os sensores 1, 2, 3, 4 e 5 de cada simulação realizada são apresentados na Tabela 3.

Analisando-se os dados desta tabela, é possível observar que a presença de um obstáculo entre a explosão e as edificações atenuou de modo acentuado as pressões incidentes sobre as mesmas. Devido à presença deste obstáculo, a onda de choque foi parcialmente dissipada antes que pudesse atingir as estruturas. Entretanto, no caso d), foi possível observar que uma parte da energia da onda de choque foi redirecionada para as laterais do modelo, incrementando severamente as sobrepressões de onda de choque no sensor 4.

Com relação à estimativa dos danos, se observa que no caso c), em que foi utilizada uma pequena quantidade de explosivo, a pressão da onda seria suficiente para causar danos severos a estruturas civis [12].

No caso b), em que foi analisada uma explosão interna, a distribuição das pressões se deu de maneira diferenciada dos demais casos. É possível observar que o grau de confinamento da

explosão favoreceu o fenômeno das reflexões de onda, incrementando o valor de pico de pressão no ambiente interno da edificação. Com relação ao número de aberturas, ocorreu o esperado, já que as edificações com uma menor taxa de aberturas apresentaram um menor pico de pressões de onda em seu interior.

Para a configuração de leiaute adotado em f) em comparação com o caso a), houve uma redução significativa nas pressões internas da edificação nos sensores analisados.

É possível comparar as pressões obtidas através destas simulações com as predições empíricas (Tabela 4). Observa-se que os métodos de predição não são suficientemente acurados nos casos analisados, pois não costumam considerar os efeitos de reflexão de onda ou surgimento da onda Mach.

5. Conclusões

Os modelos desenvolvidos neste trabalho permitiram uma análise das sobrepressões de ondas de choque geradas pela detonação de um dispositivo de TNT. Sendo a onda de choque considerada como um dos principais mecanismos de dano de uma explosão, sua avaliação sempre será importante nas análises de segurança. Nesse âmbito, se confirma a importância da fluidodinâmica computacional como ferramenta no estudo das explosões.

Nas simulações das explosões, nos casos unidimensionais, foi possível observar a boa aproximação dos resultados da ferramenta numérica com as predições de alguns autores. É importante salientar que nesses casos não havia fenômenos de reflexão, o que foi decisivo para que os resultados encontrados numericamente e os dos autores tivessem certa convergência. Além disso, foi possível observar resultados semelhantes para malhas de 10 mm e de 5 mm, que convergiam para médias e longas distâncias em escala.

A disposição das edificações com relação ao posicionamento da explosão é um fator importante, que tem influência direta na distribuição das pressões da onda de choque tanto ao redor dos edifícios quanto em seus ambientes internos. Das simulações realizadas se pode concluir que um nível elevado de aberturas favorece a entrada da onda de choque de explosões externas na edificação, o que resulta em um incremento das pressões nos ambientes internos. Nesse âmbito, leiautes diferenciados podem contribuir para uma redução das pressões em determinados pontos.

É importante salientar que corredores estreitos podem favorecer o efeito de canalização da onda, representando um risco iminente às edificações, pelo acréscimo elevado das pressões incidentes. O incremento em termos de pressões de onda ocasionado pelo efeito de canalização é de importância ímpar no estudo das explosões em meios urbanos. A urbanística complexa de certas cidades, muitas vezes compostas por arranha-céus muito próximos e com poucas áreas abertas, representa um fator favorável à múltiplas reflexões das ondas de choque em uma explosão, maximizando dessa forma, o efeito destrutivo de explosivos convencionais.

Ao se analisar as explosões internas, verificou-se uma distribuição diferenciada das pressões. O que se pode afirmar *a priori* é que se deve evitar nos projetos a existência de corredores muito estreitos na edificação e, quando possível, distanciar esta das edificações vizinhas, o que facilitaria a dispersão da energia da onda de choque e dos gases aquecidos de uma explosão.

A fragmentação de elementos e os incêndios podem ser consequências de uma explosão. Entretanto, pela complexidade de cada um deles, a análise tem que ser realizada separadamente. É importante salientar que, mesmo para cargas pequenas de explosivo, a fragmentação de materiais e o impacto destes fragmentos em elementos estruturais podem ser mais danosos que a própria onda de choque em si. Por conta disso, em uma análise do projeto de segurança de um edifício, circunstâncias diversas tem que ser analisadas e os pontos fracos debatidos em busca de condições mais seguras para a estrutura e seus usuários.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq pelo incentivo dado à pesquisa realizada.

7. Referências bibliográficas

- [1] KRAUTHAMMER, T. Modern Protective Structures, Taylor & Francis Group, Florida, 2007.
- [2] FU, F. Advanced Modelling Techniques in Structural Design, John Wiley & Sons, West Sussex, 2015.
- [3] PCI's Architectural Precast Concrete Services Committee. Blast Considerations, PCI designer's notebook, 2016.
- [4] ANSYS® WORKBENCH. Version 15.0.7. Ansys, Inc, 2014.
- [5] KINNEY, G. F., GRAHAM, K. J. Explosive Shocks in Air, Springer Science + Business Media, 2nded, New York, 1985.
- [6] NGO, T., MENDIS, P., GUPTA, A., RAMSAY, J. Blast Loading and Blast Effects on Structures, Electronic Journal of Structural Engineering, 76-91, 2007.
- [7] SMITH, P. D., HETHERINGTON, J. G. Blast and Ballistic Loading of Structures, Butterworth-Heinemann, Oxford, 1994.
- [8] MAYS, G. C., SMITH, P. D. Blast Effects on Buildings, Thomas Telford, London, 1995.
- [9] USMANI, ZEESHAN-UL-HASSAN. Explosions Modeling – A Tutorial. Autumn Simulation Multi-Conference, The Society for Modeling & Simulation International, 2012.
- [10] BIRNBAUM, N. K., CLEGG, R. A., FAIRLIE, G. E. Analysis of Blast Loads on Buildings, Century Dynamics Incorporated, Oakland, California, 1996.
- [11] LUCCIONI, B. M., AMBROSINI, D. Blast Load Assessment Using Hydrocodes, Mecánica Computacional, Vol. XXIV, Buenos Aires, 2005.
- [12] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC), HINMAN, E., HINMAN CONSULTING ENGINEERS. Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terrorist Attacks, Federal Emergency Management Agency, United States, 2003.

The effect of the failure of the steel roof on the facade concrete columns of a warehouse in fire. A study case

O efeito do colapso da cobertura de aço nos pilares de concreto de fachada de um depósito em situação de incêndio. Um estudo de caso



I. PIERIN^a
igorpierin@usp.br

V. P. SILVA^a
valpigss@usp.br

M. R. VARGAS^b
tecsteel@uol.com.br

Abstract

In many situations, the Brazilian Legislation does not require verification of roof structures in a fire, since its failure will not endanger the stability of the structure. In fire, the steel roof of an industrial building deforms by heating in geometry similar to a catenary, resulting in horizontal forces in the upper extremities of the columns. Thus, even roofs that do not constitute a frame with the columns may lead them to collapse, therefore, should be protected against fire. Due to the small dimensions of the structural elements of the roof, fire coating is uneconomical. So there is a problem in the design practice. This paper presents a procedure based on British literature, which considers the horizontal load on the columns. This horizontal load must be supported by the columns and the foundations. The aim of this paper is to detail this procedure, adapt it to Brazilian standards and apply it to a case study.

Keywords: fire, steel roof, industrial building, concrete columns.

Resumo

Em muitas situações correntes, as Instruções Técnicas dos Corpos de Bombeiros e as normas brasileiras dispensam a verificação das estruturas de coberturas em situação de incêndio, desde que seu colapso não prejudique a estabilidade dos pilares e dos fechamentos. Em incêndio, a cobertura de aço de um edifício industrial deforma-se pelo aquecimento, em uma geometria semelhante a uma catenária, provocando forças horizontais nas extremidades superiores dos pilares. Assim, mesmo coberturas simplesmente apoiadas que não compõem um pórtico com os pilares de fechamento poderão leva-los ao colapso, portanto, deveriam ser revestidas contra fogo. Devido às pequenas dimensões dos elementos estruturais da cobertura, o revestimento contra fogo é economicamente inviável, criando dessa forma um problema na prática de projeto. Este trabalho apresenta um procedimento com base em literatura britânica, em que se consideram os esforços horizontais nos pilares, que devem ser resistidos por eles e pelas fundações. O objetivo deste trabalho será detalhar esse procedimento, adaptá-lo às normas brasileiras e aplicá-lo a um estudo de caso.

Palavras-chave: incêndio, coberturas de aço, edifício industrial, pilares de concreto.

^a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil;
^b Tecsteel Engenharia, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introduction

Steel roof supported by reinforced concrete columns is common in industrial buildings and deposits. According to IT8 [1] and ABNT NBR 14432 [2], structural verification in fire is not required for many of these buildings, especially for the ground floor. In buildings where the structural verification in fire is required, the roofs verification may be exempted [1] if its structural failure does not compromise the stability of the external walls or the main structure of the building. However, this verification is necessary only when there is a risk of a fire inside a building propagating to the neighboring buildings [3, 4, 5, 6].

If there is risk of fire spread, the structural elements must be designed so as not to collapse in the event of the building roof collapsing.

In the late 1970s, the Constructional Steel Research and Development Organization (CONSTRADO) studied the steel roof collapse in fire. Subsequently, the Steel Construction Institute (SCI) extended these studies, which resulted in a procedure proposed by Simms and Newman [3] and adopted herein.

Initially, with the increase of temperature in the framed structures, the columns are deformed outwards due to the expansion of the beam. Later, due to the vertical deformation of the beam, the columns are drawn to the undeformed position [7]. Moreover, with increasing temperatures, the formation of plastic hinge occurs in the beam mainly due to the yielding reduction at high temperatures.

As from the formation of the plastic hinge, the structural behavior of the lattice roof changes to an isostatic arch. Thus, axial efforts appear in the rafter, which, concurrently with the degradation of the material strength, cause large deformations. The frame that would initially expand out, arises a horizontal force on the top of the column, moving inwards. In this situation, the columns and the foundations must be designed to withstand these new efforts.

The aim of this paper is the case study on the collapse of an industrial building in fire. This study was based on the international literature cited in [3] adapted by the authors.

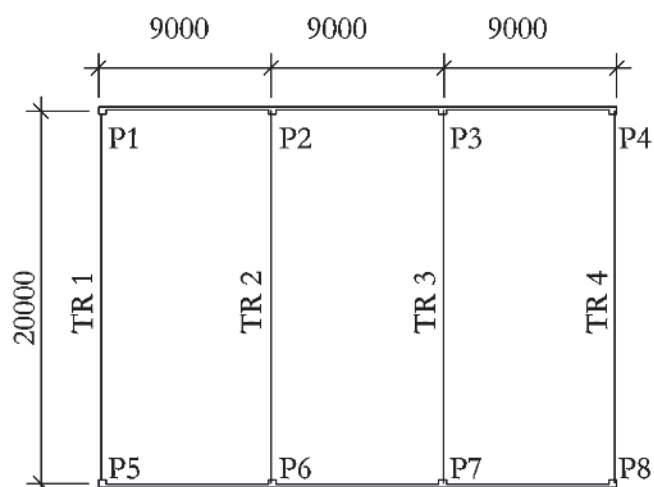


Figure 1
Floor plan (mm)

2. Description of the structure

Figure 1 shows the industrial building studied in this paper. The span of the building is 20.0 m.

The building roof is a steel lattice rafter supported on consoles connected to the reinforced concrete columns, as shown in Figure 2. The distance of the trusses is 9.0 m. The chords and the support verticals profiles are U 200 mm × 60 mm × 6.35 mm. The other verticals and the diagonals are composed of two equal legs of 2" × 3/16".

The cross section of the reinforced concrete column is showed in Figure 3. The length of the column is 15.0 m, the compressive strength of concrete is 30 MPa and the concrete cover is 3.0 cm.

The lattice serves as a support to a trapezoid galvanized steel tile with insulation made of rock wool and laminated plastic. The lateral closing is made of reinforced concrete panels between the columns. The thickness of the panels is 15 cm.

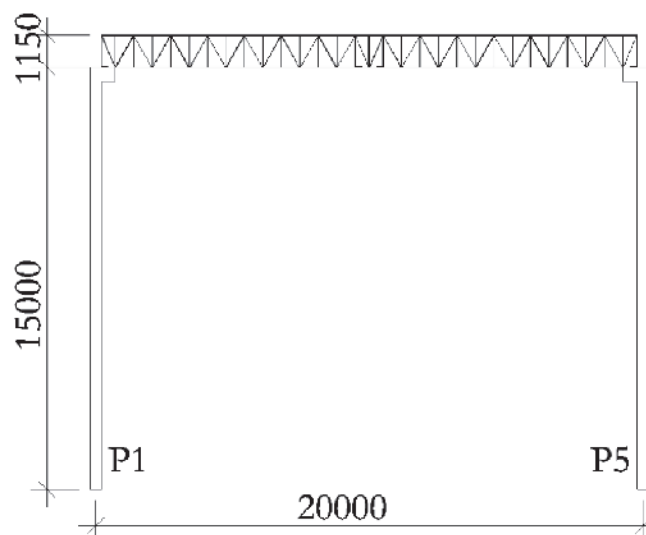


Figure 2
Transversal section (mm)

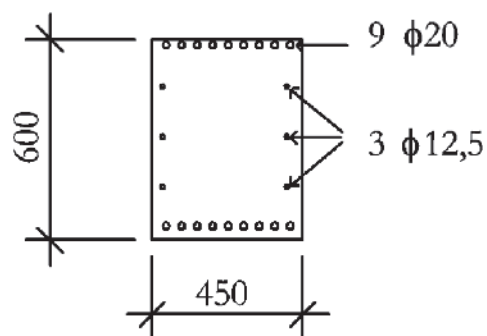


Figure 3
Column cross section (mm)

3. Procedure adopted

3.1 Overturning moment

Newman [8] developed a method to determine the horizontal force that the roof rafter applies on the top of the steel column. He considered a frame formed by the columns and by the beam. Later, Simms and Newman [3] extended the method to be used in lattice rafter and trusses. It was formerly thought that the dilation of the roof structures were responsible for the collapse of the building lateral closing. Thus, there would be a horizontal force pushing the columns outwards. Currently, after the initial dilation, due to the reduction of the steel elasticity at high temperatures, the beam is known to deform. Thus, the horizontal force pulls the columns inwards.

For a roof simply supported by the columns, if there is any possibility of fire spreading outwards, affecting the neighboring buildings, the roof will apply a horizontal force on the columns before of the total collapse of the building. Thus, there will be necessary to apply the procedure described as follows.

In simply supported roof structures, there is generally a connection between the beam and the columns. It should be verified whether the connection is able to transmit the horizontal force to the columns, causing the overturning moment.

According to [3], the compressive members of the trusses (ties and

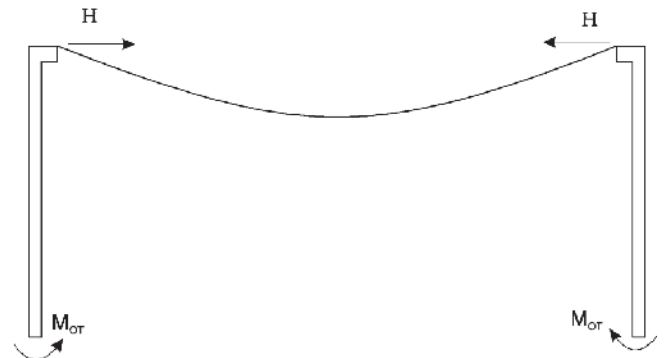


Figure 4
Collapse mechanism

struts) are expected to fail in the early stages of the fire; therefore, any resistance will be provided only by the top and bottom chords of the truss, as a catenary. In this condition, the console that supports the lattice will be subject to a horizontal force H , which generates a moment at the base of the concrete column, known as overturning moment (OTM), as shown in Figure 4.

The model proposed by Simms and Newman [3] was developed based on the geometry and forces acting on the collapsing rafter, as shown as Figure 5.

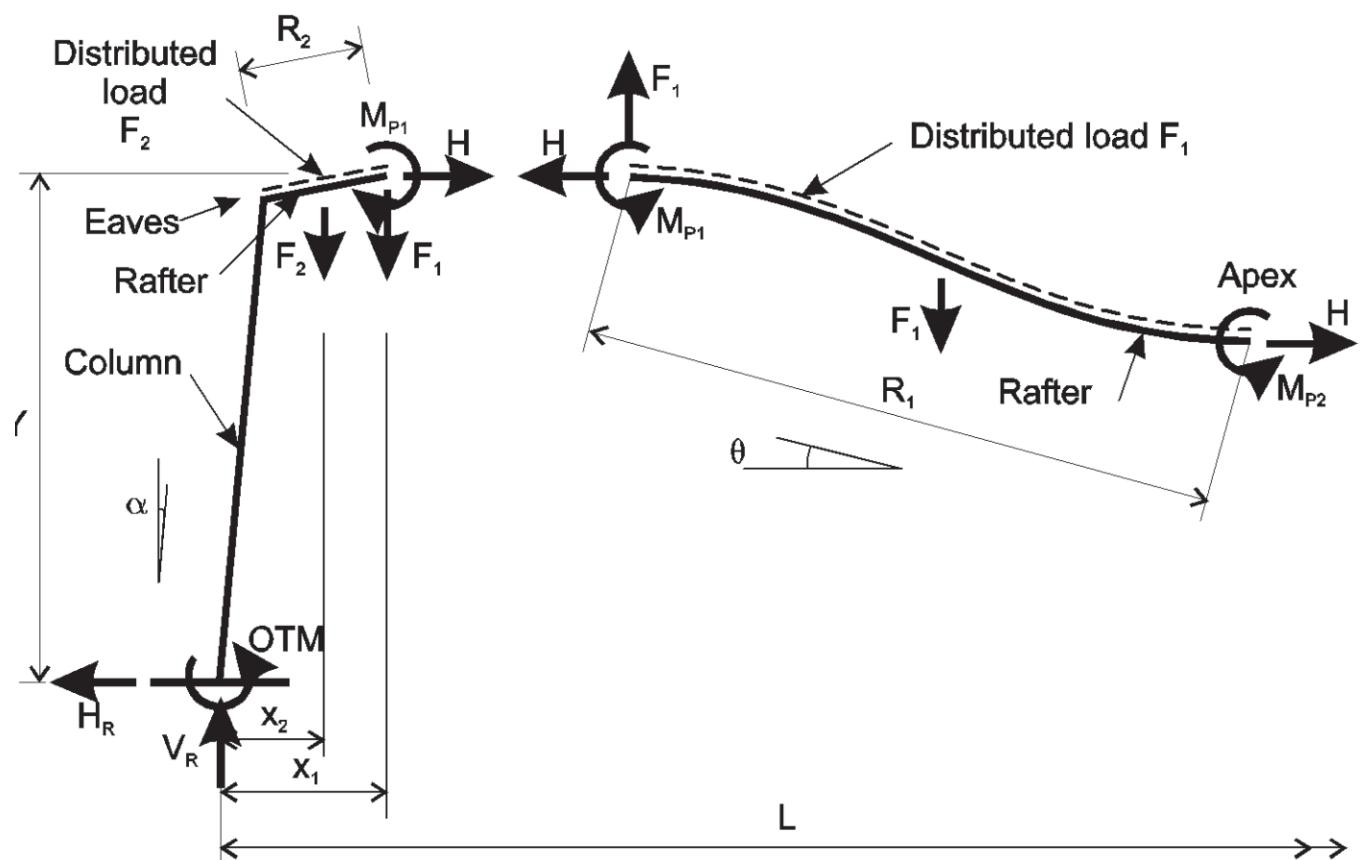


Figure 5
Mathematical model in collapse (3)

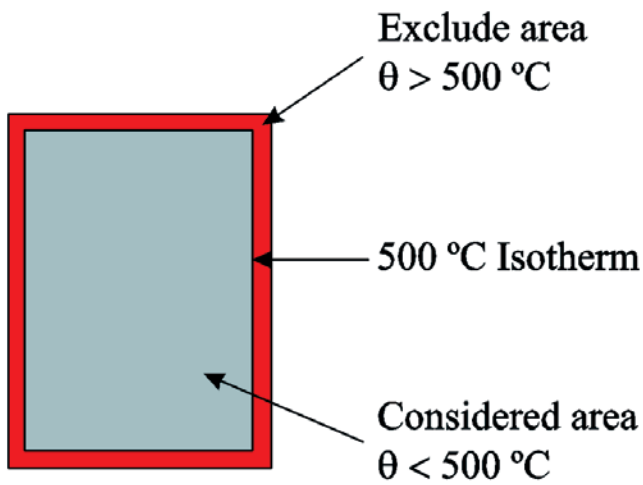


Figure 6
500 °C isotherm method

In Figure 5, R_1 is the length from end of the haunch to the apex, R_2 is the haunch length from the center line of the column, Y is the height of end haunch, F_1 is the vertical load on rafter length R_1 , F_2 is the vertical load on rafter length R_2 , V_r and H_r are the vertical and the horizontal reactions on the column base, H is the resulting horizontal load on rafter length R_1 , M_{P1} and M_{P2} are the fire hinge moment at the end of the haunch and at the apex, respectively, and is the rafter sag.

Considering the vertical equilibrium, the vertical reaction on the column base is given by equation (1).

$$V_r = F_1 + F_2 \tag{1}$$

Taking moments of the apex, force H is given by equation (2).

$$H = H_r = \frac{F_1 R_1 \cos\theta - 2(M_{P1} + M_{P2})}{2R_1 \sin\theta} \tag{2}$$

Due to the failure mode of the trusses, the residual moments in the rafter is assumed to be zero and the haunch length is also equal zero [3]. Furthermore, as this method ignores the bending of the chords of the trusses, the magnitude of the overturning moment will be expected to be higher than the overturning moment for portal frames.

Thus, the overturning moment is given by equation (3), which is greater than 10% of the plastic capacity of the column [3].

$$OTM = H Y \tag{3}$$

The vertical force on the main rafter (F_1) is given by equation (4).

$$F_1 = \frac{w_f S L}{2} \tag{4}$$

In equation (4), w_f is the factored load in fire, S is the frame spacing and L is the span.

Considering the self-weight of the lateral closing (W_D), the vertical reaction is obtained by equation (5).

$$V_r = F_1 + W_D \tag{5}$$

Substituting equation (4) into (2) and considering the failure mode of the trusses, horizontal force H is obtained on the top of the column by of equation (6).

$$H = \frac{w_f S L}{4 \tan\theta} \tag{6}$$

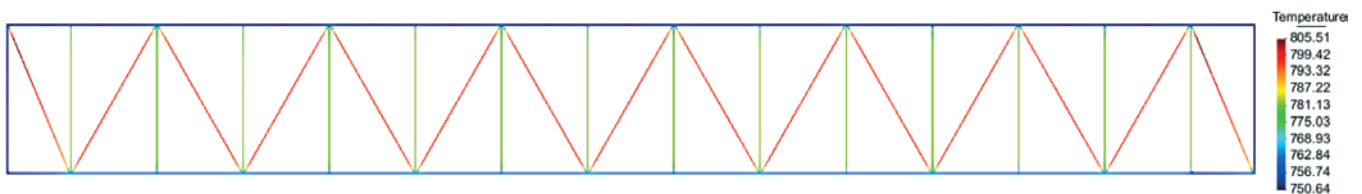


Figure 7
Temperature distribution after 30 minutes of fire in truss

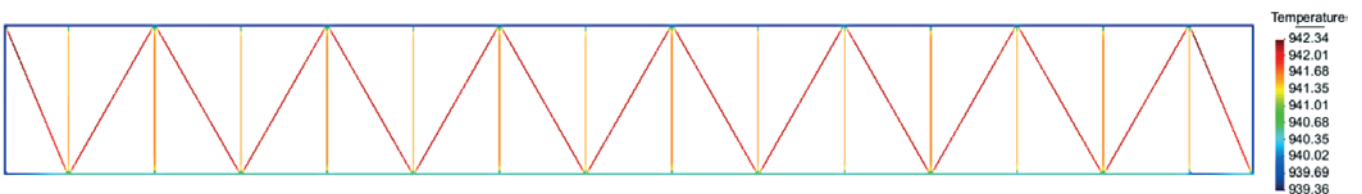


Figure 8
Temperature distribution after 60 minutes of fire in truss

Substituting equation (4) into (2), the overturning moment is given by equation (7).

$$OTM = \frac{w_f S L Y}{4 \tan \theta} \quad (7)$$

Equation (8) provides the relation between the rafter sag angle (θ) and the initial rafter pitch (θ_0).

$$\theta = \cos^{-1}(0.97 \cos \theta_0) \quad (8)$$

3.2 500 °C isotherm method

The 500 °C isotherm method is a simplified method for analysing concrete in fire [9]. To use this method, it is firstly necessary to determine the isotherm of 500 °C for the required time of fire exposure. Posteriorly, the concrete area outside the 500 °C isotherm should be excluded from the design and the remaining cross-section should be considered with the mechanical properties at the ambient temperature (as shown in Figure 6). However, the mechanical properties of the reinforcement are reduced according to the temperature of the centroid of the bar. The rounded corners of isotherms can be by approximating the real form of the isotherm to a rectangle [10].

The method is initially proposed as “550 °C Isotherm Method” [11]. The concrete resistance is not affected at temperatures below 550 °C, leaving the thermal effects only for the reinforcement. Posteriorly, the limit-temperature was reduced to 500 °C and the concrete area with higher temperature was neglected [12].

In Silva [10], for example, the isotherms for various sections of columns are presented in order to facilitate the manual calculation. These isotherms were performed using the ATERM software [13-14].

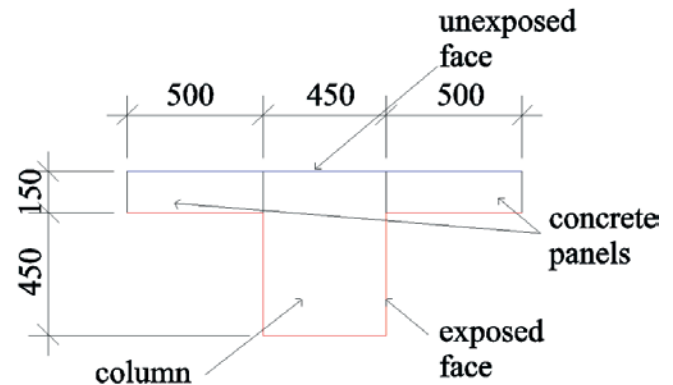


Figure 9
Fire expose at column (mm)

4. Thermal analysis

The thermal field in the concrete column and in the truss is carry out by the ATERM software [13-14]. The structural elements are submitted by the standard fire [15-16]. The fire occurs inside of the building (as shown in the Figure 1).

The thermal properties adopted for the concrete and the steel were based on Brazilian standards [17-18]. The humidity adopted is 1.5% in weight.

According to standards [17-18] the structures are verified for the 30 and 60 minutes exposed to the standard fire.

Based on the temperature distribution, the stability of the column is verified by the interaction diagrams between axial load and bending moments. For verifying the fire column, the 500 °C

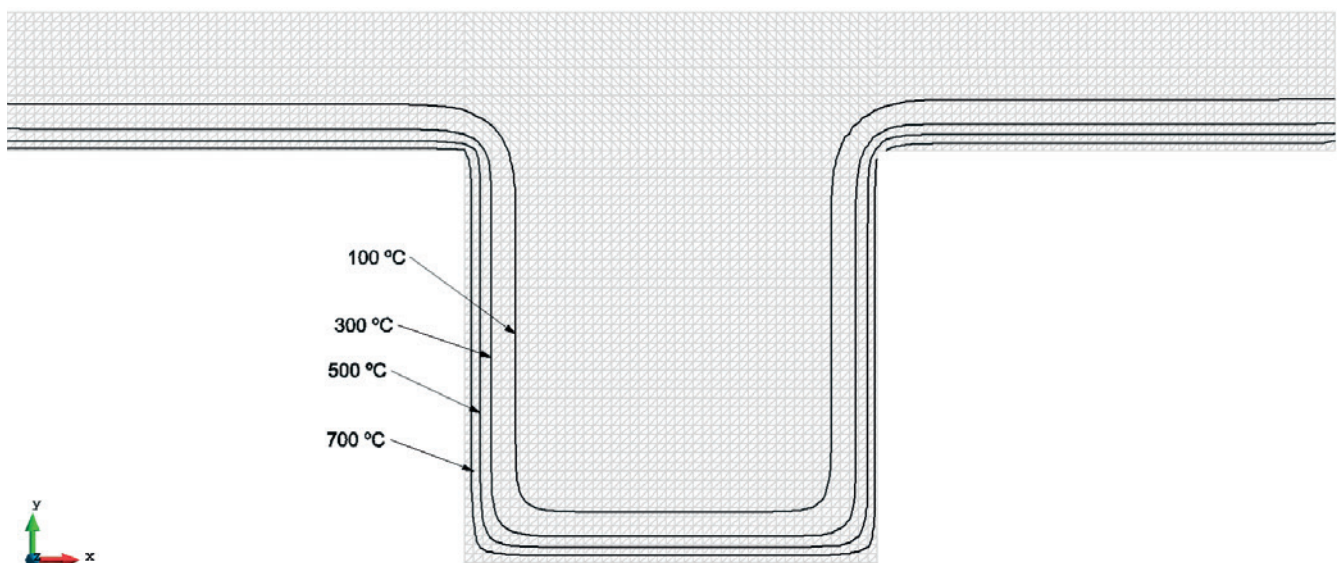


Figure 10
Isotherms after 30 minutes of fire in column

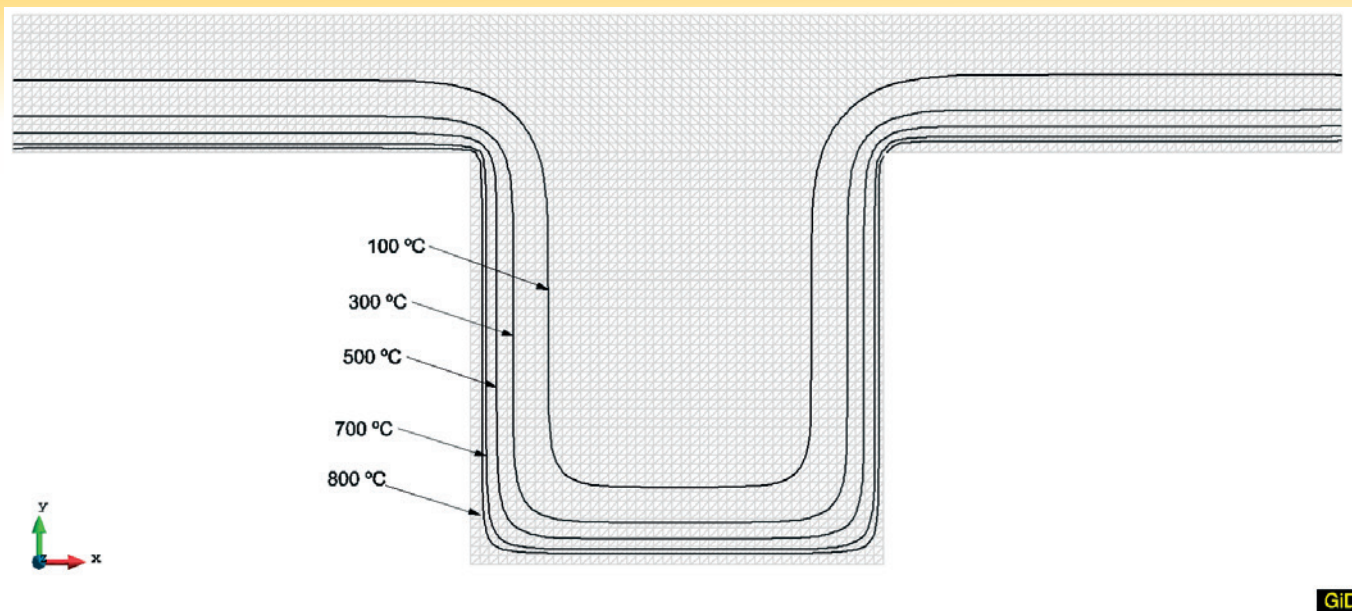


Figure 11
Isotherms after 60 minutes of fire in column

isotherm method will be used as recommended in Eurocode 2 [9].

4.1 Trusses

Due the symmetry, only half of the truss was thermally analyzed. All the truss components were exposed to the standard fire. Figures 7 and 8 show the temperatures distribution for the 30 and 60 minutes of fire. The thermal analyses were carried out by the ATERM software [14-15]. The temperature distribution after 30 and 60 minutes of fire is was observed to be practically uniform.

4.2 Columns

The thermal analysis of the concrete columns was carried out by the ATERM software [14-15].

The thermal model used includes the column and a concrete panel with 50 cm in length on each side of the column, as shown in Figure 9. The internal sides of the column and the panel were exposed to the standard fire. The thermal parameters adopted in the analyses are indicated in ABNT NBR 15200 [17]. The outside of the building was exposed to ambient temperature, and the combined phenomena of convection and radiation was simulated by a convection coefficient equal to 9 W/m² °C. The model was discretized into 8400 triangular elements with 1 cm in side. Figures 10 and 11 show the isotherms after 30 and 60 minutes of standard fire.

5. Actions

According to ABNT NBR 8681 [19], for the exceptional actions combination, the normal design force is given by equation (9),

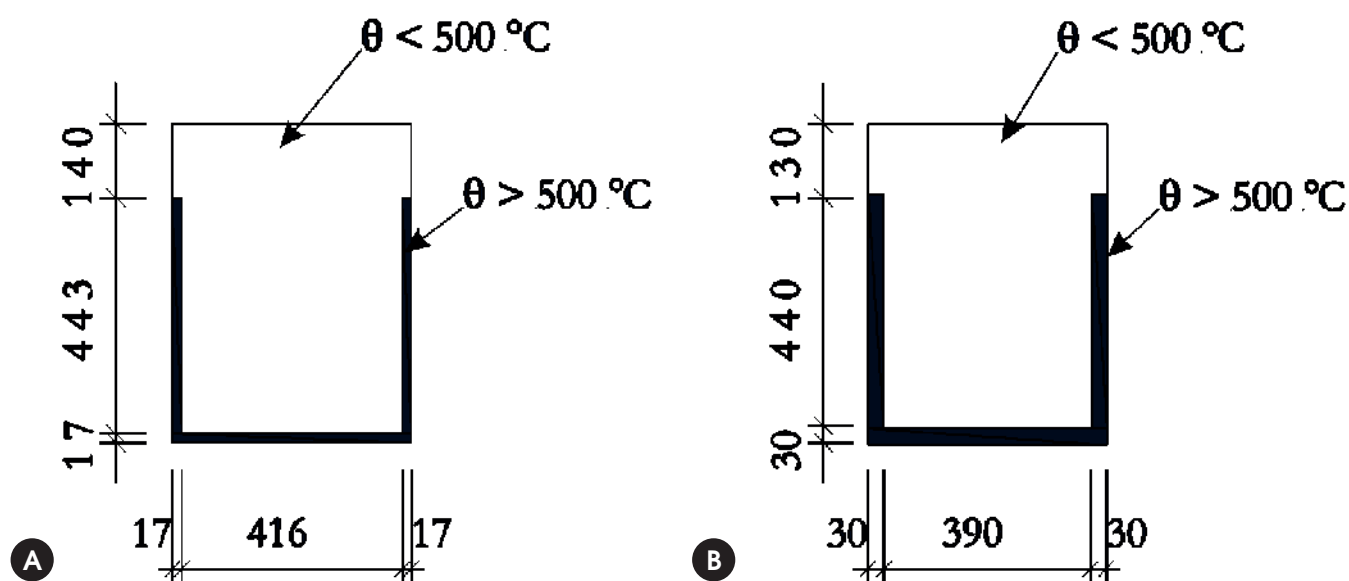


Figure 12
Reduction section by the 500 °C isotherm after (a) 30 minutes (b) 60 minutes

Table 1

Coordinates and temperatures of the reinforcements

Bar	Coordinate X (cm)	Coordinate Y (cm)	Diameter (mm)	Temperature 30 min (°C)	Temperature 60 min (°C)
1	4	56	20	20.8	31.3
2	8.625	56	20	20.1	23.9
3	13.25	56	20	20	20.8
4	17.875	56	20	20	20.1
5	22.5	56	20	20	20
6	27.125	56	20	20	20.1
7	31.75	56	20	20	20.8
8	36.375	56	20	20.1	23.9
9	41	56	20	20.8	31.3
10	4	45	12.5	130.7	254.8
11	4	30	12.5	184.6	354.5
12	4	15	12.5	184.7	356.5
13	4	4	20	311.2	563.2
14	8.625	4	20	193.1	394.5
15	13.25	4	20	184.9	359.5
16	17.875	4	20	184.6	354.9
17	22.5	4	20	184.6	354.5
18	27.125	4	20	184.6	354.9
19	31.75	4	20	184.9	359.5
20	36.375	4	20	193.1	394.5
21	41	4	20	311.2	563.2
22	41	15	12.5	184.7	356.5
23	41	30	12.5	184.6	354.5
24	41	45	12.5	130.7	254.8

$$F_d = \gamma_g F_g + F_{q,exc} + \gamma_q \psi_2 F_q \quad (9)$$

where γ_g is the permanent action coefficient and is 1.2 for the exceptional combination, F_g are the permanent loads, γ_q is the variable load coefficient and is a unitary, $F_{q,exc}$ are the exceptional actions, F_q are the variable loads and ψ_2 is the reduction factor, which is 0.6 for the deposits [20]. For the exceptional combination, the ψ_2 factor can be multiplied by 0.7 when the principal load is the fire [19].

The major influence area of the column is 90 m² (see Figure 1). The column height is 15 m. A self-weight of the roof equal to 0.5 kN/m² was admitted and the live load is 0.25 kN/m²; thus, the design normal force in the column is given by equation 10.

$$F_d = \gamma_g F_g + F_{q,exc} + \gamma_q \psi_2 F_q \quad (10)$$

In the exceptional combination, the reduction factor (ψ_2) for the wind is zero [19]. However, when the structural members are submitted only to wind actions, in addition to the self-weight and any thermal actions, the reduction factor should be 0.2 [18]. In this study, the efforts acting on the column are the dead load and the thermal action caused by the lattice and not by the column. Thus, on the safety side, the reduction factor equal to 0.2 will be used. In addition, the wind exerts a pressure

equal to 0.7 kN/m², with an external pressure coefficient equal to 0.7. Thus, the wind causes a moment on the column base is 90.0 kN.m. In this situation, the truss console is submitted to a horizontal force H, which causes an overturning moment OTM on the column base. In fire, the weight of the roof steel is 0.07 kN/m² and the weight of the lattice rafter and the purling is 0.15 kN/m². Thus, the collapse load (w_r) is 0.22 kN/m². Note that, in a fire, the roof cladding materials are consumed.

By the equation (6) and by the building geometry (see Figure 1), horizontal force H is 39.5 kN and moment OTM is 592.5 kN.m.

By equation (5), the vertical reaction in fire is 526.05 kN.

6. Column structural verification

In fire, the concrete structures can be verified by the 500 °C Isotherm Method [9]. This method assumes that only the concrete area with temperatures below 500 °C contributes to the strength capacity of the structural element. The concrete within the 500 °C isotherm is considered to have the same mechanical properties at ambient temperature; however, the safety coefficients are unitary. The concrete area above 500 °C is despised. The mechanical properties of the reinforcement are reduced according to the temperature at the bar centroid obtained by thermal analysis.

The interaction diagram between the normal force and the bending moments (M_x and M_y) is carried out by the CFF program,

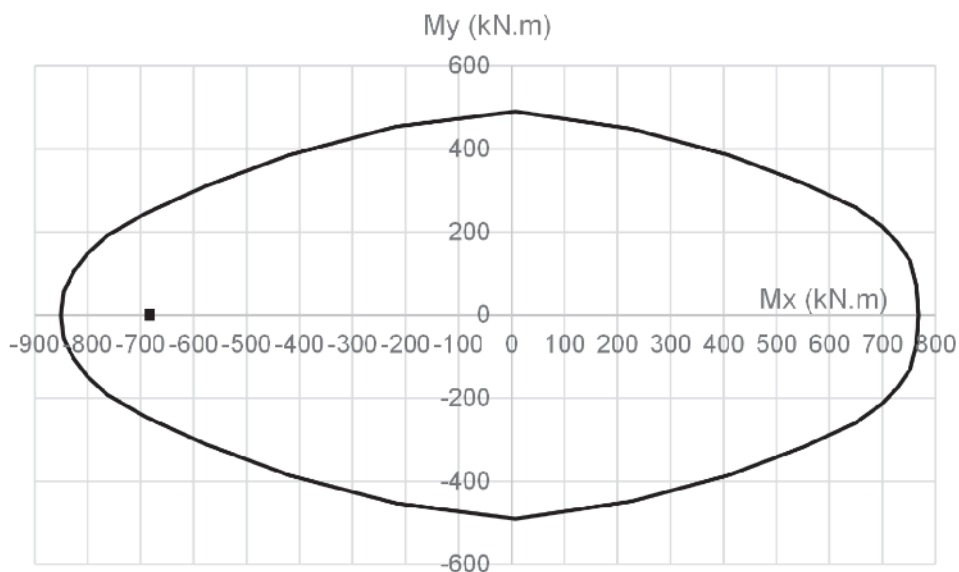


Figure 13
Interaction diagram after 30 minutes of fire

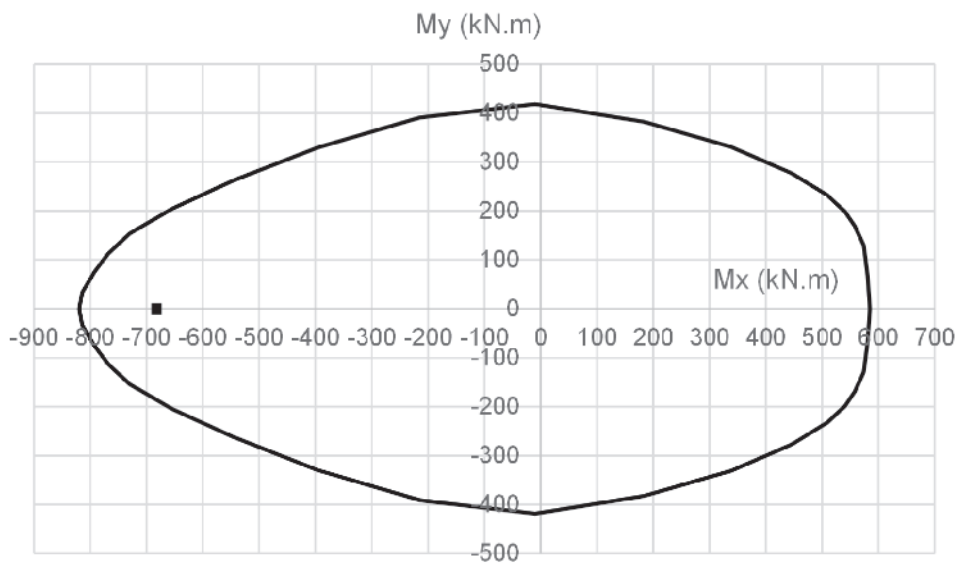


Figure 14
Interaction diagram after 60 minutes of fire

developed by the first author. Initially, the CFF program was developed for ambient temperature and the results were compared to the TQS program [21]. Thereafter, the CFF was adapted to the fire by the 500 °C Isotherm Method.

Figures 10 and 11 allow finding the concrete section with temperatures below 500 °C after 30 and 60 minutes of fire. The reduction section is shown in Figure 12.

Table 1 shows the centroid of the reinforcement and the temperatures after 30 and 60 minutes of fire.

In this study, we considered a concrete class C30 and reinforcement CA-50 with Young’s modulus is 210000 MPa. Figures 13 and 14 show the interaction diagram for the compressive normal force

equal to 184.95 kN after 30 and 60 minutes of fire. The interaction diagram was made by the CFF program. We verified that the moment caused by horizontal force H and the wind is inside the envelopment. Note that the moment compresses the most heated bars.

7. Conclusion

Generally, the verification of the structures in fire is not required for industrial buildings. However, when the roof collapse affects the building closing, threatening to spread the fire to neighboring buildings, fire verification should be done.

In case the fire verification is necessary, the application of the

anti-fire coatings on the slender roof elements is uneconomical. To resolve this problem, we presented a calculation procedure to determine the additional efforts that the structure will undergo when the collapse state occurs. If the columns and the foundations have enough resistance to support these additional efforts, the roof structure does not require the application of anti-fire coatings. To exemplify this procedure, a study case of an industrial building was presented. This building has a lattice roof supported by concrete columns. We concluded that the structure presents safety after the 60-minute fire. Thus, the lattice roof does not need the application of the anti-fire coating.

8. Acknowledgment

The authors thank the financial support granted by FAPESP – Sao Paulo Research Foundation, to CNPq –Brazilian National Council of Scientific and Technological Development, to CAPES –Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel and to CELOG –Bandeirantes Anhanguera Industrial Logistic Center.

9. Bibliografy

- [1] CORPO DE BOMBEIROS – POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO (CB-PMESP). Segurança estrutural nas edificações – Resistência ao fogo dos elementos de construção. Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros. IT 08:2011. São Paulo, 2011.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações. Rio de Janeiro, 2001.
- [3] SIMMS, W. I.; NEWNAM, G. M. Single storey steel framed buildings in fire boundary conditions. The Steel Construction Institute. UK, 2002.
- [4] LAREDO, R.; SILVA, V. P.; ALMEIDA NETO, E. S. O efeito do colapso de uma cobertura de aço nos pórticos de edifícios industriais em situação de incêndio. XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural. Rio de Janeiro, 2012.
- [5] BUILDING REGULATIONS. Fire Safety. Approved Document B. England, 2010.
- [6] SILVA, V. P.; VARGAS, M. R.; ONO, R. Prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura. CBCA - Centro Brasileiro de Construção em Aço. Rio de Janeiro, 2010.
- [7] SILVA, V. P. Estruturas de aço em situação de incêndio. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.
- [8] NEWMAN, G. M. Fire and steel construction: The behaviour of steel portal frames in boundary conditions (2nd Edition). The Steel Construction Institute, UK, 1990.
- [9] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION. EN 1992-1-2: Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design. Brussels: CEN, 2004.
- [10] SILVA, V. P. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. São Paulo: Edgard Blücher, 2012.
- [11] ANDERBERG, Y. Analitical fire engineering design of reinforced concrete structures based in real fire characteristics. In: Congress of the Federation Internationale de la Precontrainte. London, 1978.
- [12] COSTA, C. N. Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- [13] PIERIN, I. A instabilidade de perfis formados a frio em situação de incêndio. Tese (Doutorado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. São Paulo. 2011.
- [14] PIERIN, I.; SILVA, V. P.; ROVERE, H. L. Thermal analysis of two-dimensional structures in fire. Ibracon Structures and Material Journal. IBRACON. Volume 8. p. 25-36 São Paulo. 2015.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5628: componentes construtivos estruturais - determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.
- [16] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 834: Fire-resistance tests: elements of building construction - part 1.1: general requirements for fire resistance testing. Geneva, 1999. 25 p. (Revision of first edition ISO 834:1975).
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de ao e concreto em situação de incêndio - procedimento. Rio de Janeiro, 2013.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [21] TQS INFORMÁTICA. Dominando os sistemas CAD/TQS: Análise Estrutural. São Paulo, 2015.

The effect of the failure of the steel roof on the facade concrete columns of a warehouse in fire. A study case

O efeito do colapso da cobertura de aço nos pilares de concreto de fachada de um depósito em situação de incêndio. Um estudo de caso



I. PIERIN^a
igorpierin@usp.br

V. P. SILVA^a
valpigss@usp.br

M. R. VARGAS^b
tecsteel@uol.com.br

Abstract

In many situations, the Brazilian Legislation does not require verification of roof structures in a fire, since its failure will not endanger the stability of the structure. In fire, the steel roof of an industrial building deforms by heating in geometry similar to a catenary, resulting in horizontal forces in the upper extremities of the columns. Thus, even roofs that do not constitute a frame with the columns may lead them to collapse, therefore, should be protected against fire. Due to the small dimensions of the structural elements of the roof, fire coating is uneconomical. So there is a problem in the design practice. This paper presents a procedure based on British literature, which considers the horizontal load on the columns. This horizontal load must be supported by the columns and the foundations. The aim of this paper is to detail this procedure, adapt it to Brazilian standards and apply it to a case study.

Keywords: fire, steel roof, industrial building, concrete columns.

Resumo

Em muitas situações correntes, as Instruções Técnicas dos Corpos de Bombeiros e as normas brasileiras dispensam a verificação das estruturas de coberturas em situação de incêndio, desde que seu colapso não prejudique a estabilidade dos pilares e dos fechamentos. Em incêndio, a cobertura de aço de um edifício industrial deforma-se pelo aquecimento, em uma geometria semelhante a uma catenária, provocando forças horizontais nas extremidades superiores dos pilares. Assim, mesmo coberturas simplesmente apoiadas que não compõem um pórtico com os pilares de fechamento poderão leva-los ao colapso, portanto, deveriam ser revestidas contra fogo. Devido às pequenas dimensões dos elementos estruturais da cobertura, o revestimento contra fogo é economicamente inviável, criando dessa forma um problema na prática de projeto. Este trabalho apresenta um procedimento com base em literatura britânica, em que se consideram os esforços horizontais nos pilares, que devem ser resistidos por eles e pelas fundações. O objetivo deste trabalho será detalhar esse procedimento, adaptá-lo às normas brasileiras e aplicá-lo a um estudo de caso.

Palavras-chave: incêndio, coberturas de aço, edifício industrial, pilares de concreto.

^a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil;
^b Tecsteel Engenharia, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introdução

É frequente o projeto de edifícios industriais ou depósitos com cobertura de aço apoiada em pilares de concreto. Grande parte desses edifícios, especialmente os térreos, e suas coberturas, são isentos de verificação estrutural para a situação de incêndio segundo a IT8 [1] e a ABNT NBR 14432 [2]. Em edifícios em que a verificação estrutural em incêndio é exigida, as coberturas poderão ser isentas se, segundo a IT8 [1], o seu colapso estrutural não comprometer a estabilidade das paredes externas e da estrutura principal da edificação. Porém, essa recomendação se torna necessário apenas quando houver riscos de propagação do fogo para edificações vizinhas [3, 4, 5, 6].

Dessa maneira, havendo risco de propagação, os elementos estruturais devem ser dimensionados de forma a não entrarem em colapso caso ocorra a ruína da cobertura do edifício.

No final da década de 1970, o colapso das coberturas de aço em situação de incêndio foi estudado no *Constructional Steel Research and Development Organization* (CONSTRADO). Posteriormente, a equipe do *Steel Construction Institute* (SCI) ampliou esses estudos o que resultou no procedimento proposto por Simms e Newman [3] e adotado neste trabalho.

Com o aumento da temperatura nas estruturas aporticadas, inicialmente, os pilares são deformados para fora do edifício devido à dilatação da viga. Posteriormente, decorrente da deformação vertical da viga, os pilares são atraídos para a posição indeformada [7]. Além disso, nas coberturas de aço, com o aumento da temperatura ocorre a formação de rótulas plásticas principalmente devido à redução da resistência ao escoamento do aço a altas temperaturas [3].

Com a formação das rótulas plásticas, o comportamento estrutural da viga de cobertura se altera formando um arco bi ou triarticulado. Assim, esforços axiais surgem nas vigas, que concomitantemente com a degradação da resistência do material, resulta em grandes deformações. O pórtico que, inicialmente se expandiria para fora, passa a ter uma força horizontal aplicada no topo do pilar, com sentido para dentro do pórtico. Nessa situação, os pilares e as fundações devem ser dimensionados para resistir esse novo esforço. O objetivo deste artigo é analisar o colapso de uma cobertura de

aço de um depósito sob a ação de um incêndio. O procedimento para alcançar esse objetivo foi adaptado pelos autores com base em literatura estrangeira [3]

2. Estrutura a ser analisada

O edifício a ser estudado é um galpão para depósito de 20,0 m de vão livre, conforme mostra a Figura 1.

O galpão é composto de uma cobertura em treliça de aço apoiada em consoles ligados a pilares de concreto armado, vencendo o vão de 20 m, conforme mostra a Figura 2. As treliças estão distantes a cada 9,0 m. Os banzos e os montantes de apoio são perfis U 200 mm × 60 mm × 6,35 mm e as diagonais e os demais montantes são formados por duas cantoneiras 2" × 3/16".

Os pilares de concreto armado são de seção retangular de 60 cm por 45 cm e com 15,0 m de comprimento. A resistência característica do concreto à compressão adotada foi igual a 30 MPa. O pilar foi armado com 18 barras de 20,0 mm e 6 barras de 12,5 mm com cobrimento de 3,0 cm, conforme mostra a Figura 3.

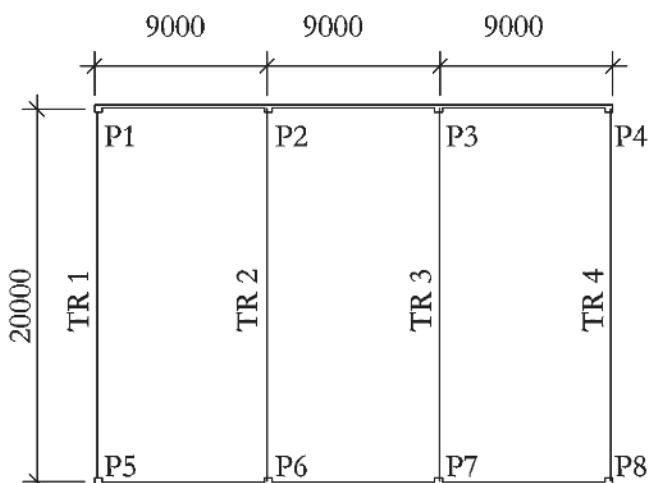


Figura 1
Planta baixa (dimensões em mm)

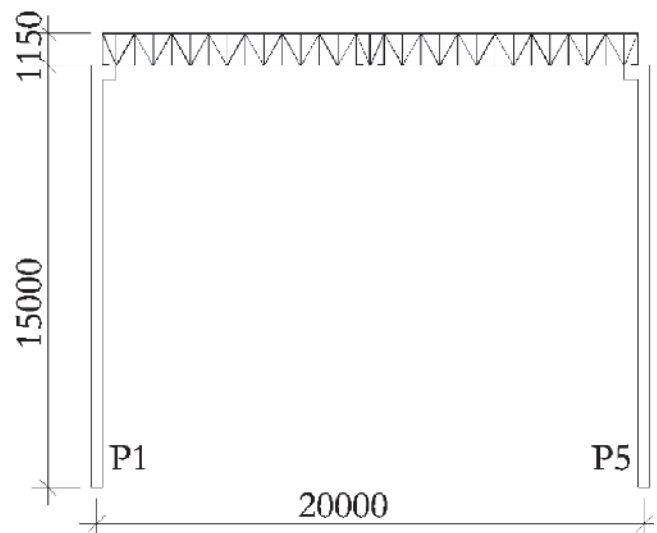


Figura 2
Corte transversal (dimensões em mm)

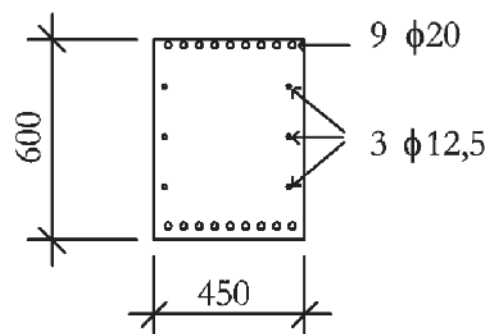


Figura 3
Seção do pilar (dimensões em mm)

A treliça serve como suporte à telha de aço galvanizado tipo trapezoidal com isolamento em lã de rocha e laminado plástico. O fechamento lateral é constituído de painéis de concreto armado de 15 cm de espessura.

3. Procedimento adotado

3.1 Overturning moment

Durante muitos anos, Newman [8] desenvolveu pesquisas para o SCI, conhecido e respeitado instituto britânico, sobre um método para determinar a força horizontal que uma viga de cobertura transfere ao topo de um pilar de aço. Ele considerou que os pilares e a viga compõem um pórtico. Posteriormente, Simms e Newman [3] estenderam o método para aplicação em coberturas treliçadas e, também, é apresentado o procedimento proposto.

No passado, pensava-se que a dilatação da estrutura de cobertura seria a responsável pelo colapso do fechamento, que se daria para fora da edificação. Hoje se sabe que, após a dilatação inicial e decorrente da redução do módulo de elasticidade do aço a altas temperaturas, a viga se deforma (flecha) e ao invés de empurrar os pilares, os puxa. Assim, os esforços mais significativos aplicados nos pilares são na direção do interior da edificação.

Note-se que, mesmo se a estrutura de cobertura for apoiada apenas

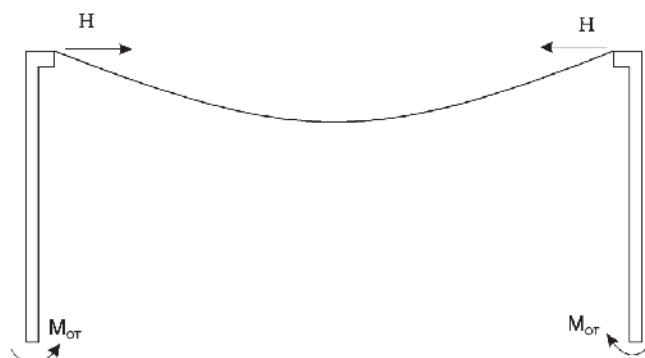


Figura 4
Mecanismo de colapso

nos pilares, sem qualquer consideração de interação estrutural, se houver possibilidade de propagação do incêndio para fora do edifício afetando a vizinhança, há necessidade de se aplicar o procedimento descrito, pois antes do colapso total, a cobertura irá transferir o esforço horizontal aos pilares. Em estruturas de cobertura simplesmente apoiadas, geralmente, há alguma ligação singela aos pilares. Deve ser verificada se essa ligação será capaz de transmitir o esforço horizontal aos pilares, causando momento em sua base.

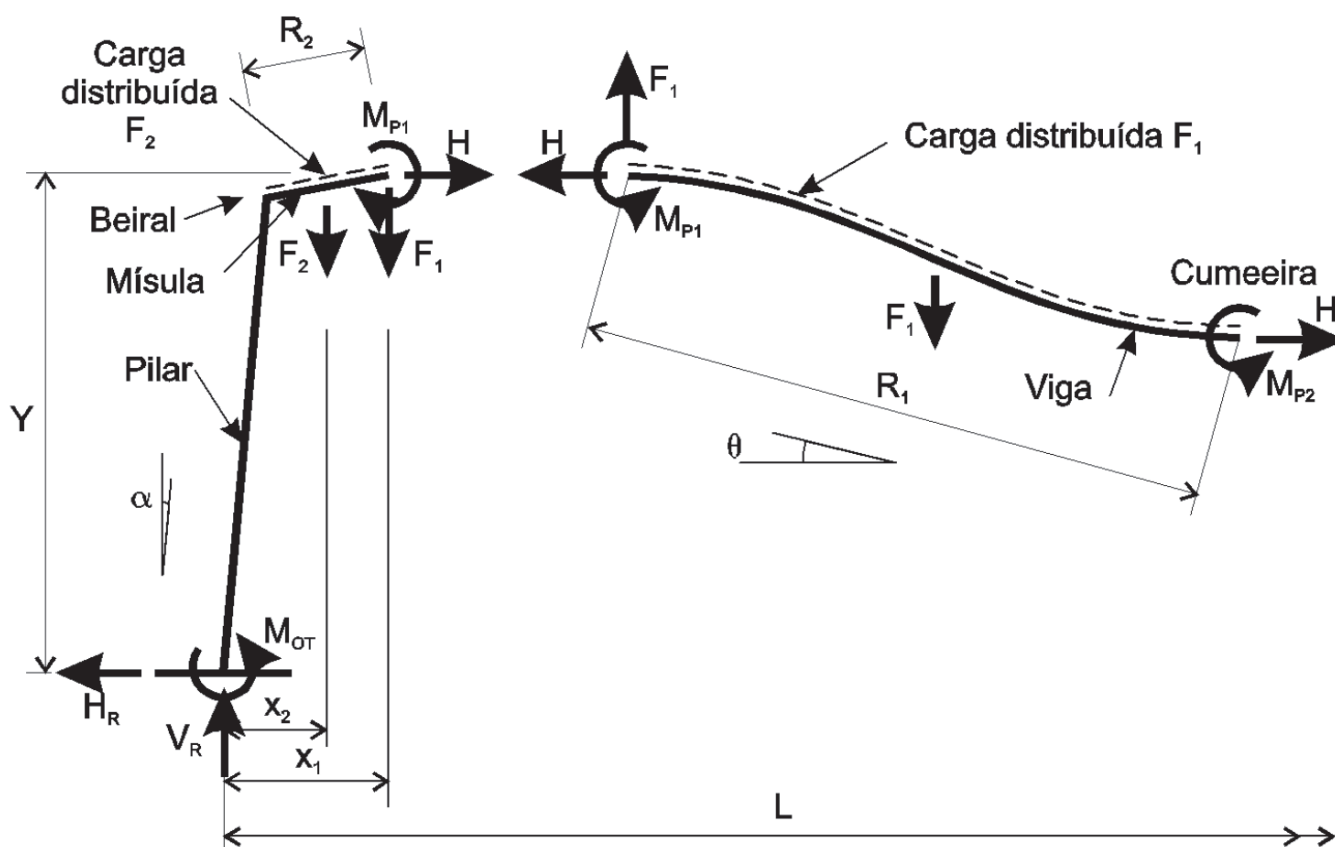


Figura 5
Modelo matemático no instante de colapso (4)

De acordo com [3], em situação de incêndio há perda de estabilidade dos elementos comprimidos mais esbeltos da treliça (diagonais e montantes) e ela passa a trabalhar como um cabo suspenso (catenária) constituído pelos banzos superior e inferior deformados. Nessa condição, o console que sustenta a treliça estará sujeito a um esforço horizontal H que gerará um momento na base do pilar de concreto, conhecido como *overturning moment* (M_{OT}), conforme mostra a Figura 4.

O modelo proposto por Simms e Newman [3] foi desenvolvido com base na estrutura deformada após o colapso da estrutura conforme mostra a Figura 5.

Na Figura 5, R_1 é o comprimento da viga de cobertura do final da mísula até a cumeeira, R_2 é o comprimento da mísula até a linha de centro do pilar, Y é a distância vertical entre a extremidade inferior do pilar e o ponto de rótula na extremidade da viga, F_1 é a força resultante vertical do carregamento distribuído ao longo de R_1 , F_2 é a força resultante vertical do carregamento distribuído ao longo de R_2 , V_r e H_r são as reações vertical e horizontal na base do pilar, H é a força resultante horizontal do carregamento ao longo de R_1 , M_{P1} e M_{P2} são os momentos plásticos devido ao incêndio na extremidade da mísula e na cumeeira, respectivamente, e θ é o ângulo entre a horizontal e a linha média da catenária.

Por meio do equilíbrio entre as forças, a reação vertical pode ser expressa por meio da equação (1).

$$V_r = F_1 + F_2 \tag{1}$$

Por meio do equilíbrio de momentos na cumeeira, a força H é encontrada pela equação (2).

$$H = H_r = \frac{F_1 R_1 \cos\theta - 2(M_{P1} + M_{P2})}{2R_1 \sin\theta} \tag{2}$$

Devido ao modo de colapso das treliças, Simms e Newman [3] admitem que o comprimento da mísula é nulo e os momentos de plastificação devido ao incêndio também são nulos. Além disso,

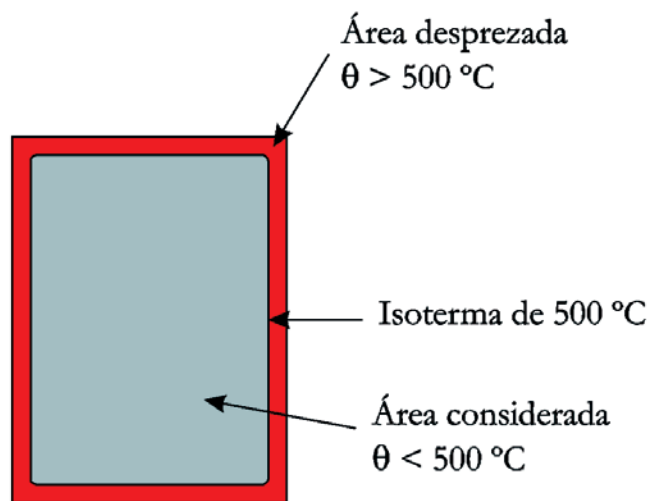


Figura 6
Método da isoterma de 500 °C

como não é considerada a flexão dos banzos da treliça, o momento na base do pilar é superior quando comparado à análise com vigas.

Assim, o momento na base do pilar pode ser obtido por meio da expressão (3), o qual deve ser no mínimo igual a 10% do momento plástico da seção transversal do pilar [3].

$$M_{OT} = H Y \tag{3}$$

A força resultante vertical do carregamento distribuído ao longo da treliça (F_1) é determinada por meio da equação (4).

$$F_1 = \frac{w_f S L}{2} \tag{4}$$

Na equação (4), w_f é o carregamento no momento do incêndio, S é a distância entre os pórticos e L é o vão.

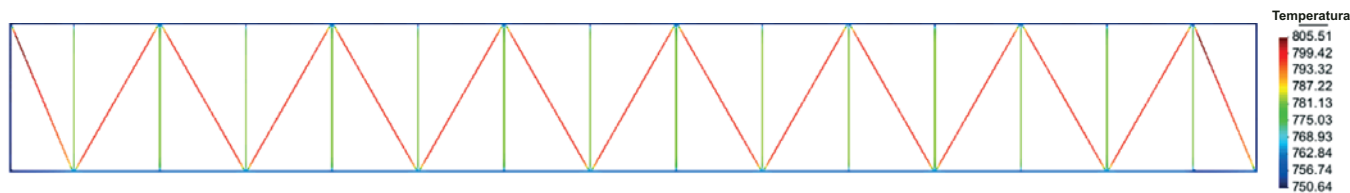


Figura 7
Campo de temperaturas após 30 minutos de exposição ao incêndio-padrão na treliça

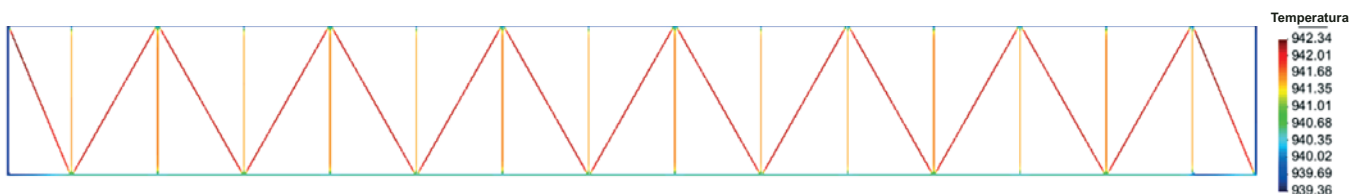


Figura 8
Campo de temperaturas após 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão na treliça

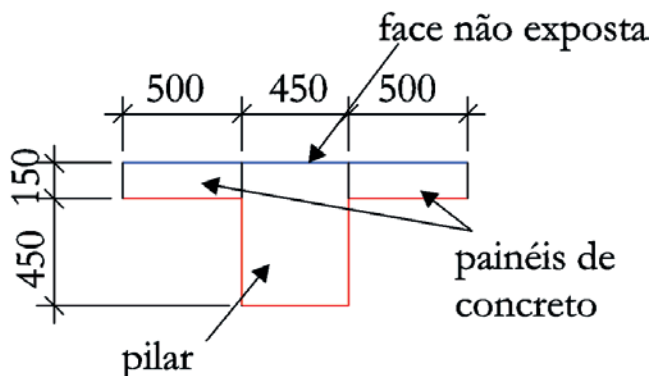


Figura 9
Exposição ao incêndio no pilar (dimensões em mm)

A reação vertical é fornecida pela equação (5), onde W_D é o peso próprio do fechamento lateral.

$$V_r = F_1 + W_D \quad (5)$$

Substituindo a equação (4) em (2) e considerando o modo de colapso das treliças, obtém-se a força horizontal H no topo do pilar provocado pelo colapso da cobertura devido ao incêndio e dado pela equação (6).

$$H = \frac{w_f S L}{4 \tan \theta} \quad (6)$$

Substituindo a equação (5) em (3) obtém-se a equação (7) que fornece o momento na base do pilar (M_{OT}).

$$M_{OT} = \frac{w_f S L Y}{4 \tan \theta} \quad (7)$$

O ângulo entre a horizontal e a linha média da catenária (θ) e a inclinação da cobertura (θ_0) podem ser relacionados por meio da equação (8).

$$\theta = \cos^{-1}(0.97 \cos \theta_0) \quad (8)$$

3.2 Método da Isoterma de 500 °C

Um método simplificado de análise de elementos de concreto em situação de incêndio é o Método da Isoterma de 500 °C, apresentado no Eurocode 2 [9]. Para a utilização desse método, primeiramente determina-se a isoterma de 500 °C para o tempo de exposição ao fogo considerado. Despreza-se a região do concreto com temperaturas maiores ou iguais a 500 °C e considera-se o restante da seção com resistência e módulo de elasticidade inalterados em relação à temperatura ambiente (ver a Figura 6). As propriedades da armadura, no entanto, devem ser consideradas para a temperatura do centro geométrico de cada barra, independentemente de estarem contidas na região interna ou externa da isoterma de 500 °C. É permitido que as regiões arredondadas da isoterma sejam aproximadas por seções retangulares [10].

O atual Método dos 500 °C foi inicialmente proposto como sendo "método dos 550 °C" [11], supondo que a resistência do concreto aquecido até 550 °C não seria afetada significativamente pela temperatura, deixando os efeitos térmicos apenas ao aço das armaduras. Posteriormente, a temperatura-limite do método foi reduzida a 500 °C e desprezadas as regiões de concreto aquecidas acima dessa temperatura [12].

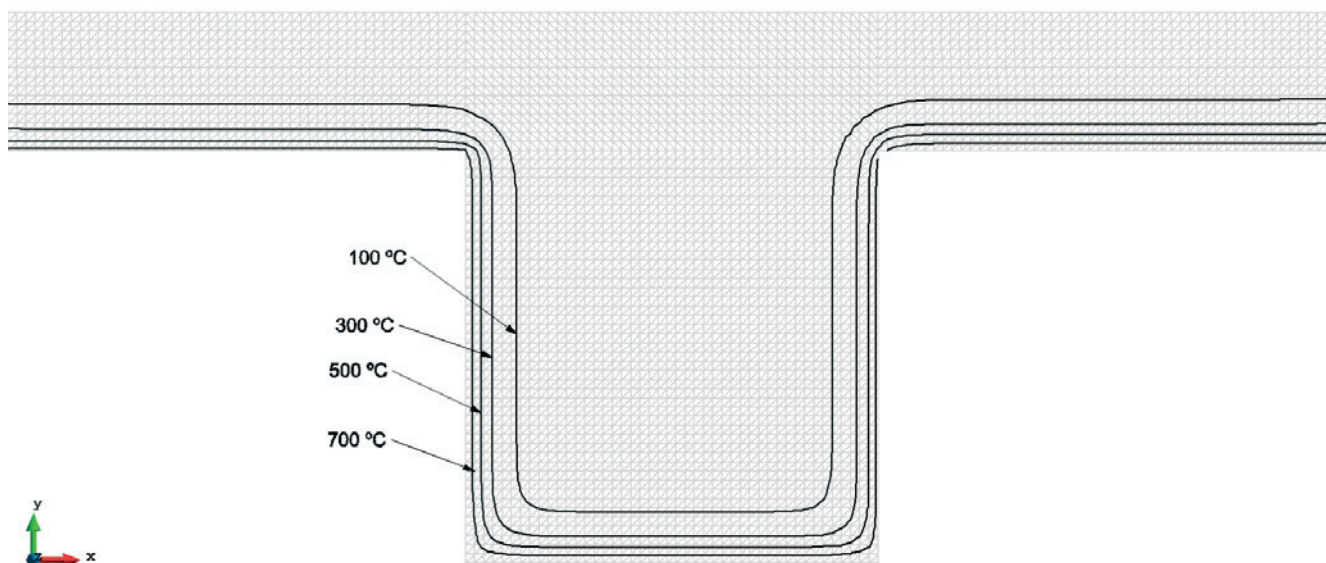


Figura 10
Isotermas após 30 minutos de exposição ao incêndio-padrão no pilar

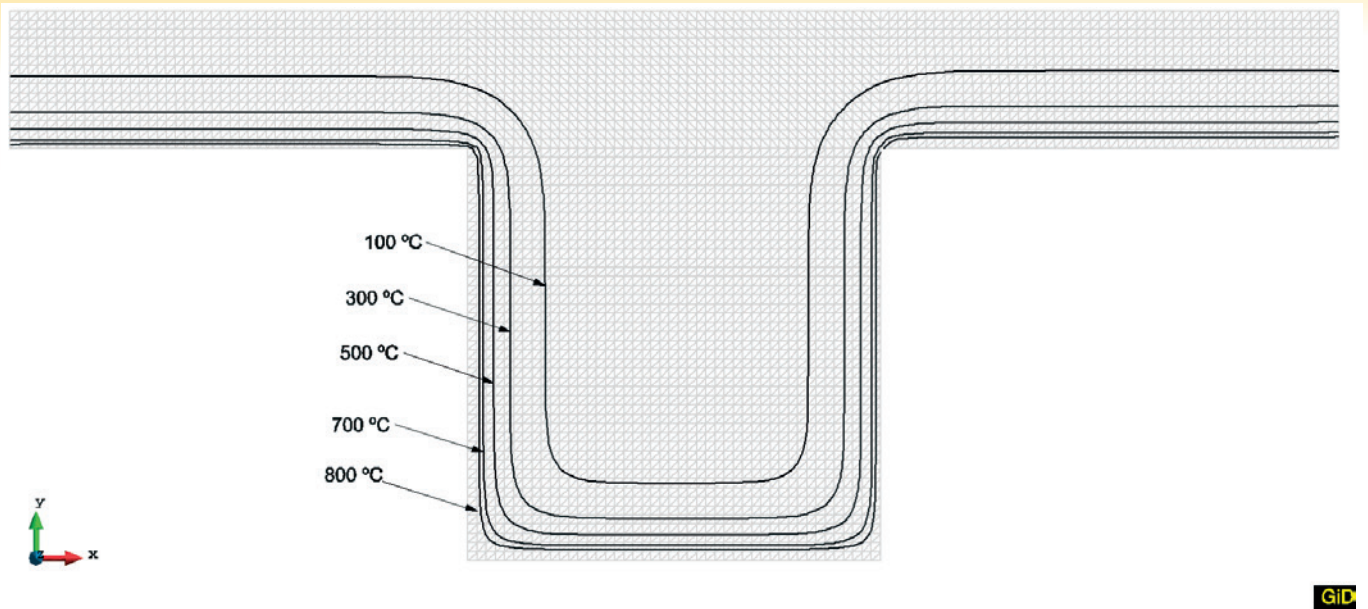


Figura 11
Isotermas após 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão no pilar

Em Silva [10], por exemplo, são apresentadas as isotermas para diversas seções de pilares, a fim de facilitar o cálculo manual. Essas isotermas foram feitas com auxílio do programa ATERM [13-14].

4. Análise térmica

Por meio do programa de análise térmica ATERM [13-14], é encontrado o campo de temperaturas da seção transversal do pilar de concreto e na treliça sujeito ao incêndio-padrão [15-16]. A ação do fogo foi considerada na parte interna do galpão (ver a Figura 1). Os parâmetros físico-térmicos do concreto e do aço a altas temperaturas são aqueles indicados respectivamente pelas normas brasileiras [17-18]. A umidade adotada é 1,5% em peso. Com base nas normas [17-18] são verificadas as estruturas de concreto e de aço em situação de incêndio para 30 e 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão.

Com base no campo de temperaturas, a estabilidade do pilar é verificada por meio do diagrama de interação entre os momentos fletores resistentes e o esforço normal. Para a verificação do pilar em situação de incêndio será empregado o método da isoterma de 500 °C, conforme as recomendações do Eurocode 2 [9].

4.1 Treliça

Devido à simetria, somente metade da treliça foi analisada termicamente, e considerando todos os elementos da treliça expostos ao incêndio-padrão, foi obtido o campo de temperatura por meio do programa ATERM [13-14] para 30 minutos e 60 minutos, conforme mostram as Figuras 7 e 8, respectivamente. Observa-se que a temperatura na treliça após 30 e 60 minutos de incêndio é praticamente uniforme.

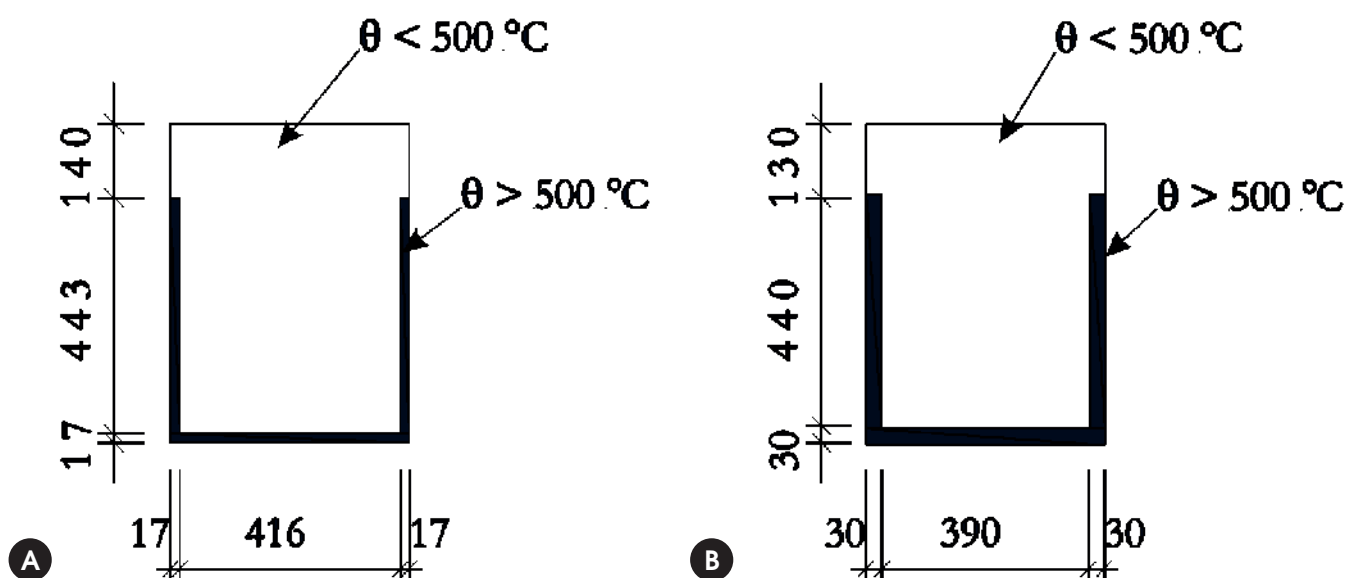


Figura 12
Seções reduzidas pela isoterma de 500 °C após (a) 30 minutos (b) 60 minutos

4.2 Pilar

Os pilares de concreto armado foram analisados termicamente por meio do programa ATERM [13-14].

Devido ao fechamento lateral do galpão ser com placas de concreto, foi analisada termicamente somente a região de um único pilar considerando 50 cm de painel de cada lado, conforme mostra a Figura 9. As faces internas do pilar e dos painéis foram expostos ao incêndio-padrão. Os parâmetros relativos à transferência de calor são aqueles indicados pela ABNT NBR 15200 [17]. A face exterior do galpão foi exposta à temperatura ambiente, sendo considerado uma combinação de convecção e radiação, simulada por um coeficiente de convecção igual a 9 W/m² °C. O modelo foi discretizado em 8400 elementos triangulares de 1 cm de lado.

As Figuras 10 e 11 apresentam as isotermas de temperaturas após 30 e 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão, respectivamente.

5. Ações

De acordo com a ABNT NBR 8681 [19], a força normal solicitante de cálculo para a combinação excepcional de ações é dada pela equação (9).

$$F_d = \gamma_g F_g + F_{q,exc} + \gamma_q \psi_2 F_q \tag{9}$$

onde γ_g é o coeficiente de ponderação de ações permanentes, admitido igual a 1,2 para a combinação excepcional, F_g representa as ações permanentes, γ_q é o coeficiente de ponderação de ações variáveis, admitido igual a 1,0, $F_{q,exc}$ são as ações excepcionais, F_q representa as ações variáveis e ψ_2 é o fator de redução, sendo que para depósitos é admitido igual a 0,6 [20]. Para a combinação excepcional onde a ação principal for o fogo, o fator ψ_2 pode ser multiplicado por 0,7 [19].

Admitindo que a área de influência do pilar mais desfavorável é de 90 m² (ver a Figura 1) com 15 m de altura e considerando o peso próprio da cobertura metálica igual a 0,50 kN/m² e uma sobrecarga igual a 0,25 kN/m², tem-se que a força normal atuante no pilar é dado por:

$$F_d = \gamma_g F_g + F_{q,exc} + \gamma_q \psi_2 F_q \tag{10}$$

O fator de redução (ψ) para a ação do vento em uma combinação excepcional vale zero [19]. No entanto, para as barras da estrutura em que o único esforço solicitante seja o decorrente da ação do vento, além do peso próprio delas mesmas e de eventuais ações térmicas, o fator de redução deve ser 0,2 [18]. O pilar em estudo está submetido ao peso próprio e a uma ação de origem térmica provocada pela treliça e não pelo próprio pilar. Na dúvida, e salvo melhor análise, adotou-se, a favor da segurança, o fator de combinação igual a 0,2. Considerando uma pressão do vento igual a

Tabela 1

Coordenadas e temperaturas das armaduras

Armadura	Coordenada X (cm)	Coordenada Y (cm)	Bitola (mm)	Temperatura 30 min (°C)	Temperatura 60 min (°C)
1	4	56	20	20,8	31,3
2	8,625	56	20	20,1	23,9
3	13,25	56	20	20	20,8
4	17,875	56	20	20	20,1
5	22,5	56	20	20	20
6	27,125	56	20	20	20,1
7	31,75	56	20	20	20,8
8	36,375	56	20	20,1	23,9
9	41	56	20	20,8	31,3
10	4	45	12,5	130,7	254,8
11	4	30	12,5	184,6	354,5
12	4	15	12,5	184,7	356,5
13	4	4	20	311,2	563,2
14	8,625	4	20	193,1	394,5
15	13,25	4	20	184,9	359,5
16	17,875	4	20	184,6	354,9
17	22,5	4	20	184,6	354,5
18	27,125	4	20	184,6	354,9
19	31,75	4	20	184,9	359,5
20	36,375	4	20	193,1	394,5
21	41	4	20	311,2	563,2
22	41	15	12,5	184,7	356,5
23	41	30	12,5	184,6	354,5
24	41	45	12,5	130,7	254,8

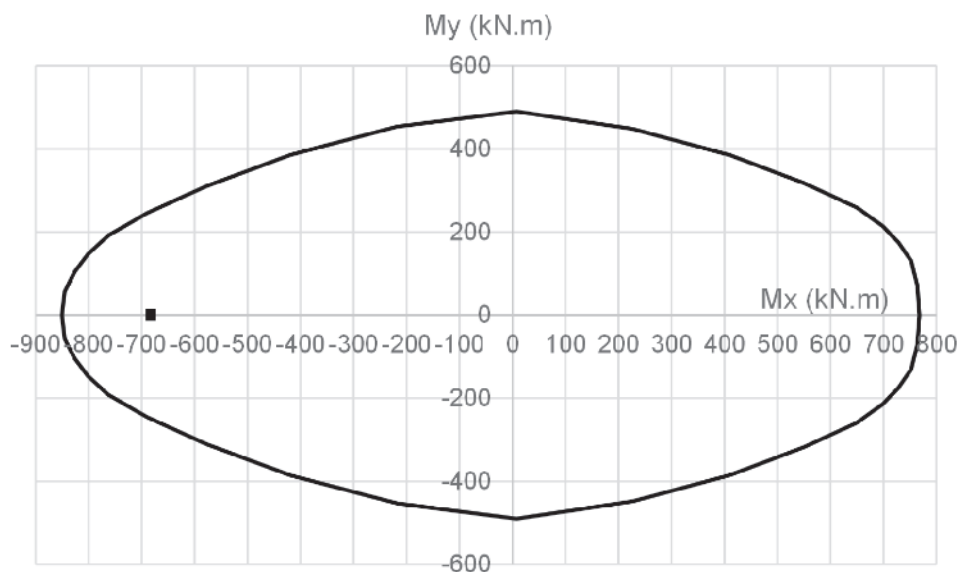


Figura 13
Diagrama de interação para 30 minutos

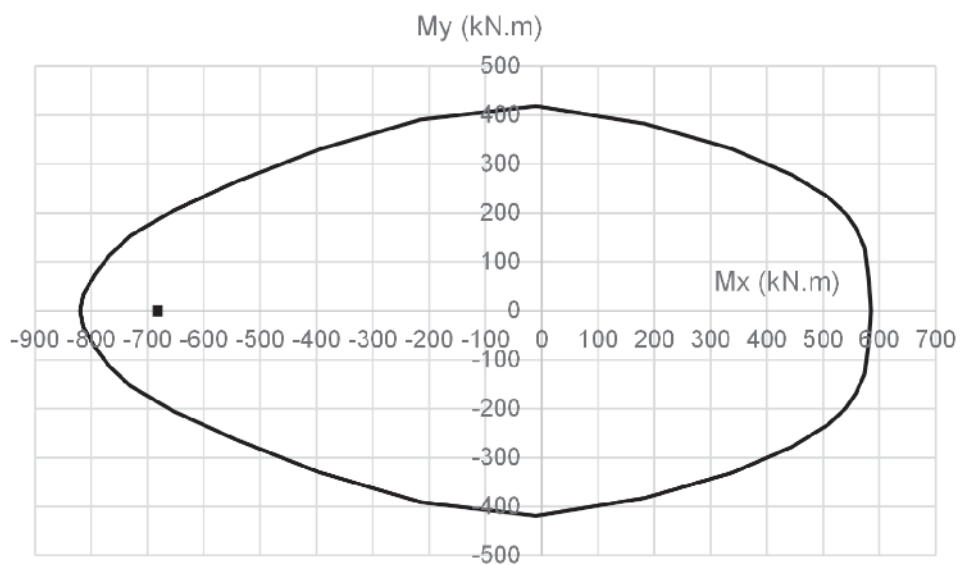


Figura 14
Diagrama de interação para 60 minutos

0,70 kN/m² com coeficiente de forma externo (C_e) para paredes igual a 0,7, tem-se que o momento na base do pilar devido à ação do vento é igual a 90,0 kN.m.

Nessa situação, o apoio da treliça ficará submetido a uma força horizontal H , a qual provocará um momento na base do pilar, conhecido como *overturning moment* M_{OT} .

Considerando, em situação de incêndio, o peso das telhas de aço igual a 0,07 kN/m² e das terças e da viga da cobertura igual a 0,15 kN/m², resulta que o carregamento no instante de colapso (w_c) é igual a 0,22 kN/m². Ressalta-se que esse carregamento é inferior ao peso próprio da cobertura metálica, pois se admite que, em incêndio, os materiais de revestimento da cobertura são consumidos pelo fogo.

Por meio da equação (6) e das características geométricas do galpão (ver a Figura 1), tem-se que a força H é igual a 39,5 kN e o momento M_{OT} igual a 592,5 kN.m.

Considerando o fechamento lateral obtém-se, por meio da equação (5), a reação vertical em situação de incêndio igual a 526,05 kN.

6. Verificação estrutural do pilar

As estruturas em situação de incêndio podem ser verificadas pelo método da isoterma de 500 °C [5]. Nesse método, admite-se que somente a área de concreto com temperaturas inferiores

a 500 °C contribui para a capacidade resistente do elemento estrutural. Considera-se que o concreto no interior da isoterma de 500 °C tenha as mesmas propriedades mecânicas do concreto à temperatura ambiente, porém com os coeficientes de ponderação da combinação excepcional, ou seja, iguais a 1,0. Deste modo, a área de concreto com temperaturas acima de 500 °C não contribui para a capacidade resistente do elemento estrutural. As propriedades mecânicas das barras de aço são consideradas reduzidas de acordo com a temperatura no centro geométrico da barra obtida por meio de análise térmica.

Desse modo, são obtidos os diagramas de interação entre o esforço normal e os momentos fletores M_x e M_y por meio do programa de computador CFF, desenvolvido pelo primeiro autor, para os TRRF de 30 e 60 minutos. Inicialmente, o programa CFF foi desenvolvido para temperatura ambiente e os resultados comparados ao CAD/TQS [21]. Posteriormente, o CFF foi adaptado para a situação de incêndio por meio do método dos 500 °C.

Analisando as Figuras 10 e 11 é possível determinar a seção de concreto com temperaturas inferiores a 500 °C após 30 e 60 minutos de exposição ao incêndio-padrão, representada pela Figura 12. Na Tabela 1 estão apresentadas a posição do centro geométrico das armaduras do pilar e as respectivas temperaturas após 30 e 60 minutos de incêndio-padrão.

Considerando o concreto C30 e o aço CA-50 com módulo de elasticidade igual a 210000 MPa à temperatura ambiente, se obtém, por meio do programa CFF, o diagrama de interação para esforço normal de compressão de 184,95 kN após 30 e 60 minutos, conforme mostram as Figuras 13 e 14, respectivamente. Verifica-se que o momento de 682,50 kN.m (comprimindo as barras mais aquecidas) proveniente da força horizontal H e da ação do vento está no interior da envoltória de momentos fletores para os TRRFs de 30 e 60 minutos.

7. Conclusão

Geralmente a verificação das estruturas em situação de incêndio não é exigida para as edificações industriais. No entanto, essa verificação deve ser feita quando o colapso da cobertura afetar estruturalmente o fechamento do edifícios de forma a possibilitar a propagação do incêndio para as construções vizinhas.

Nos casos onde a verificação estrutural das coberturas de aço em situação de incêndio é necessária, a aplicação de revestimentos contra fogo nos elementos esbeltos da cobertura é inviável economicamente. Para contornar esse problema, foi apresentado neste artigo um procedimento de cálculo para se determinar os esforços que, em situação de colapso, as estruturas de suporte da cobertura estarão submetidas. Se os pilares e as fundações que sustentam a cobertura tiverem capacidade resistente para esses esforços adicionais, a cobertura não necessitará de revestimento contra fogo.

Para exemplificar esse procedimento, foi realizado um estudo de caso de uma edificação industrial composta de uma cobertura de aço sustentada por pilares de concreto. Nesse exemplo foi constatado que a estrutura de concreto atende ao critério de estabilidade para um TRRF de 60 minutos, dispensando, assim, o revestimento contra fogo da cobertura.

8. Agradecimentos

Agradece-se pelo apoio financeiro desta pesquisa à FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico e à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior e ao CELOG – Centro de Logística Industrial Bandeirantes Anhanguera.

9. Referências bibliográficas

- [1] CORPO DE BOMBEIROS – POLÍCIA MILITAR DO ESTADO DE SÃO PAULO (CB-PMESP). Segurança estrutural nas edificações – Resistência ao fogo dos elementos de construção. Instrução Técnica do Corpo de Bombeiros. IT 08:2011. São Paulo, 2011.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos das edificações. Rio de Janeiro, 2001.
- [3] SIMMS, W. I.; NEWNAM, G. M. Single storey steel framed buildings in fire boundary conditions. The Steel Construction Institute. UK, 2002.
- [4] LAREDO, R.; SILVA, V. P.; ALMEIDA NETO, E. S. O efeito do colapso de uma cobertura de aço nos pórticos de edifícios industriais em situação de incêndio. XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural. Rio de Janeiro, 2012.
- [5] BUILDING REGULATIONS. Fire Safety. Approved Document B. England, 2010.
- [6] SILVA, V. P.; VARGAS, M. R.; ONO, R. Prevenção contra incêndio no projeto de arquitetura. CBCA - Centro Brasileiro de Construção em Aço. Rio de Janeiro, 2010.
- [7] SILVA, V. P. Estruturas de aço em situação de incêndio. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.
- [8] NEWMAN, G. M. Fire and steel construction: The behaviour of steel portal frames in boundary conditions (2nd Edition). The Steel Construction Institute, UK, 1990.
- [9] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION. EN 1992-1-2: Eurocode 2: design of concrete structures – part 1.2: general rules – structural fire design. Brussels: CEN, 2004.
- [10] SILVA, V. P. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. São Paulo: Edgard Blücher, 2012.
- [11] ANDERBERG, Y. Analytical fire engineering design of reinforced concrete structures based in real fire characteristics. In: Congress of the Federation Internationale de la Precontrainte. London, 1978.
- [12] COSTA, C. N. Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- [13] PIERIN, I. A instabilidade de perfis formados a frio em situação de incêndio. Tese (Doutorado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.
- [14] PIERIN, I.; SILVA, V. P.; ROVERE, H. L. Thermal analysis of two-dimensional structures in fire. Ibracon Structures and Material Journal. IBRACON. Volume 8. p. 25-36 São Paulo, 2015.

- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5628: componentes construtivos estruturais - determinação da resistência ao fogo. Rio de Janeiro, 2001.
- [16] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 834: Fire-resistance tests: elements of building construction - part 1.1: general requirements for fire resistance testing. Geneva, 1999. 25 p. (Revision of first edition ISO 834:1975).
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14323: projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de ao e concreto em situação de incêndio - procedimento. Rio de Janeiro, 2013.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [21] TQS INFORMÁTICA. Dominando os sistemas CAD/TQS: Análise Estrutural. São Paulo, 2015.

The influence of deck flexibility on the dynamic response of road bridges

A influência da flexibilidade do tabuleiro na resposta dinâmica de pontes rodoviárias curvas

E. P. SCHMIDT ^a
erikaschmidt37@gmail.com

C. E. N. MAZZILLI ^a
cenmazzi@usp.br

Abstract

A simplified methodology is proposed for the dynamic analysis of curved road bridges under the effect of a 3C class heavy vehicle. The dynamic models of both vehicle and bridge are considered to be uncoupled, being bound by the interaction forces. These forces come from the vehicle dynamic analysis, initially under rigid deck, subjected to a support excitation caused by the pavement geometric irregularities. Such forces are statically condensed in the vehicle centre of gravity and applied to a simplified structural model (unifilar) of a curved bridge with box girder section, considering the bridge superelevation. The influence of the rigid deck hypothesis on the dynamic response is assessed by an iterative procedure, in which the deck displacements are added to the pavement irregularities, to obtain an "equivalent irregularity" function. The new interaction forces are re-applied to the bridge model to determine new displacements, repeating the procedure until the results converge.

Keywords: dynamic analysis, curved road bridges, geometric irregularities.

Resumo

Uma metodologia simplificada é proposta para a análise dinâmica de pontes curvas sob o efeito de um veículo pesado classe 3C. Os modelos dinâmicos do veículo e da ponte são considerados separadamente, sendo vinculados pelas forças de interação. Essas forças são provenientes da análise dinâmica do veículo, inicialmente sobre tabuleiro rígido, submetido a uma excitação de suporte causada pelas irregularidades geométricas do pavimento. Tais forças são condensadas no centro de gravidade do veículo e aplicadas em um modelo estrutural simplificado (unifilar) de uma ponte em seção celular, considerando-se a superelevação da ponte. A influência da hipótese de tabuleiro rígido na resposta dinâmica é avaliada utilizando-se um procedimento iterativo, no qual se somam os deslocamentos do tabuleiro à irregularidade do pavimento, para se obter uma função de "irregularidade equivalente". As novas forças de interação são reaplicadas no modelo da ponte para determinar novos deslocamentos, repetindo-se o processo até a convergência dos resultados.

Palavras-chave: análise dinâmica, pontes rodoviárias curvas, irregularidades geométricas.

^a Polytechnic School, Department of Structural and Geotechnical Engineering, University of São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introduction

Road bridges are important elements of a country's infrastructure, influencing its socio-economic development associated with road transport, especially in countries with deficiency in others types of transport, such as rail. (Santos [1])

The development of the road traffic in Brazil led to an increase in its volume and weight of vehicles. The combination of these factors with the development of increasingly slender structures and track irregularities characteristics, leads to an important variation of the stress amplitudes and amplification of the vibration frequency spectrum, these being relevant factors for the deterioration and reduction of the lifespan of road pavements and structures. (Santos [1])

According to Almeida [2], the appearance of early deterioration signs is a result of inappropriate design criteria. According to the author, the most severe actions transmitted to the bridge deck are caused by the occurrence of superficial irregularities, corresponding in extreme situations, related to lower quality pavements, to more than fifteen times those admitted in the design.

The occurrence of vibration phenomena in bridges, induced by vehicular traffic, had already been observed during the middle of the 19th century, due to the appearance of increasingly fast and heavy vehicles. The first studies on dynamic problems date from 1849 and it is an approach of Willis [3]: an equation of motion was deduced based on a model formed by a mass, moving with constant velocity on a massless and flexible simply-supported beam. Stokes [4], in the same year, obtained the exact solution of this equation, by employing a series expansion technique.

Krylov (apud Melo [5]) considered a load with negligible mass as compared to the beam, thus assessing the equivalent problem of a constant force moving over the structure.

In 1934, Inglis [6] proposed approximate solutions, obtained numerically for the model, assuming that the dynamic response of a simply-supported beam has the shape of its first mode of vibration, reducing the problem to only one generalized degree of freedom.

Timoshenko [7] analysed the problem of an impulsive load with constant velocity on a railway bridge. The author took into account the mass of the beam, the dynamic characteristics of the vehicle and the effects produced by the unbalanced wheels of locomotives.

With the development of computational tools after the 1950s and especially with the use of the Finite Element Method (FEM) from the 1970s onwards, the analysis of bridge vibrations could be done in more sophisticated ways. Vehicle-structure interaction is often approached using vehicle analytical models such as mass-spring-damper oscillators to formulate the motion equations of the vehicle-structure coupled system. This will also be the approach used in this work, yet with its own characteristics.

In fact, Huang and Veletsos [8] already simulated the vehicle as a rigid body (mass) supported by a spring-damper system (vehicle suspension) in 1970. In Brazil, such a model was also employed by Bruch [9] to the analysis of the dynamic behaviour of rectangular plates with moving load; by Carneiro [10] for the analysis of beams with various support conditions, using stiffness and damping matrices variable with the vehicle position; and by Ferreira [11] to verify the effects of moving loads on the road bridge decks.

Chang and Lee [12] employed a simplified vehicle model with two degrees of freedom to evaluate the behaviour of simply supported bridges with a single span and came to the conclusion that normative codes tend to underestimate the impact coefficient, especially in the case of wide-span bridges.

Novak [13] concluded that dynamic loads do not depend only on the span, as shown by the normative impact coefficient expressions, but also depend on the pavement roughness surface and the dynamic characteristics of the vehicle.

Traditionally, dynamic loadings have been modelled by "equivalent" static loadings, in which impact coefficients are used. However, according to Melo [5], the adoption of impact coefficients applied to static loads, generally based on geometric aspects (length of the span), proves to be insufficient to meet the criteria of excessive cracking, excessive vibrations and deformations or, even, implying the reduction of the safety margin of the structure.

Melo [5], using an analytical-numerical model, used a five degree-of-freedom system for a three-axle heavy vehicle and evaluated the dynamic amplification factors in terms of displacements, in small-span bridges, due to traffic of heavy vehicles.

In the same year, Santos [1] developed a computational tool for three-dimensional mathematical-numerical modelling, considering the dynamic interaction between vehicle, rough pavement and structure.

Further, Moroz [14] developed a nine-degree-of-freedom (DOF) vehicle model by introducing the roll movement (rotation about the longitudinal axis) to the eight DOF vehicle that had already been used in the modelling of 3C class vehicle. The author made use of the static condensation methodology into the vehicle centre of mass of the contact forces between the tires and the pavement, in order to apply them to a simplified structural model of the bridge, herewith termed 'unifilar' model.

In the study of the structural dynamic response it is extremely important to consider the data regarding the actual traffic in the road networks, as well as the state of conservation of the pavements (Moroz [14]).

Rossigali [15] carried out a statistical study of several variables of the vehicles currently present in the country's highways, such as vehicle classification, wheelbase, axle loads, among others. Considering this, it was possible to create a reduced base of vehicle data in which the effects of the passage of these vehicles were analysed in representative bridges of the Brazilian road network. Finally, the author compared these effects to the corresponding standard vehicles of the existing Brazilian standards.

More recently, Rossigali [16] updated his database from the analysis of five road data sources. This database was used to simulate the traffic in typical bridges of the Brazilian road network, contributing to the modernization of vehicle load standards in Brazil.

Therefore, the use of more realistic models is necessary for a more consistent design of bridge structures.

This work aims at presenting a simplified methodology for the dynamic analysis of curved bridges under the effect of a class 3C heavy vehicle. This methodology considers the uncoupling of the vehicle and bridge models, only bounded by the interacting forces, being at the same time simple and accessible to structural engineers, using a commercially available finite element program.

The bridge and vehicle models are studied using the dynamic

modelling software ADINA - Automatic Dynamic Incremental Non-linear Analysis [17], available in the Computational Mechanics Laboratory of the Polytechnic School of the University of São Paulo. For the dynamic analysis the Newmark's numerical integration method in the time domain will be used.

The preference for time-domain analysis in relation to frequency-domain analysis is associated with its greater generality, since it can be used in situations where the superposition of effects is not legitimate, as in non-linear studies.

The methodology begins with the modal analysis of the vehicle of class 3C, according to Moroz [14], with the nine degrees-of-freedom, as well as the modal analysis of the bridge and calibration of the Rayleigh damping. Next, the geometric irregularities of the pavement (main cause for the time variation of the contact forces) are modelled by means of the spectral density function proposed by Honda [18]. With the consideration of rigid deck and pavement roughness, the dynamic response under the support excitation is carried out, which supplies the contact forces on the wheels. The contact forces are then statically condensed into the centre of mass of the vehicle and applied to the 'unifilar' model of the bridge, considering the super elevation of the deck and the eccentricity of the vehicle axis with respect to the bridge axis. In the 'unifilar' model the structure is modelled as a reticulated system in which only the axis of the box girder section and the columns are represented with 3D beam elements.

Given that the bridge is curved, an additional horizontal force is applied to the model: the centrifugal force. The centrifugal force can be added to the interaction forces from the dynamic analysis of the vehicle as the vehicle has only vertical damp-

ers and the lateral stiffness of the tires are neglected. All these forces produce a moving load that travels along the bridge at a constant velocity.

The dynamic analysis of the bridge is then carried out subjected to the moving loading, resulting in temporal displacement functions for each node of the model. The nodal displacements at the instant the vehicle centre of mass is right at the same node are added to the local pavement roughness, generating the new "equivalent irregularity functions". These functions are applied to the vehicle model, resulting in new contact forces and the process is repeated until convergence is achieved.

2. Modelling

2.1 Vehicular modelling

As mentioned previously, Rossigali [16] analysed the frequency of vehicles in five databases, namely DNIT (1999-2002), CENTRAN (2005), Ecovias (2008), AutoBan (2008) and AutoBan (2011). In most of the bases, except for Ecovias (2008), the vehicle of class 3C was the one with the highest frequency, being 36.62% in the DNIT base (1999-2002), 28.35% in the base of the CENTRAN (2005), 21.86% at Autoban (2008) and 19.45% at Autoban (2011).

Thus, it can be concluded that the vehicle of class 3C is the most common among heavy vehicles. This vehicle has been used in this work. As discussed previously, this work considered the nine-degree-of-freedom vehicle proposed by Moroz [14]: bounce of the suspended and non-suspended masses, and rotations around the longitudinal axis (roll) and transverse axis (pitch). The parameters used are

Table 1
Car mechanical and dynamic parameters

Parameter	Value	Unit
Vehicle suspended mass - mv	20.60	t
Inertia moment of mass in roll - lxx	15.00	t.m ²
Inertia moment of mass in pitch - lyy	65.00	t.m ²
Front tire mass (non-suspended mass) - mpd	0.32 †	t
Rear tire mass (non-suspended mass) - mpt	0.53 †	t
Front suspension system stiffness - kvd	432.00	kN/m
Rear suspension system stiffness - kvt	585.00	kN/m
Front tire stiffness - kpd	840.00	kN/m
Rear tire stiffness - kpt	1680	kN/m
Front suspension system damping - cvd	3.00	kNs/m
Rear suspension system damping - cvt	6.00	kNs/m
Front tire damping - cpd	1.00	kNs/m
Rear tire damping - cpt	1.00	kNs/m
Distance $d1$	4.00	m
Distance $d2$	0.80	m
Distance $d3$	2.00	m
Distance $d4$	1.10	m

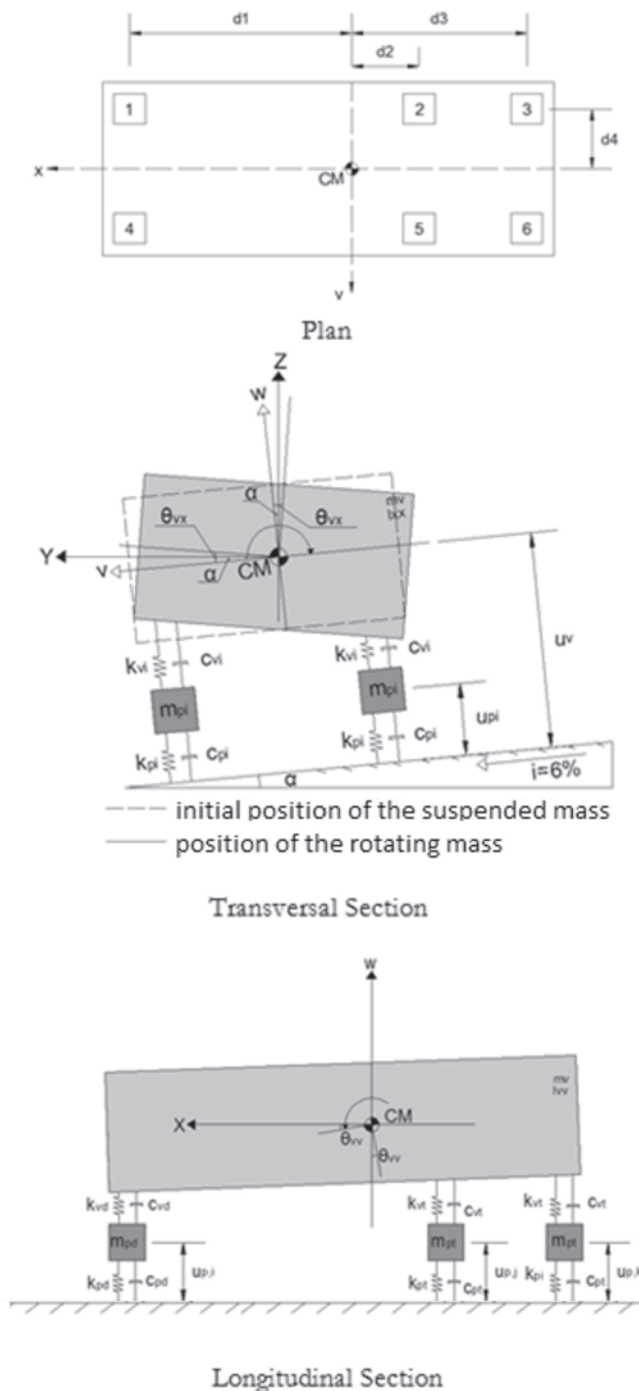


Figure 1
Vehicle model

the same as those adopted by Santos [1] and Moroz [14], and are presented in table 1. Figure 1 shows the vehicle model used. The vehicle will be modelled considering the local axes v and w , in other words, the displacements of the vehicle ($u_{v,i}$) and the tires ($u_{p,i}$) are perpendicular to the deck surface. Therefore, the vehicle interaction forces should be decomposed according to the super elevation so, only then, the interaction forces can be applied in the unifilar model of the bridge.

Given that the bridge is curved, an additional horizontal force is applied to the model: the centrifugal force. The centrifugal force can be added to the interaction forces from the dynamic analysis of the vehicle, as the vehicle has only vertical dampers and the lateral stiffness of the tires are neglected. All these forces produce a moving load that travels along the bridge at a constant velocity.

Once the centrifugal force (F_c) is applied to the centre of mass of the suspended mass, it is necessary to know the height of the centre of mass with respect to the pavement, in order to obtain the associated transport moment. This height was found in Eizenberg [19], which considers a distance of 2.16m for heavy trucks loaded. This distance was adopted in this work.

2.2 Structural modelling

For the study to be carried out in the later chapters, a bridge of the 900 branch of the Anhanguera complex will be analysed. The bridge has four curved spans (100m, 125m, 125m, 100m) and two straight 40m spans, as shown in figure 2. The radius of curvature in plan is constant and equal to 234.5m.

The structure is made of concrete, with box girder section of variable height in the curved stretches, it being higher in the region of the supports. After the curved sections there is a joint in the P4 column, which separates them from the two straight spans. These latter ones have cross section with constant height until the encounter E2.

In the model, the properties of all sections were considered, according to the height variation shown. Figure 3 shows the properties and dimensions of the sections of the support (a) and the middle of the span (b) of the curved section. For the straight spans the section is the same as in figure 3 (b).

The super elevation of the bridge varies from 2% to 6%, as shown in figure 4. For purposes of study, it was used only the maximum super elevation of 6%. In the P2 and P3 columns the superstructure has an eccentricity of 90 cm in relation to the column. In column P4 this eccentricity increases to 92.5cm.

It was considered a linear model for concrete, with compressive strength equivalent to 50 MPa for superstructure, 40 MPa for meso-structure and 25 MPa for infra-structure.

The modelling of the analysed structure was done in the software ADINA - Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis [17]. The superstructure, columns and stakes were modelled with 3D bar elements, with properties equivalent to the respective sections. The blocks were modelled with shell elements, with thickness

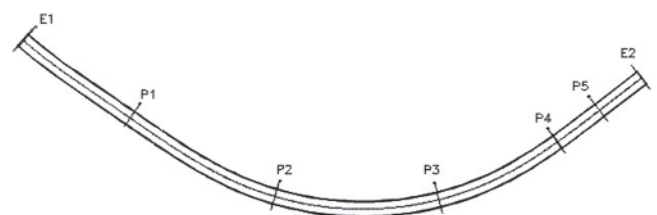


Figure 2
Bridge plan (drawing supplied by EGT Engenharia)

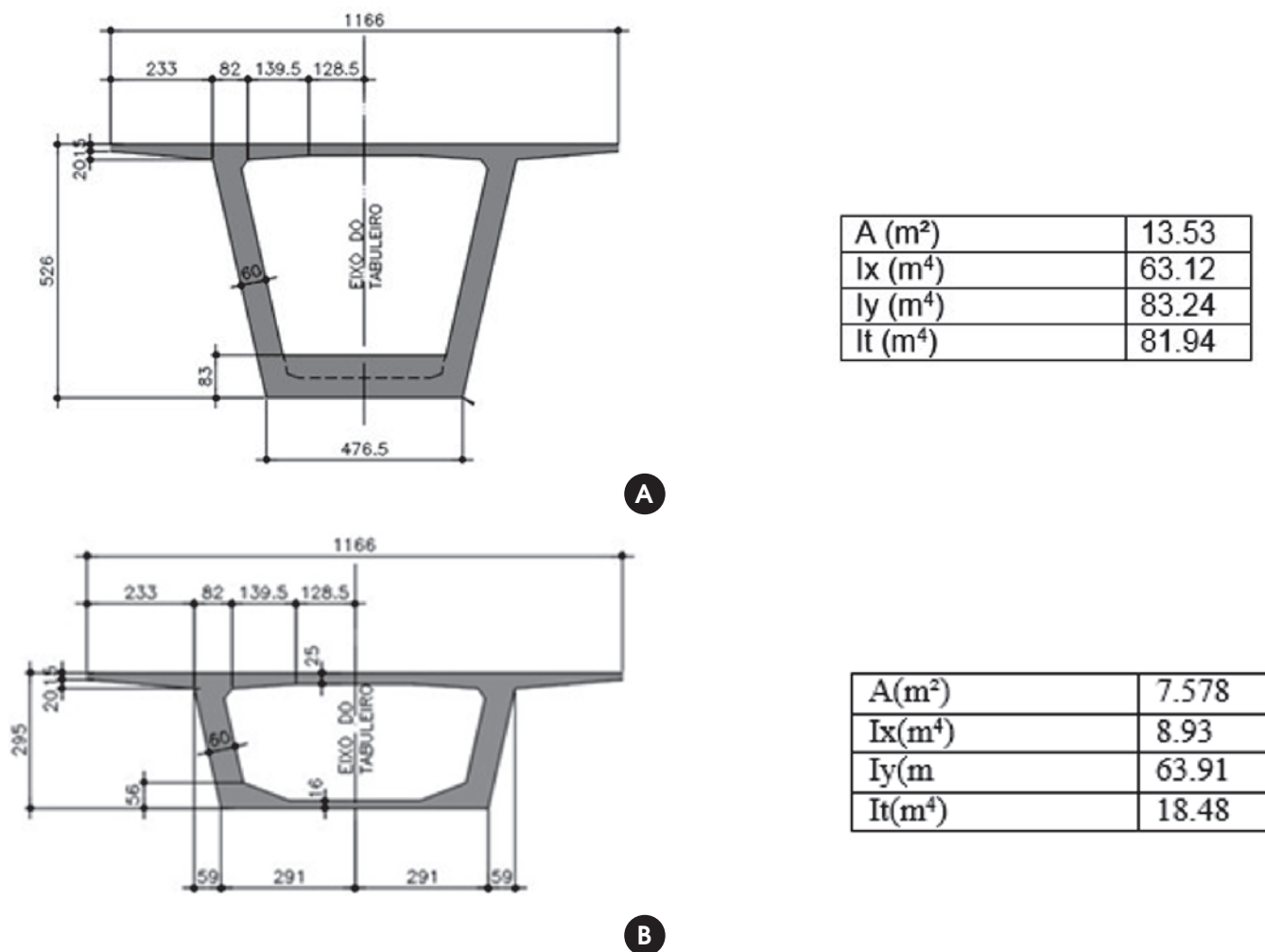


Figure 3 Dimensions and properties of the cross-sections: (a) at the support (b) at the middle of the span (drawing supplied by EGT Engenharia)

equivalent to the height of the blocks, since they have less computational cost than solid elements and well represent the rigidity of the blocks. For the purpose of evaluating the displacements of the super-structure, it was considered sufficient to model the stakes to a depth of 2m from the bottom of the block.

The supporting devices were modelled using bars, with the corresponding degrees of freedom at their end. Rigid links were used to connect the support devices to the super-structure and to the columns. To simulate the super elevation of the bridge, given by the slope of the box girder section, the local systems of the 3D bars that model the superstructure were rotated. Figure 7 shows the 'unifilar' model of the bridge.

2.3 Pavement roughness profile

A profile of random irregularities can be described mathematically by means of spectral density functions, obtained experimentally. The roughness spectrum of the pavement adopted in this

work was calibrated by Honda [18], it being expressed by eq. 1.

$$S(\omega_k) = \bar{\alpha} \cdot (\omega_k)^{-\beta} \tag{1}$$

where $\bar{\alpha}$ depends on the state of conservation of the pavement, classified in five categories, according to the International Organization for Standardization (ISO); β is the exponent that depends on the material the pavement is made of, equal to 2.03 for asphalt pavements and 1.85 for concrete pavements; ω_k is the wave frequency, defined as the inverse of the wavelength.

According to Rossigali [16], among the various standardized scales that can be adopted as a measure of pavement irregularity, a widely used worldwide reference to denote pavement quality as a function of the roughness rate is the International Roughness Index (IRI). The correlation between ISO standards and the classification scale adopted by DNIT as a function of IRI is presented in table 2.

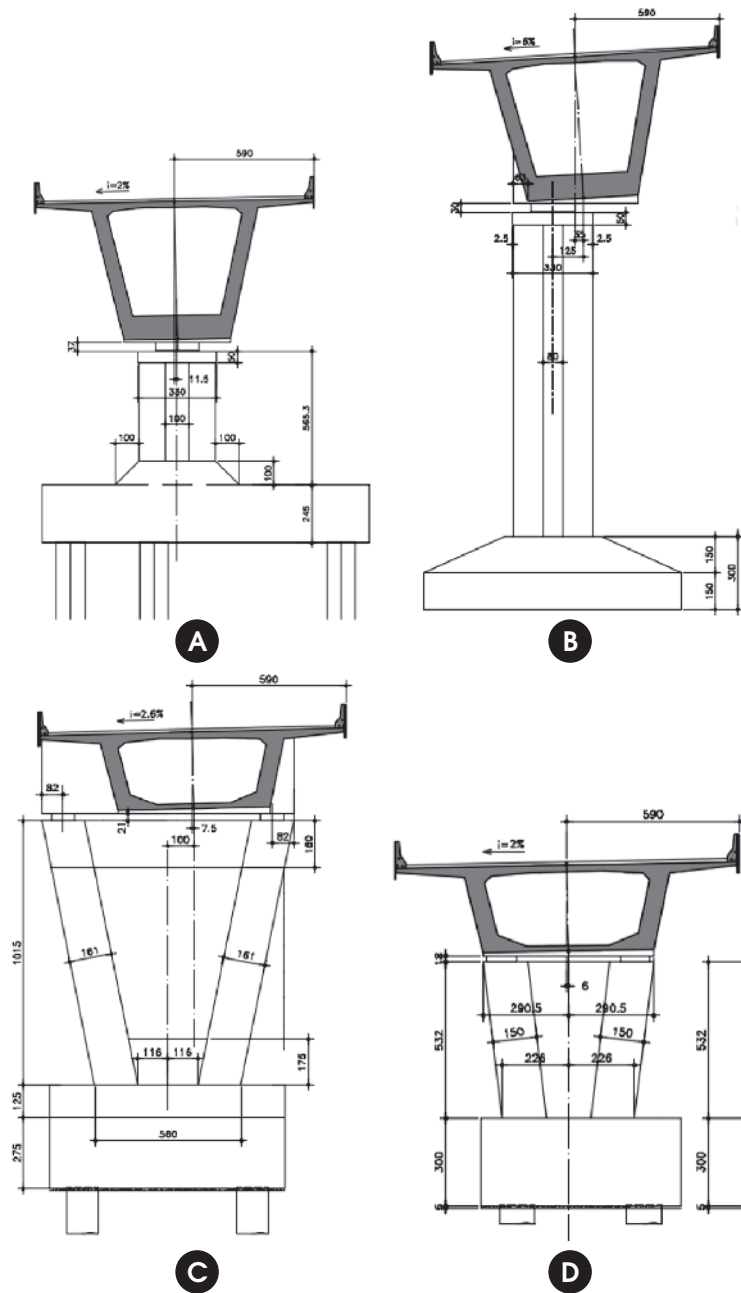


Figure 4
 Cross-sections on pillars: (a) P1 (b) P2 e P3 (c) P4 (d) P5 (drawing supplied by EGT Engenharia)

Table 2
 Correlation between the classifications adopted in Brazil (IRI) and by ISO

Pavement condition	$\bar{\alpha} (x10^{-6} m^2 / (m/ciclo))$	IRI (m/km)
Excellent	$\bar{\alpha} \leq 0,24$	$IRI \leq 1,90$
Excellent to regular	$0,24 < \bar{\alpha} \leq 1,00$	$1,90 < IRI \leq 3,80$
Regular to very bad	$\bar{\alpha} > 1,00$	$IRI > 3,80$

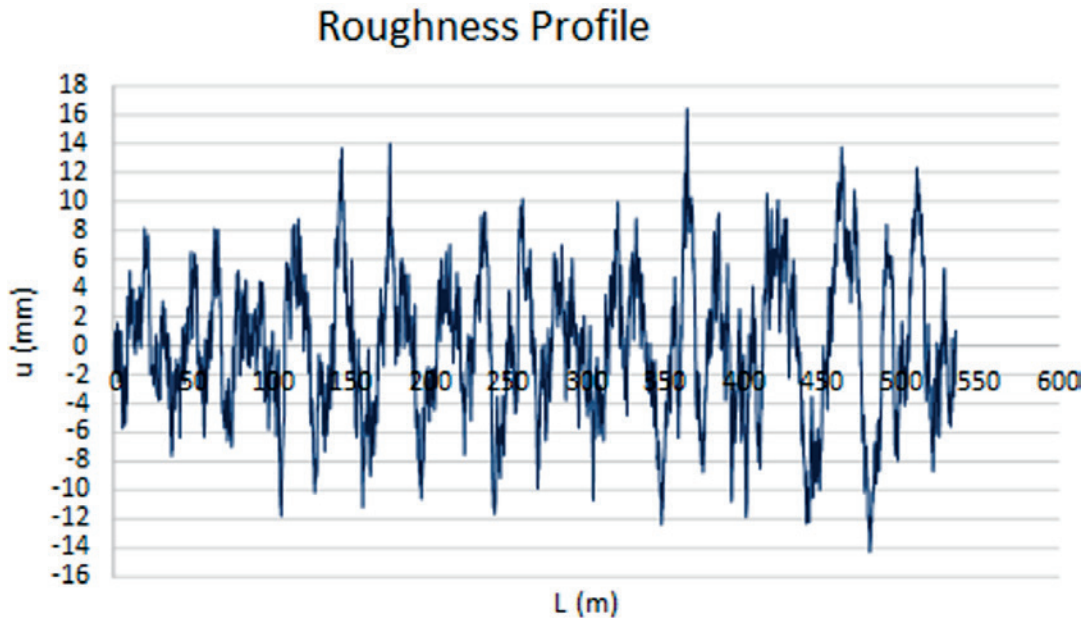


Figure 5
Roughness profile for IRI=4,10m/km, $\alpha=1,5 \times 10^{-6}$, $\beta=1,85$ e $0,5m < \lambda < 50m$

The roughness profiles were generated from eq. (1) as a series of cosines (eq. 2) (Santos [1]):

$$u_{ir}(x) = \sum_{k=1}^N \alpha_k \cos(2\pi\omega_k x + \varphi_k) \quad (2)$$

where $u_{ir}(x)$ is the random roughness of the pavement; α_k is the roughness amplitude; ω_k is the roughness frequency in cycles per meter; φ_k is the random phase angle defined in the interval $[0, 2\pi]$; x is the position along the bridge axis and N is the total number of terms in the series.

The amplitude α_k is expressed by eq. (3):

$$\alpha_k = 2\sqrt{S_r(\omega_k)\Delta\omega} \quad (3)$$

Yang and Lin [20] define the frequency increase by $\Delta\omega = (\omega_{max} - \omega_{min})/N$, where ω_{max} and ω_{min} are the frequencies of maximum and minimum roughness admitted in the response.

According to Campos [21], the wavelength of the roughness should be between 0.5m and 50m. The waves with dimensions outside these ranges are evaluated as macro-texture, micro-texture and mega-texture, not to be considered as pavement irregularities.

The roughness profile was obtained for an IRI of 4.10 m/km, which is classified as poor-quality pavement. Figure 5 shows the irregularity profile adopted.

2.4 Application of the contact forces on the structural model

The tires iteration efforts are statically condensed in the centre of mass of the vehicle, in order to obtain the vehicle reduced model. Thus, the loading model is reduced to three forces: vertical force (f_{wk}), due to the bounce movement; transverse moment (m_{vk}), due to the pitch movement; and longitudinal moment (m_{xk}), due to the roll movement.

The interaction forces, due to the excitation of the vehicle, condensed statically in its centre of mass, are then applied to the bridge 'unifilar' model. Of course, static loads due to vehicle weight

(P) and centrifugal force (F_c) should be added to the interaction efforts. The vehicle is positioned eccentrically with respect to the axis of the bridge, considering the range of its furthest distance, in order to maximize the longitudinal moment (see figure 6a). The forces are then transported to the centre of mass of the cross section, generating a longitudinal moment equal to:

$$M_{xk} = F_c[(h + y_s) \cos \alpha - l \sin \alpha] - P[l \cos \alpha + (h + y_s) \sin \alpha] + f_{wk}l + m_{xk} \quad (4)$$

where h is the height of the pavement with respect to the centre of the suspended mass, adopted equal to 2.16m, l is the eccentricity of the vehicle in relation to the axis of the bridge, equal to 3.15m, and y_s is the distance to the centre of mass of the structure, variable for each cross section.

After calculating the longitudinal moment, the loads are applied to the bridge axis remembering that the interaction forces f_{wk} and m_{vk} must be decomposed according to the super elevation, to take from the vehicle axes w and v to the Z and Y axes of the 'unifilar' model (see figure 6b). Note that the decomposition of the moment m_{vk} generates a vertical moment M_{zk} which, although small, is considered in the analysis.

Therefore, the vertical force F_{zk} in the global direction of the bridge is shown in eq. 5:

$$F_{zk} = f_{wk} \cos \alpha - P \quad (5)$$

The horizontal force from the decomposition of the interaction force must be added to the centrifugal inertia force, resulting in the total horizontal force F_{yk} to be applied in the bridge model (eq. 6).

$$F_{yk} = f_{wk} \sin \alpha - F_c \quad (6)$$

The moment m_{vk} must also be decomposed at a moment in the Y direction and a moment in the Z direction (eq. 7).

$$M_{zk} = -m_{vk} \sin \alpha \quad (7)$$

It was considered that the applied moment M_{yk} is equal to the

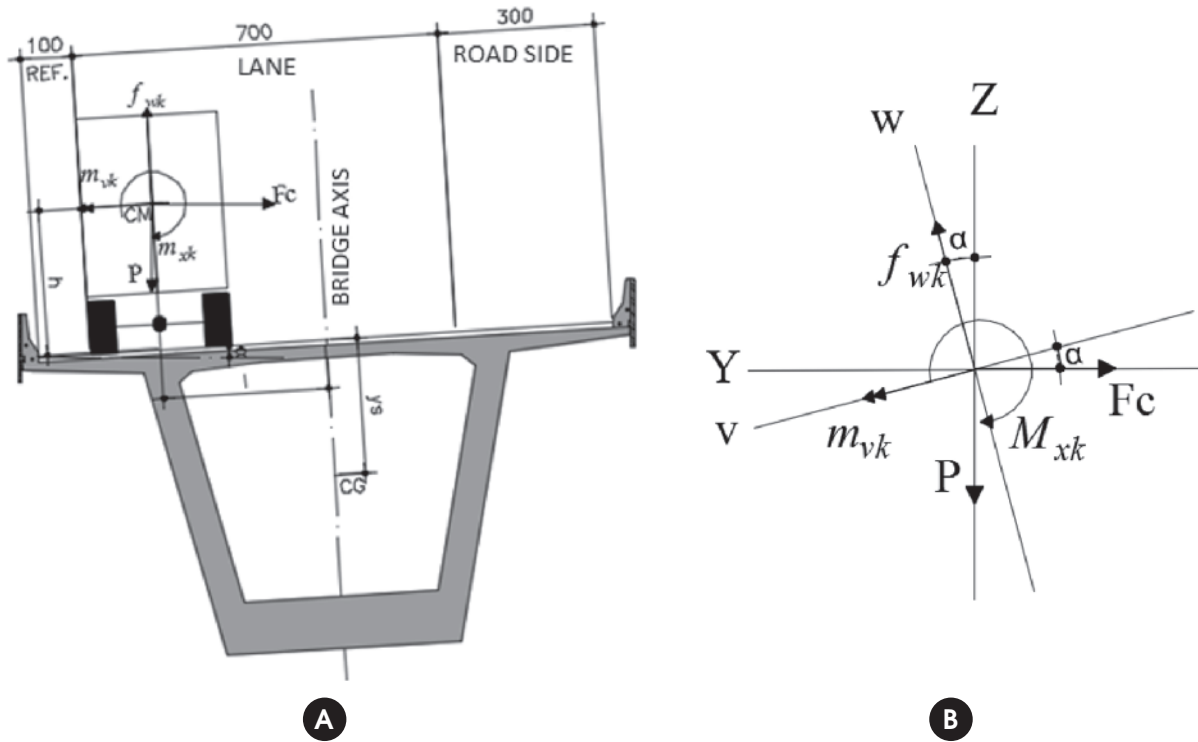


Figure 6
 (a) Positioning of the vehicle to calculate the forces. (b) Decomposition of the forces, according to super elevation

decomposed moment of interaction m_{yk} plus the moment due to the distribution of the vehicle's own weight (eq. 8).

$$M_{yk} = \left[\begin{matrix} m_{vk} + (P_1 + P_4)d_1 \cos \alpha - \\ (P_2 + P_5)d_2 \cos \alpha - (P_3 + P_6)d_3 \cos \alpha \end{matrix} \right] \cos \alpha \quad (8)$$

where P_i is the force that the wheel i exerts on the structure due to the dead weight of the vehicle.

These forces are applied to the 'unifilar' bridge model, divided into three-dimensional beam elements, so that at each node k of the discretized bridge the five reduced forces are specified, i.e., vertical force (F_{zk}), transverse moment (M_{yk}), longitudinal moment (M_{xk}), vertical moment (M_{zk}) and horizontal force (F_{yk}), see figure 7. Thus, at the instant the vehicle is on node k , the five reduced forces are specified and, for the other instants, these values are null, because the centre of mass of the vehicle is on other nodes.

3. Results and discussions

First of all, the modal analyses of the bridge and the vehicle, whose frequencies are found in table 3, were performed. From the first two vibration modes of the bridge, the Rayleigh coefficients for 2.5% modal damping ξ were calibrated.

The bridge has very low frequencies, as seen in table 3. In this way, the higher the speed, the closer to the frequency of the bridge will be the loading of the vehicle. Thus, the study was carried out for the maximum speed for the traffic conditions in the bridge of 80 km/h, as well as for speeds of 60km/h and 40km/h.

Firstly, the efforts of the vehicle-pavement interaction were obtained, under the initially adopted hypothesis of rigid deck. These efforts were decomposed according to the super elevation of the bridge, also considering the moments of transportation to the centre of mass of the section of the bridge.

With the applied efforts in the model of the bridge the dynamic analysis was carried out, resulting in temporal displacement functions for each node. As the applied forces were obtained considering rigid deck, they need to be adjusted, since the bridge has displacements when the vehicle travels along the bridge. This adjustment is performed through the iterative process described below:

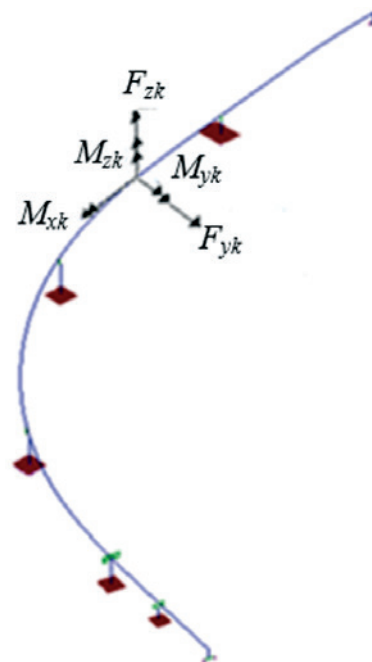


Figure 7
 'Unifilar' model of the curved bridge with an example of the applied forces at the nodes

Table 3
Bridge and vehicle natural frequencies

Modes	Bridge frequencies (Hz)	Bridge mode	Vehicle frequency (Hz)	Car mode
1	0,47	Vertical bending	1,68	Bounce of the suspended mass
2	0,59	Torsion with longitudinal displacement	2,15	Roll of the suspended mass
3	0,62	Lateral bending of the straight span	2,23	Pitch of the suspended mass
4	0,69	Vertical bending	10,06	Roll of the non-suspended mass
5	0,89	Lateral bending with torsion	10,14	Pitch of the non-suspended mass
6	0,92	Lateral bending with torsion	10,40	Roll of the non-suspended mass

1st Step: From the hypothesis of rigid deck and undeformed structure, for each instant t , the pavement roughness $u_r(x)$ is applied to each wheel i of position $x_i = x-d$, x being the position of the centre of mass (CM) of the vehicle at time t ($x=V.t$) and d the longitudinal distance from the CM to the tire (see figure 8). By the dynamic analysis of the vehicle, the contact forces for each wheel $f_i(t)$ to $f_6(t)$ are obtained.

2nd Step: Reduction of the forces into the centre of the suspended mass for application in the 'unifilar' structural model.

Note that when the CM is at the beginning of the bridge ($x=0$) only the first wheel axle is on the bridge and is influenced by the irregularity. The other axes, which would be outside the bridge, despite being considered because of the reduction of the forces in the vehicle centre of mass, are not subjected to any irregularity, and, therefore, would not influence the dynamic response.

3rd Step: Application of the forces on the model of the bridge.

4th Step: Evaluation of the structural displacement, namely the vertical translation ($u_{z,k}(t)$), longitudinal rotation ($\theta_{x,k}(t)$) and transversal rotation $\theta_{y,k}(t)$, for each node k , at the time t in which the vehicle centre of mass (CM) is on it.

It is known that a displacement should be extracted for each wheel. However, due to the application of the reduced efforts, in this methodology a simplification was adopted, obtaining only the displacements and rotations for the centre of mass of the vehicle. The re-

spective displacements for each wheel can be found by multiplying the longitudinal and transverse rotations by the corresponding distances from the centre of mass to each wheel, adding these parcels to the vertical displacements, as will be seen in the next step.

5th Step: The displacements obtained in the first iteration $j=1$ are added to the roughness of the pavement $u_r(x)$ considered in the first step, for each wheel i and for each time t , in order to obtain an "equivalent irregularity" function, considering the effects of structural displacements distinctly on each tire line (see equation 9).

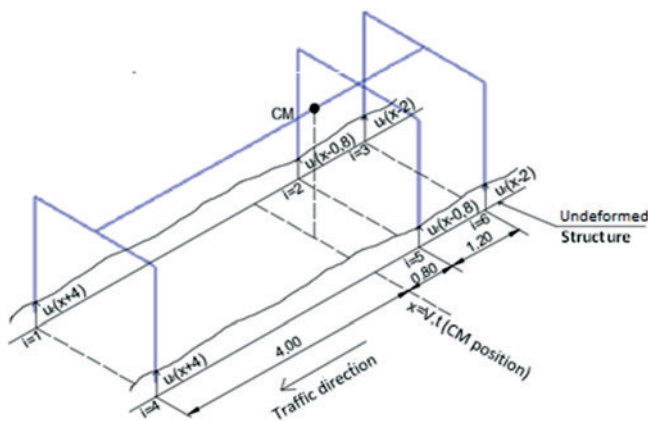


Figure 8
Application of the irregularity on the vehicle model

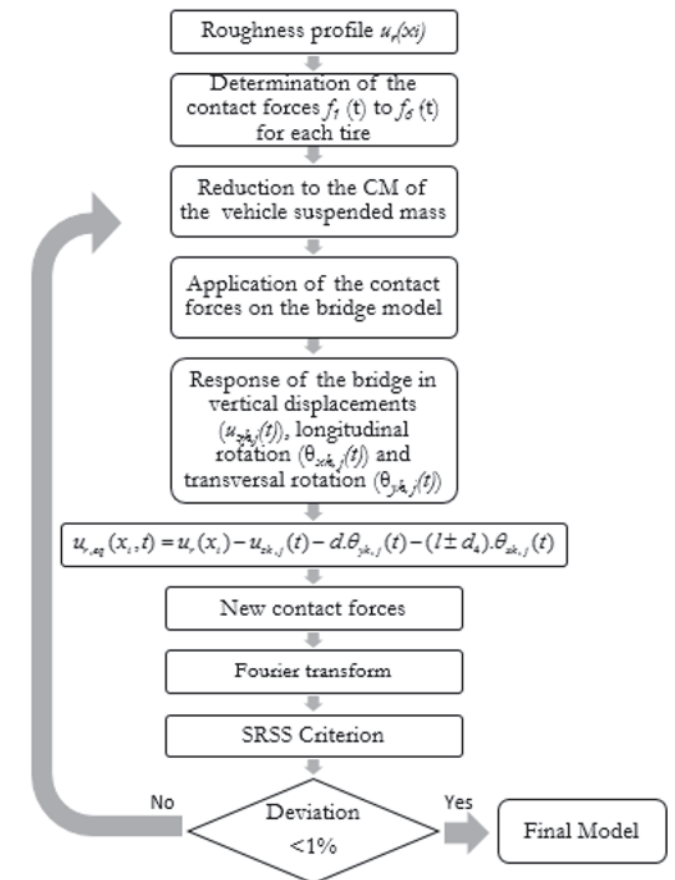
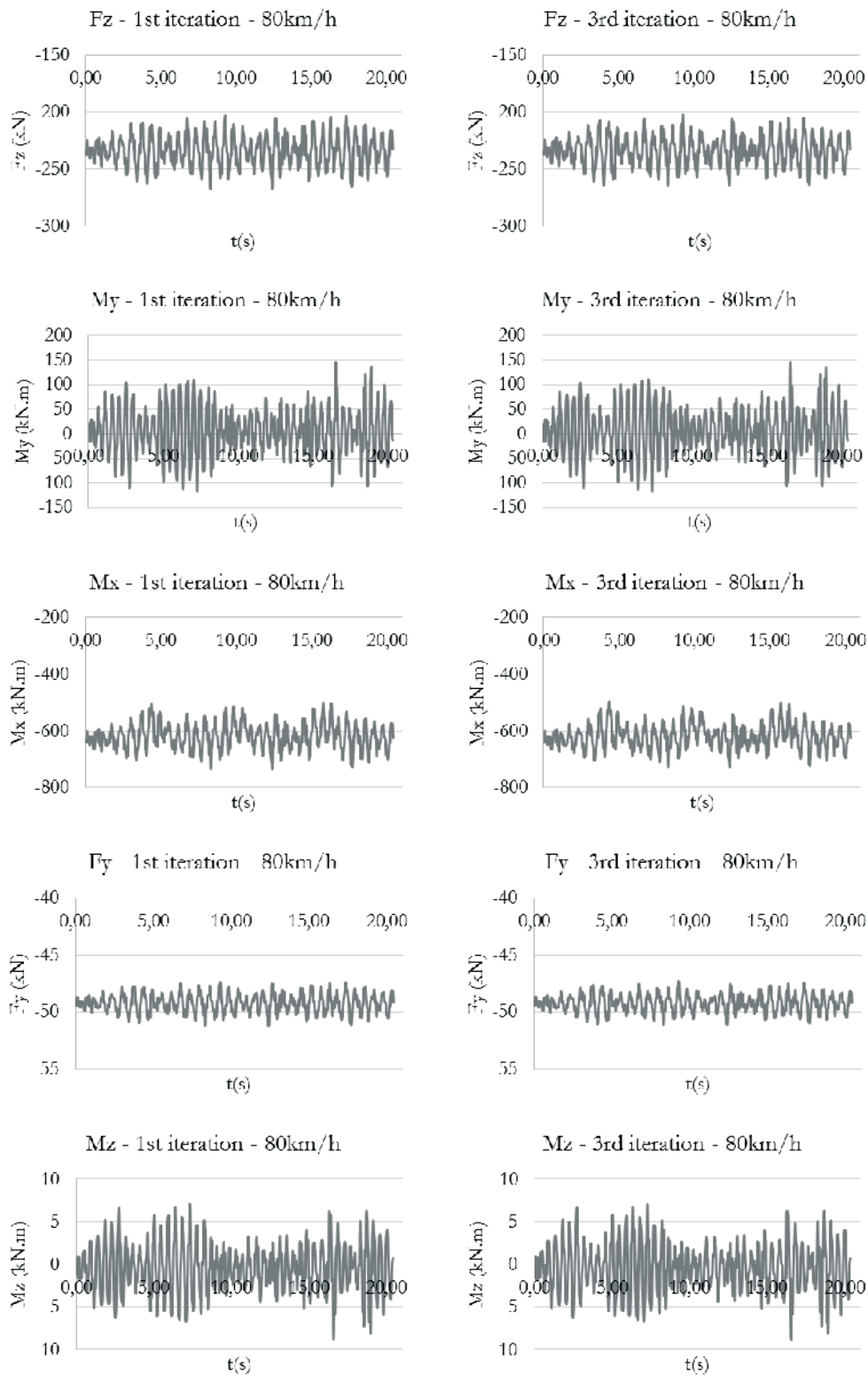


Figure 9
Flowchart of the proposed methodology

**Figure 10**

Comparison of the efforts applied to the bridge in the 1st iteration (rigid deck) and 3rd iteration with velocity of 80 km/h

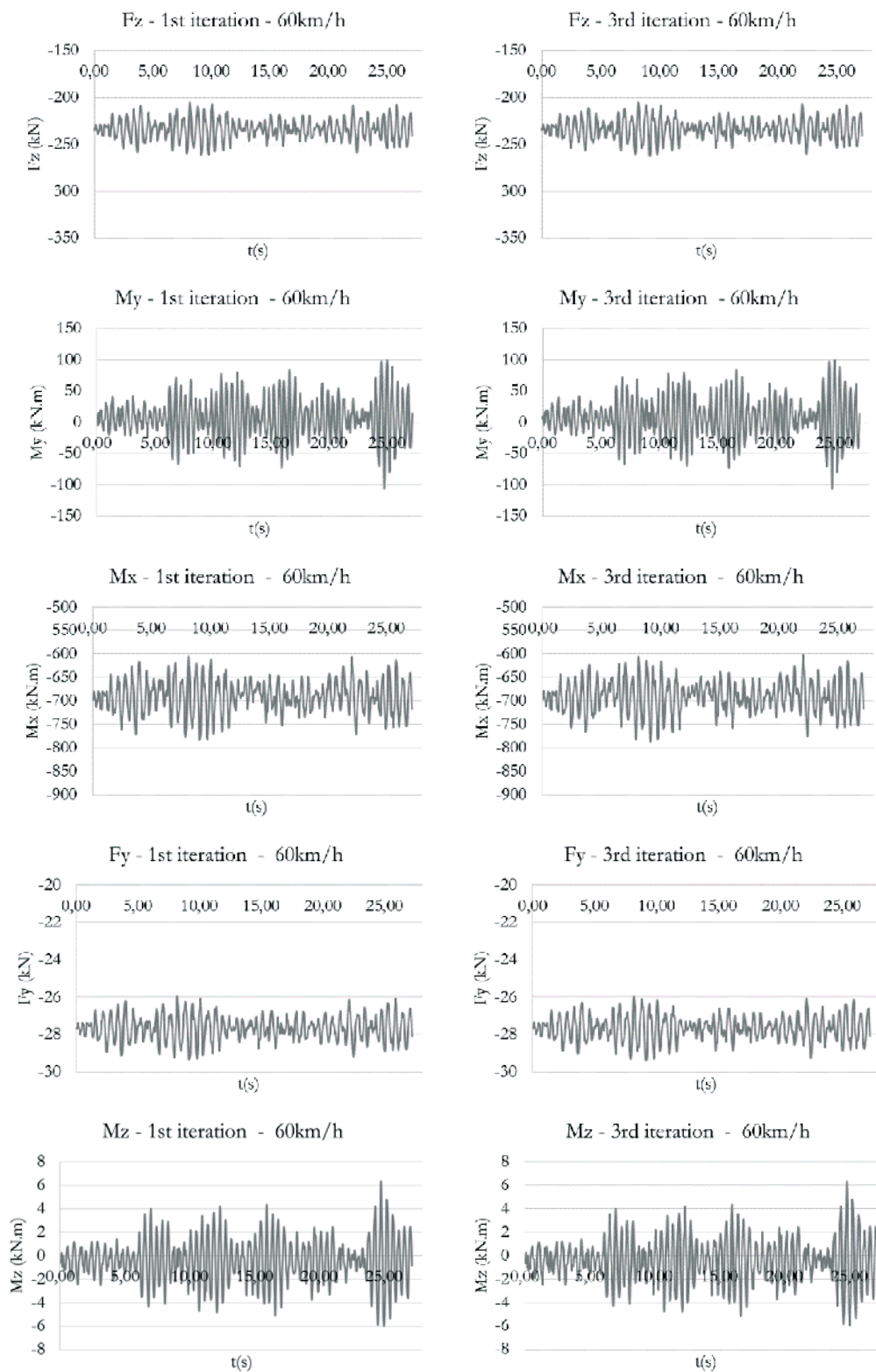


Figure 11
 Comparison of the efforts applied to the bridge in the 1st iteration (rigid deck) and 3rd iteration with velocity of 60 km/h

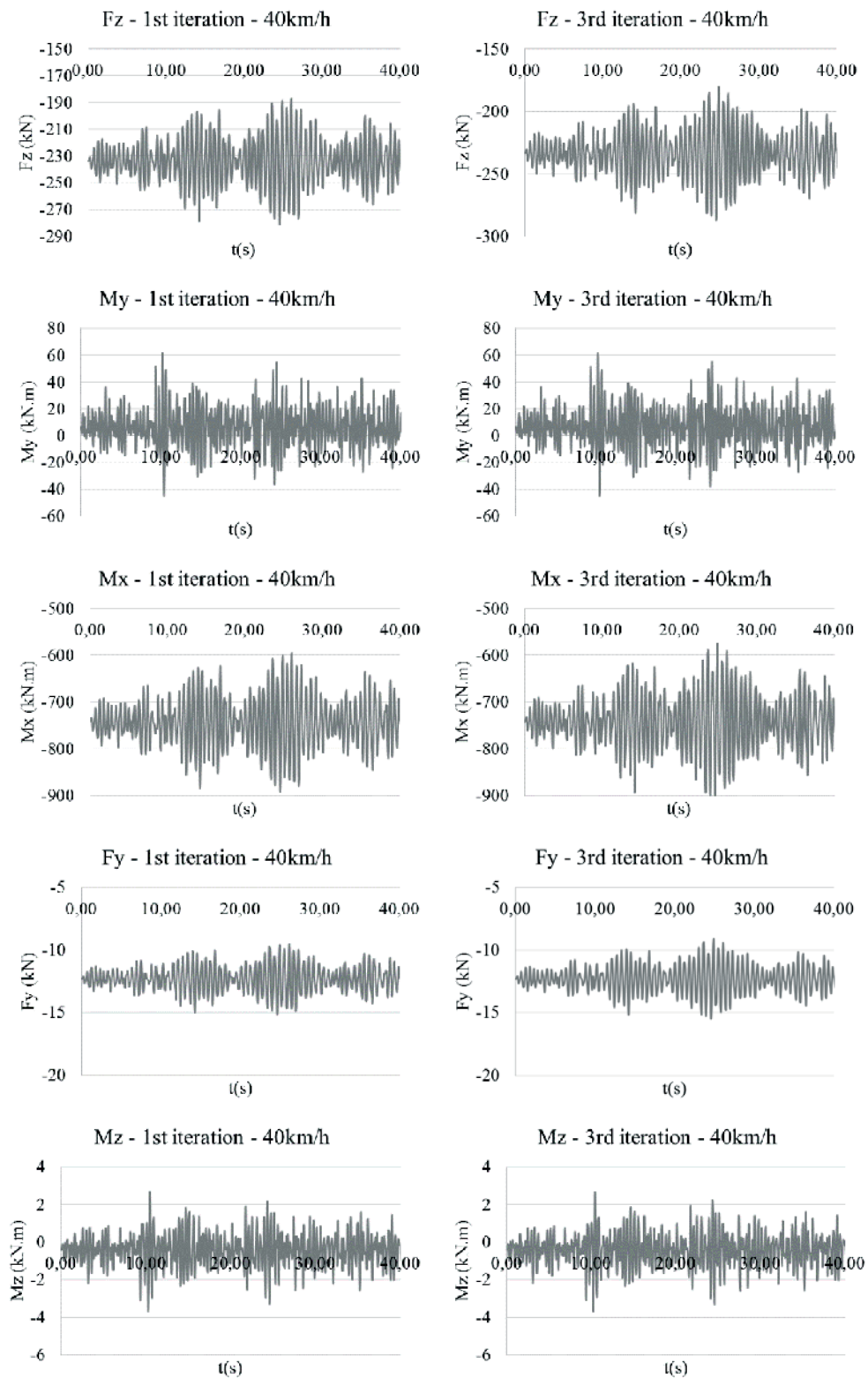


Figure 12

Comparison of the efforts applied to the bridge in the 1st iteration (rigid deck) and 3rd iteration with velocity of 40 km/h

$$u_{r,eq}(x_i, t) = u_r(x_i) - u_{zk,j}(t) - d \cdot \theta_{yk,j}(t) - (l \pm d_4) \theta_{xk,j}(t) \quad (9)$$

where l is the distance from the bridge axis to the vehicle axis.

6th Step: New contact forces are obtained by the dynamic analysis of the vehicle, under the support excitation provided by the “equivalent irregularity” of the 3rd step.

7th Step: After the new contact forces are obtained, the responses of the interaction forces in the frequency domain are determined by applying the Fourier transform to each iteration.

8th Step: The deviations between the result in the frequency domain of iteration i and iteration $i-1$ are calculated using the SRSS criterion - Square Root of the Sum of Squares for the maximum amplitudes.

9th Step: If the deviation between two consecutive iterations is less than

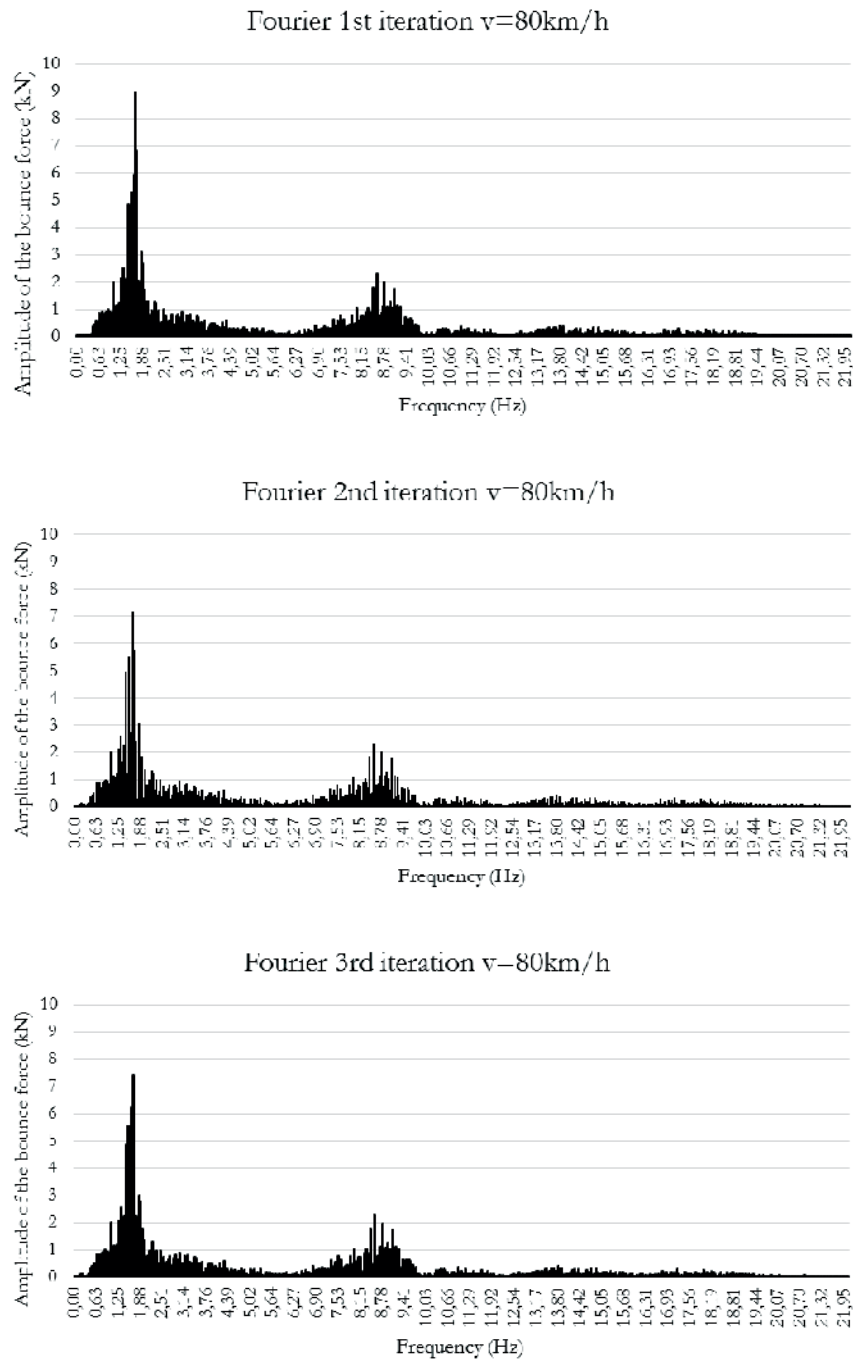


Figure 13
Fourier analysis of bounce forces F_z for the three iterations - $V=80$ km/h

1%, then it is considered that convergence has been obtained and the final model analysis is performed. If not, steps 2 through 6 should be repeated until convergence of the interaction forces are obtained.

Figure 9 shows a flowchart with the proposed methodology.

In this study, only three iterations were necessary to obtain the convergence of the interaction forces, except for the speed of 60 km/h for which

only two iterations would be sufficient. Figures 10 to 12 show the comparison of the forces applied to the bridge for the first and third iterations. It was obtained the Fourier transform of the interaction force F_z , referring to the bounce motion, for each iteration, evaluating the deviation between the result of the iteration i and the iteration $i-1$, using the SRSS criterion - Square Root of the Sum of

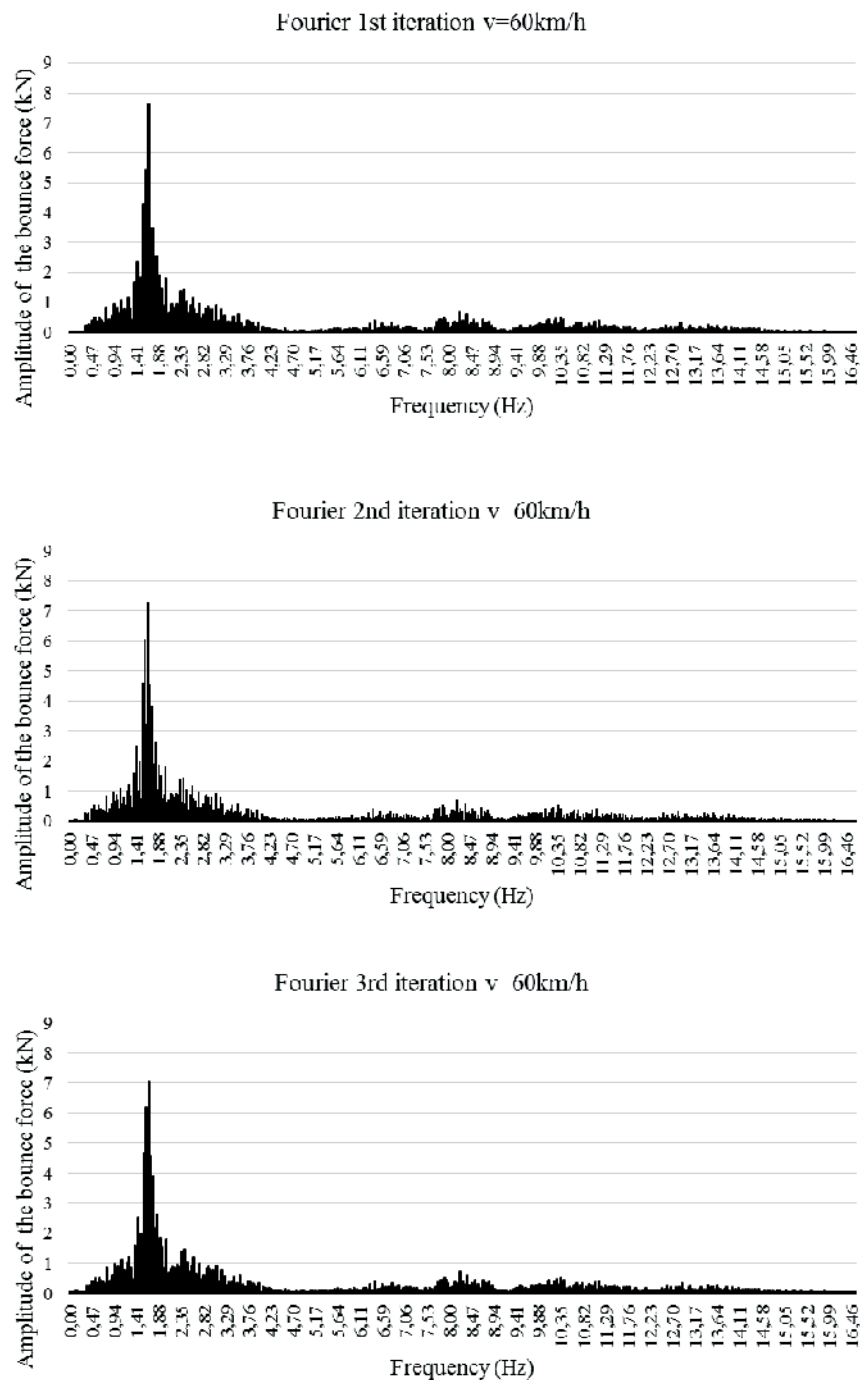


Figure 14

Fourier analysis of bounce forces F_z for the three iterations - $V=60$ km/h

Squares for the maximum amplitudes, as indicated in eq. 10:

$$Deviation = \left(\frac{\sqrt{\sum_{w=1}^N A_{w,iteração(i)}^2}}{\sqrt{\sum_{w=1}^N A_{w,iteração(i-1)}^2}} - 1 \right) \cdot 100\% \quad (10)$$

where n is the number of frequencies considered for the calculation of the amplitudes

Figures 13 to 15 show the Fourier analyses for each interaction. Note that, for all iterations, the highest amplitude peak has a frequency corresponding to 1.67 Hz, very close to 1.68 Hz of the first bounce mode of the vehicle's suspended mass. It is also noticed

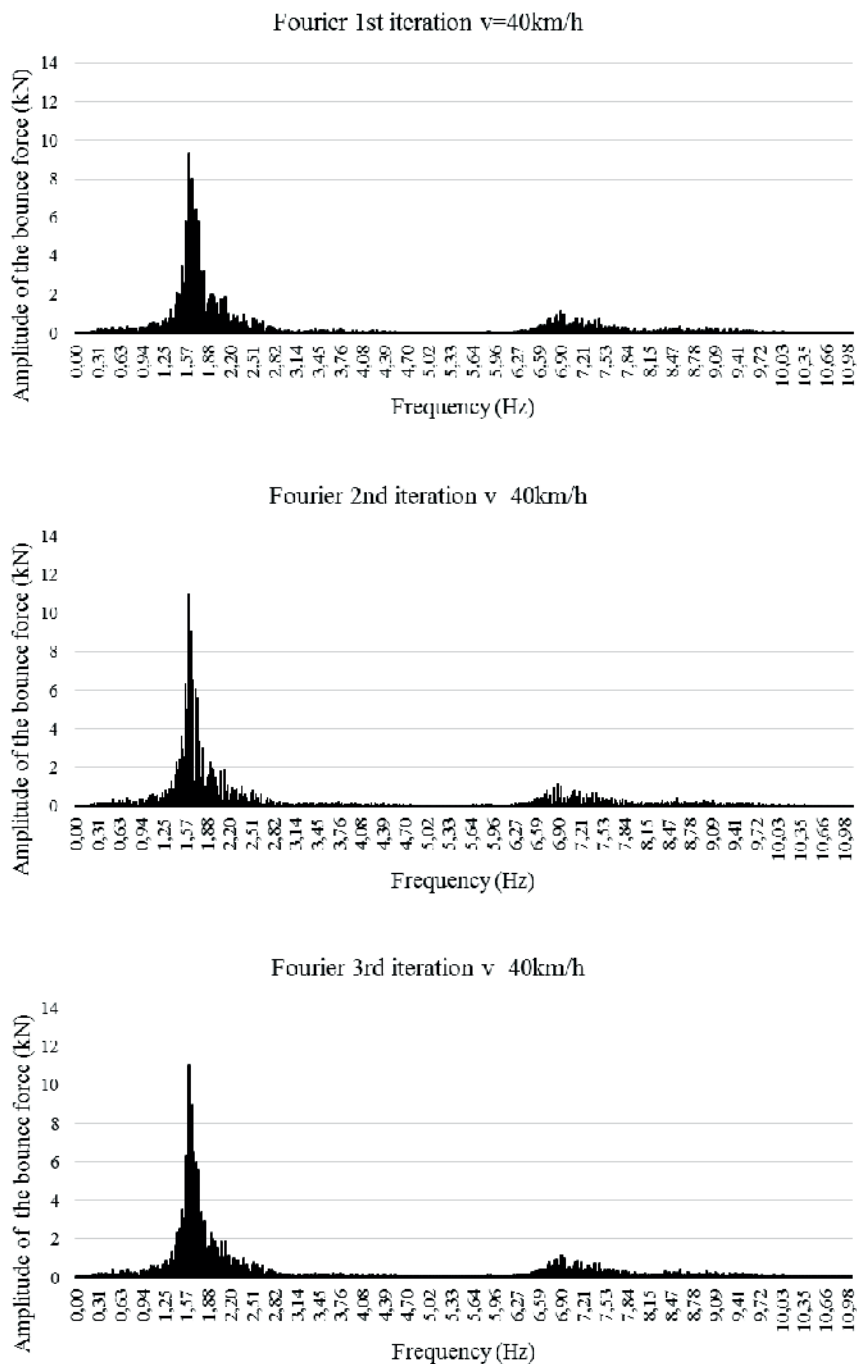


Figure 15
Fourier analysis of bounce forces F_z , for the three iterations – V=40 km/h

Table 4
Difference between the iterations using the SRSS method

Velocity	Iteration	Deviation (%)
80	1-2	-3,60
	2-3	-0,10
	1-3	-3,70
60	1-2	0,34
	2-3	-0,20
	1-3	0,14
40	1-2	8,5
	2-3	-0,03
	1-3	8,47

that there is an increase in the amplitudes near the frequencies of 8 to 10 Hz, which are close to the vibration modes of the non-suspended masses of the vehicle, but with much smaller amplitudes. Table 4 shows the differences found between the iterations. From the static point of view, one would expect that the rigid deck situation would correspond to larger contact forces and then, with the correction of the displacements, the flexibilization of the deck would decrease the interaction forces. However, this didn't occur in a general way in the dynamic analysis. Depending on the frequency that is excited, the flexibilization of the deck can increase or decrease the interaction forces. As seen in Table 4, for the velocities of 40km/h and 60km/h, the interaction forces increased from the first to the last iteration, whereas for the velocity of 80 km/h the interaction forces were reduced.

Table 5 presents the displacements and positive bending moments for the 1st and 3rd iterations for the speeds of 80km/h, 60km/h and

40km/h. A good convergence is observed, with small difference of the results of bending moments, and the structural displacements practically did not change.

For the purpose of illustration, figures 16 and 17 present the history of displacements and bending moments in the four curved spans, where one can observe the proximity of the answers between the 1st and 3rd iterations.

4. Conclusions

The most important product of this work is the proposition of a simplified methodology for the dynamic analysis of curved bridges, in which the separation of bridge and vehicle models is postulated, and these are coupled only by the interaction forces. For the determination of these forces it is considered that the vehicle is initially on a rigid deck and, later, this hypothesis is corrected, through an iterative process. This methodology is both simple and accessible to structural engineers, using a commercially available finite element program. Thus, designers will be increasingly able to perform dynamic analyses on curved bridges, simultaneously considering the effect of moving loads constituted by centrifugal forces and vehicle-pavement interaction forces, and using more realistic models that consider the data referring to the actual traffic in the road networks, as well as the state of conservation of the pavements.

In the case study addressed herewith, no more than three iterations were necessary to obtain convergence of the interaction forces. It was observed that, depending on the frequency being excited, the interaction forces may increase or decrease with the flexibility correction, differently to what is expected under purely static reasoning, according to which the more rigid the deck, the larger the load it would absorb.

It was also observed a good convergence in the dynamic responses of the bridge, with small difference of the bending moments

Table 5
Displacements and positive bending moments – 1st and 3rd iteration

Velocity	Local	1 st iteration		3 rd iteration	
		Displacement (cm)	Positive bending moment (kNm)	Displacement (cm)	Positive bending moment (kNm)
40km/h	1st span	1,01	4429,65	1,02	4609,40
	2nd span	1,32	4459,04	1,32	4565,55
	3rd span	1,36	4574,83	1,36	4781,33
	4th span	0,98	4760,27	0,98	4776,20
60km/h	1st span	0,99	4428,30	0,99	4589,45
	2nd span	1,30	4361,08	1,30	4478,83
	3rd span	1,35	4660,32	1,35	4656,25
	4th span	0,96	4693,66	0,96	4694,49
80km/h	1st span	1,01	4720,57	1,01	4691,20
	2nd span	1,33	4681,77	1,33	4545,50
	3rd span	1,34	4758,53	1,34	4673,27
		0,94	4676,79	0,94	4673,47

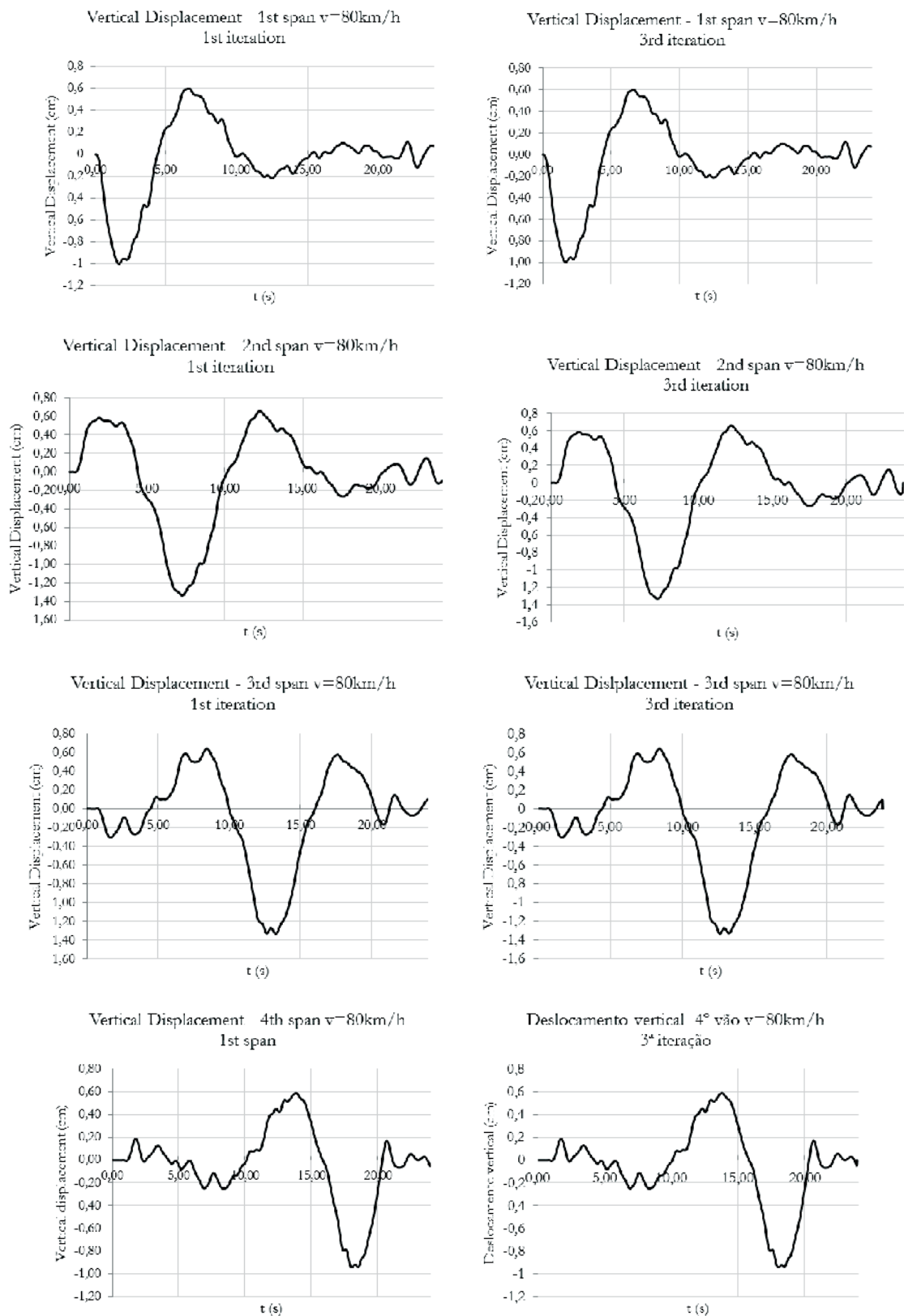


Figure 16
Comparison of displacements between the 1st and 3rd iterations – $V=80$ km/h

between the first and third iteration, and the structural displacements practically did not change.

It is worth emphasizing that the results presented here are completely dependent of the structural typology and its dynamic characteristics, and may present considerable differences if some of these factors are altered. However, the proposed methodology

and the iterative procedure through simple adaptations remain an adequate means to evaluate the structural dynamic response.

5. Acknowledgments

The authors thank EGT Engenharia for supplying the 900 branch de-

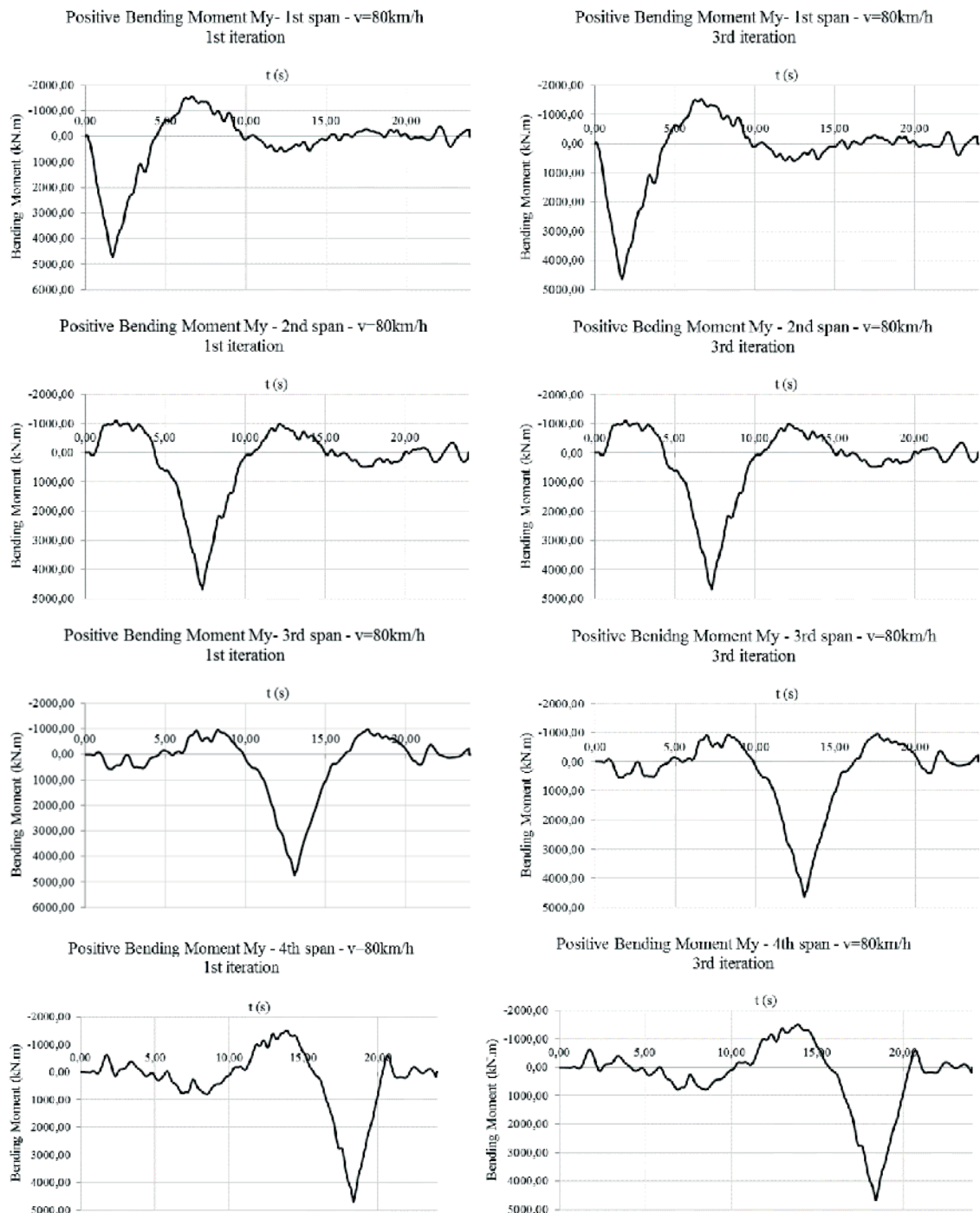


Figure 17

Comparison of the positive bending moments M_y for the 1st and 3rd iteration – $V=80\text{km/h}$

sign data of the Anhanguera bridge, object of study of this work. The second author acknowledges a grant from CNPq (3-2757/2013-9).

6. References

- [1] SANTOS, E. F. Análise e redução de vibração em pontes rodoviárias. Doctoral Dissertation (in Portuguese), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2007.
- [2] ALMEIDA, R. S. Análise de vibrações em pontes rodoviárias induzidas pelo tráfego de veículos sobre pavimentos irregulares. Master Thesis (in Portuguese), UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2006.
- [3] WILLIS, R. Appendix to the Report of the Commissioners Appointed to Inquire into the Application of Iron to Railway Structures. Stationary Office, London. 1849.
- [4] STOKES, G. Discussion of a differential equation relating to the breaking of railway bridges, Trans. Cambridge Philosophic Soc, v8. 1849.
- [5] MELO, E.S Interação dinâmica veículo-estrutura em pequenas pontes rodoviárias. Master Thesis (in Portuguese), UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2007.
- [6] INGLIS, C.E. A Mathematical Treatise on Vibrations in Railway Bridges. Cambridge Univ. Press, London, 1934
- [7] TIMOSHENKO, S., Vibration Problems in Engineering. 3rd Edition, D. Van. Nostrand. 1964.
- [8] HUANG, T., VELETOS, A.S. Analyses of Dynamic Response of Highway Bridges. ASCE, J. Mech. Div., 1970. Vol. 96.
- [9] BRUCH, Y.A. Análise Dinâmica de Placas Retangulares pelo Método dos Elementos Finitos. Master Thesis (in Portuguese), COPPE/UFRJ. RJ, Brasil, 1973
- [10] CARNEIRO, R.J.F.M. Análise de Pontes Rodoviárias sob Ação de Cargas Móveis. Master Thesis (in Portuguese), PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1986.
- [11] FERREIRA, K.I.I. Avaliação do Critério para Cálculo dos Efeitos de Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias. Master Thesis (in Portuguese), PUC-Rio, RJ, Brasil. 1991.
- [12] CHANG, D., LEE, H., Impact Factors for Simple-Span Highway Girder Bridges. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.120, n.3, pp704-715.
- [13] NOWAK, A.S. Load Model for Bridge Design Code. Canadian Journal of Civil Engineering., v21, pp.36-49. 1994.
- [14] MOROZ, F. V. Uma metodologia para análise da influência do tráfego de veículos pesados na resposta dinâmica de pontes rodoviárias. Master Thesis (in Portuguese), EPUSP, São Paulo, SP, Brasil. 2009.
- [15] ROSSIGALI, C. E. Estudos probabilísticos para modelos de cargas móveis em pontes rodoviárias no Brasil. Master Thesis (in Portuguese), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2006.
- [16] _____. Atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vão no Brasil. Doctoral Dissertation (in Portuguese), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2013.
- [17] ADINA - Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis Software: version 9.0.1. Developed by ADINA R&D, Inc. Massachusetts, 2013. Available at: <http://www.adina.com>. Access in 06/02/2015.
- [18] HONDA, H., KAJIKAWA, Y., KOBORI, T., Spectra of Road Surface Roughness on Bridges. Journal of the Structural Division, ASCE, v108, ST9, pp 1956-1996, 1982
- [19] EJZENBERG, S. Os veículos pesados e a segurança no projeto das curvas horizontais de rodovias e vias de transito rápido. Master Thesis (in Portuguese), EPUSP, São Paulo, SP, Brasil. 2009.
- [20] YANG, Y, LIN, B. Vehicle-Bridge Interaction Analysis by Dynamic Condensation Method. Journal of Structural Engineering, ASCE, v121, pp 1636-1643, 1995.
- [21] CAMPOS, A.C.R., Métodos de Previsão de Desempenho de Irregularidade Longitudinal para Pavimentos asfálticos: Aplicação e Proposição de Critérios de Ajuste. Master Thesis (in Portuguese), Campinas State University, Campinas, SP, Brasil, 2004.

The influence of deck flexibility on the dynamic response of road bridges

A influência da flexibilidade do tabuleiro na resposta dinâmica de pontes rodoviárias curvas

E. P. SCHMIDT ^a
erikaschmidt37@gmail.com

C. E. N. MAZZILLI ^a
cenmazzi@usp.br

Abstract

A simplified methodology is proposed for the dynamic analysis of curved road bridges under the effect of a 3C class heavy vehicle. The dynamic models of both vehicle and bridge are considered to be uncoupled, being bound by the interaction forces. These forces come from the vehicle dynamic analysis, initially under rigid deck, subjected to a support excitation caused by the pavement geometric irregularities. Such forces are statically condensed in the vehicle centre of gravity and applied to a simplified structural model (unifilar) of a curved bridge with box girder section, considering the bridge superelevation. The influence of the rigid deck hypothesis on the dynamic response is assessed by an iterative procedure, in which the deck displacements are added to the pavement irregularities, to obtain an "equivalent irregularity" function. The new interaction forces are re-applied to the bridge model to determine new displacements, repeating the procedure until the results converge.

Keywords: dynamic analysis, curved road bridges, geometric irregularities.

Resumo

Uma metodologia simplificada é proposta para a análise dinâmica de pontes curvas sob o efeito de um veículo pesado classe 3C. Os modelos dinâmicos do veículo e da ponte são considerados separadamente, sendo vinculados pelas forças de interação. Essas forças são provenientes da análise dinâmica do veículo, inicialmente sobre tabuleiro rígido, submetido a uma excitação de suporte causada pelas irregularidades geométricas do pavimento. Tais forças são condensadas no centro de gravidade do veículo e aplicadas em um modelo estrutural simplificado (unifilar) de uma ponte em seção celular, considerando-se a superelevação da ponte. A influência da hipótese de tabuleiro rígido na resposta dinâmica é avaliada utilizando-se um procedimento iterativo, no qual se somam os deslocamentos do tabuleiro à irregularidade do pavimento, para se obter uma função de "irregularidade equivalente". As novas forças de interação são reaplicadas no modelo da ponte para determinar novos deslocamentos, repetindo-se o processo até a convergência dos resultados.

Palavras-chave: análise dinâmica, pontes rodoviárias curvas, irregularidades geométricas.

^a Polytechnic School, Department of Structural and Geotechnical Engineering, University of São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introdução

As pontes rodoviárias são elementos importantes da infraestrutura de um país, influenciando seu desenvolvimento socioeconômico associado ao transporte rodoviário, especialmente nos países com deficiência de outro tipo de transporte como, por exemplo, o ferroviário. (Santos [1])

Em decorrência do desenvolvimento do tráfego rodoviário no Brasil, houve um aumento no seu volume e no peso dos veículos. A combinação desses fatores com o desenvolvimento de estruturas cada vez mais esbeltas e as características de irregularidades das pistas, acarreta uma importante variação das amplitudes das tensões e ampliação do espectro de frequências das vibrações, constituindo um dos fatores principais para a deterioração e redução da vida útil dos pavimentos e das estruturas das pontes rodoviárias. (Santos [1])

Para Almeida [2], os surgimentos de sinais de deterioração precoce são resultados de critérios de projeto pouco adequados. De acordo com o autor, as ações mais severas transmitidas aos tabuleiros das pontes são ocasionadas pela ocorrência de irregularidades superficiais, correspondendo, em situações extremas relacionadas a pavimentos de qualidade inferior, a mais de quinze vezes as admitidas em projeto.

A ocorrência de fenômenos de vibrações em obras de arte, induzidos pelo tráfego de veículos, já fora observada durante a metade do século XIX, em decorrência do surgimento de veículos cada vez mais velozes e pesados. Os primeiros estudos sobre problemas dinâmicos datam de 1849 e trata-se de uma abordagem de Willis [3]: uma equação de movimento baseada em um modelo formado por uma massa, deslocando-se com velocidade constante sobre uma viga simplesmente apoiada, flexível e de massa desprezível foi deduzida. Stokes [4], no mesmo ano, obteve a solução exata dessa equação, ao empregar uma técnica de expansão em séries.

Krylov (apud Melo [5]) considerou uma carga com massa desprezível em comparação com a viga, avaliando assim o problema equivalente a uma força constante deslocando-se sobre a estrutura.

Em 1934, Inglis [6] propôs soluções aproximadas, obtidas numericamente para o modelo, admitindo que a resposta dinâmica de uma viga biapoiada possui a forma de seu primeiro modo de vibração, reduzindo o problema a apenas um grau de liberdade generalizado.

Timoshenko [7] analisou o problema de uma carga impulsiva com velocidade constante numa ponte ferroviária. Levou em consideração a massa da viga, as características dinâmicas do veículo e os efeitos produzidos pelas rodas desbalanceadas de locomotivas.

Com o desenvolvimento das ferramentas computacionais após os anos de 1950 e, principalmente, com a utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF) a partir dos anos 70 do século XX, a análise de vibrações em pontes pôde ser feita de forma mais sofisticada. A interação veículo-estrutura é frequentemente abordada mediante modelos analíticos do veículo como oscilador massa-mola-amortecedor para formular as equações de movimento do sistema acoplado veículo-estrutura. Essa será também a abordagem utilizada nesse trabalho.

De fato, Huang e Veletsos [8] já simulavam o veículo como um corpo rígido (massa) suspenso por um sistema de mola e amortecedor (suspensão do veículo) em 1970. No Brasil, tal modelo também foi empregado por Bruch [9] para a análise do comportamento dinâmico de placas retangulares com carga móveis; por

Carneiro [10] para análise de vigas com diversas condições de apoio, usando matrizes de rigidez e amortecimento variáveis com a posição do veículo; e por Ferreira [11] para verificar os efeitos das cargas móveis nos tabuleiros de ponte rodoviárias.

Chang e Lee [12] empregaram um modelo simplificado de veículo com 2 graus de liberdade para avaliar o comportamento de pontes de vão único simplesmente apoiado e chegaram à conclusão de que os códigos normativos tendem a subestimar o coeficiente de impacto, especialmente para o caso de ponte com grandes vãos.

Novak [13] concluiu que as cargas dinâmicas não dependem somente do vão, como mostram as equações normativas de coeficiente de impacto, mas também dependem da rugosidade da superfície do pavimento e das características dinâmicas do veículo.

Tradicionalmente, tem-se modelado os carregamentos dinâmicos mediante carregamentos estáticos "equivalentes", nos quais são utilizados coeficientes de amplificação dinâmica. Porém, segundo Melo [5], a adoção de coeficientes de impacto aplicados sobre cargas estáticas, geralmente baseados em aspectos geométricos (comprimento do vão), revela-se insuficiente para atender aos critérios de fissuração excessiva, de vibrações e deformações excessivas ou, até mesmo, implicando a redução da margem de segurança da estrutura.

Melo [5], por meio de um modelo analítico-numérico, utilizou um sistema com 5 graus de liberdade para um veículo de carga de 3 eixos e avaliou os fatores de amplificação dinâmica em termos de deslocamentos, em pontes de pequenos vãos, devidos ao tráfego de veículos pesados.

No mesmo ano, Santos [1], desenvolveu uma ferramenta computacional para modelagem matemático-numérica tridimensional, considerando a interação dinâmica entre veículo, pavimento rugoso e estrutura.

Mais adiante, Moroz [14] desenvolveu um modelo de veículo de 9 graus de liberdade (GDL), introduzindo o movimento de "roll" (rotação em torno do eixo longitudinal) ao veículo de 8 GDL que já havia sido utilizado na modelagem de veículos da classe 3C. O autor fez uso da metodologia de condensação estática no centro de gravidade do veículo das forças de contato entre os pneus e o pavimento, para efeito da aplicação dos mesmos a um modelo estrutural simplificado da ponte.

Nos estudos da resposta dinâmica das estruturas é de extrema importância a consideração dos dados referentes ao tráfego real atuante nas malhas rodoviárias, assim como o estado de conservação dos pavimentos (Moroz [14]).

Rossigali [15] realizou um estudo estatístico de diversas variáveis dos veículos atualmente presentes nas rodovias do País, como a classificação dos veículos, distância entre eixos, cargas por eixo, entre outros. Considerando isso, foi possível a criação de uma base reduzida de dados de veículos na qual foram analisados os efeitos da passagem destes, em pontes representativas da malha viária brasileira. Por fim, o autor comparou tais efeitos aos correspondentes veículos-tipo das normas brasileiras existentes.

Mais recentemente, Rossigali [16] atualizou sua base de dados a partir da análise de cinco fontes de dados rodoviários. Esta base de dados foi utilizada para simular o tráfego em pontes típicas da malha viária brasileira, contribuindo para a modernização das normas de carga de veículos no Brasil.

Portanto, o emprego de modelos mais realistas faz-se necessário para um dimensionamento mais consistente das estruturas das pontes.

Este trabalho tem como objetivo apresentar uma metodologia simplificada para a análise dinâmica de pontes curvas sob o efeito de um veículo pesado classe 3C. Esta metodologia considera o desacoplamento dos modelos do veículo e da ponte, unidos apenas pelas forças de interação, sendo, ao mesmo tempo, simples e acessível a engenheiros estruturais, utilizando-se de um programa de elementos finitos disponível comercialmente.

Os modelos da ponte e do veículo são estudados com a utilização do software de modelagem estrutural e análise dinâmica ADINA – Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis [17], disponibilizado no Laboratório de Mecânica Computacional da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Para a análise dinâmica será utilizado o método de integração numérica de Newmark no domínio do tempo. A preferência pela análise no domínio do tempo, com relação à análise no domínio da frequência, está associada à sua maior generalidade, pois pode ser utilizada em situações em que não é legítima a aplicação da superposição de efeitos, como em estudos não lineares. Na metodologia, inicia-se com a análise modal do veículo de classe 3C, de acordo com Moroz [14], com os nove graus de liberdade, bem como a análise modal da ponte e calibração do amortecimento de Rayleigh. Na sequência, as irregularidades geométricas do pavimento (principais causas para a variação das forças de contato no tempo) são modeladas por meio de uma função de densidade espectral, proposta por Honda [18]. Com a consideração de tabuleiro rígido e rugosidade do pavimento, a resposta dinâmica sob a excitação de suporte é realizada, o que alimenta as forças de contato em todas as rodas. Em seguida, as forças de contato são condensadas estaticamente no centro de gravidade do veículo e aplicadas no modelo unifilar da ponte, considerando

a superelevação do tabuleiro e a excentricidade do eixo do veículo até o eixo da ponte. No modelo unifilar a estrutura é modelada como um sistema reticulado em que se representa apenas o eixo da seção celular e dos pilares com elementos de barra 3D.

Como a ponte é curva, uma força horizontal adicional é aplicada ao modelo: a força centrífuga. Como o veículo apresenta somente amortecedores verticais e a rigidez lateral dos pneus é desprezada, a força centrífuga pode ser somada às forças de interação provenientes da análise dinâmica do veículo. Todas essas forças produzem um carregamento móvel que se desloca ao longo da ponte com uma velocidade constante.

A análise dinâmica da ponte vem em seguida, submetida ao carregamento móvel, resultando em funções temporais de deslocamentos para cada nó do modelo. A seguir são extraídos os deslocamentos para cada nó no instante em que o centro de massa do veículo está sobre o mesmo e estes são somados à rugosidade do pavimento, gerando as novas “funções de irregularidade equivalentes”. Estas funções são aplicadas ao modelo do veículo, resultando em novas forças de contato e repetindo-se o processo até se obter convergência.

2. Modelagem

2.1 Modelo veicular

Como mencionado anteriormente, Rossigali [16] analisou a frequência de veículos em cinco bases de dados, a saber: DNIT (1999-2002), CENTRAN (2005), Ecovias (2008), AutoBan (2008) e AutoBan (2011). Na maioria das bases, exceto na da Ecovias

Tabela 1

Propriedades mecânicas e parâmetros dinâmicos do veículo

Parâmetro	Valor	Unidade
Massa suspensa do veículo – m_v	20.60	t
Momento de inércia na direção x – I_{xx}	15.00	t.m ²
Momento de inércia na direção v – I_{vv}	65.00	t.m ²
Massa do pneu dianteiro (massa não suspensa) – m_{pd}	0.32 t	t
Massa do pneu traseiro (massa não suspensa) – m_{pt}	0.53 t	t
Rigidez do sistema de suspensão dianteiro – k_{vd}	432.00	kN/m
Rigidez do sistema de suspensão traseiro – k_{vt}	585.00	kN/m
Rigidez do pneu dianteiro – k_{pd}	840.00	kN/m
Rigidez do pneu traseiro – k_{pt}	1680	kN/m
Coefficiente de amortecimento do sistema de suspensão dianteiro – c_{vd}	3.00	kNs/m
Coefficiente de amortecimento do sistema de suspensão traseiro – c_{vt}	6.00	kNs/m
Coefficiente de amortecimento do pneu dianteiro – c_{pd}	1.00	kNs/m
Coefficiente de amortecimento do pneu traseiro – c_{pt}	1.00	kNs/m
Distância d_1	4.00	m
Distância d_2	0.80	m
Distância d_3	2.00	m
Distância d_4	1.10	m

(2008), o veículo da classe 3C foi o que apresentou a maior frequência, sendo igual a 36,62% na base do DNIT (1999-2002), 28,35% na base do CENTRAN (2005), 21,86% na base da Autoban (2008) e 19,45% na base da Autoban (2011).

Assim, pode-se concluir que o veículo da classe 3C é o mais comum entre os veículos pesados. Este veículo será utilizado neste trabalho.

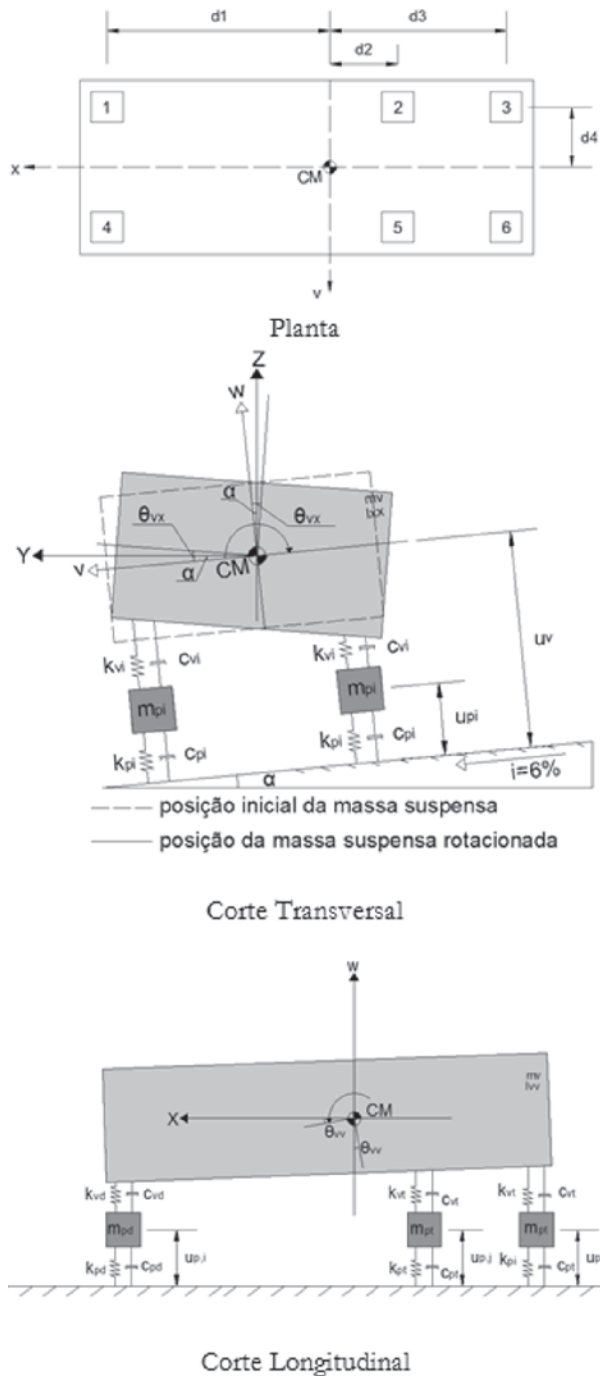


Figura 1
Modelo do veículo

Como discutido anteriormente, este trabalho considerou o veículo com nove graus-de-liberdade proposto por Moroz [14], sendo eles: deslocamento vertical (“bounce”) das massas suspensas e não suspensas, e rotações ao redor do eixo longitudinal (“roll”) e eixo transversal (“pitch”). Os parâmetros utilizados são os mesmos adotados por Santos [1] e Moroz [14], e são apresentados na Tabela 1. A Figura 1 ilustra o modelo do veículo utilizado.

O veículo será modelado considerando os eixos locais v e w , ou seja, os deslocamentos do veículo (u_v) e dos pneus ($u_{p,i}$) são perpendiculares à superfície do tabuleiro. Portanto, posteriormente, os esforços de interação do veículo deverão ser decompostos de acordo com a superelevação para, somente então, os esforços de interação serem aplicados no modelo unifilar da ponte.

Dado que a ponte é curva, uma força horizontal adicional é aplicada ao modelo: a força centrífuga. Como o veículo apresenta somente amortecedores verticais e a rigidez lateral dos pneus é desprezada, a força centrífuga pode ser somada às forças de interação provenientes da análise dinâmica do veículo. Todas essas forças produzem um carregamento móvel que se desloca ao longo da ponte com uma velocidade constante.

Uma vez que a força centrífuga (F_c) é aplicada no centro de massa da massa suspensa, é necessário conhecer a altura do centro de massa até o pavimento, para a obtenção do momento de transporte associado. Esta altura foi encontrada em Ejzenberg [19], que considera uma distância de 2,16m para caminhões pesados carregados. Essa distância foi adotada neste trabalho.

2.2 Modelo estrutural

Para o estudo a ser realizado nos capítulos posteriores, será analisada uma ponte do ramo 900 do complexo Anhanguera. A ponte tem quatro vãos curvos em planta (100m, 125m, 125m, 100m) e dois retos de 40m, como mostra a figura 2. O raio de curvatura em planta é constante e igual a 234,5m.

A estrutura é de concreto, com seção unicelular de altura variável nos trechos curvos, sendo mais alta na região dos apoios. Após os trechos curvos há uma junta no pilar P4, que os separa dos dois vãos retos. Estes possuem seção com altura constante até o encontro E2. No modelo foram consideradas as propriedades de todas as seções, de acordo com a variação de altura mostrada. A figura 3 mostra as propriedades e dimensões das seções do apoio (a) e do meio do vão (b) do trecho curvo. Para os trechos retos a seção é a mesma da figura 3 (b).

A superelevação da ponte varia de 2% a 6%, como mostrada na figura 4. Para fins de estudo, trabalhou-se apenas com superele-

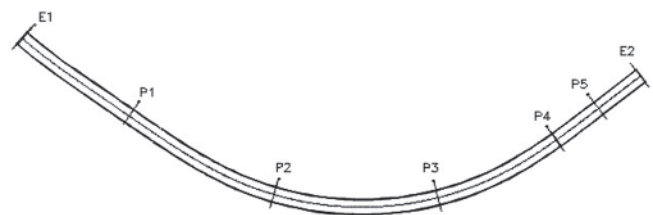
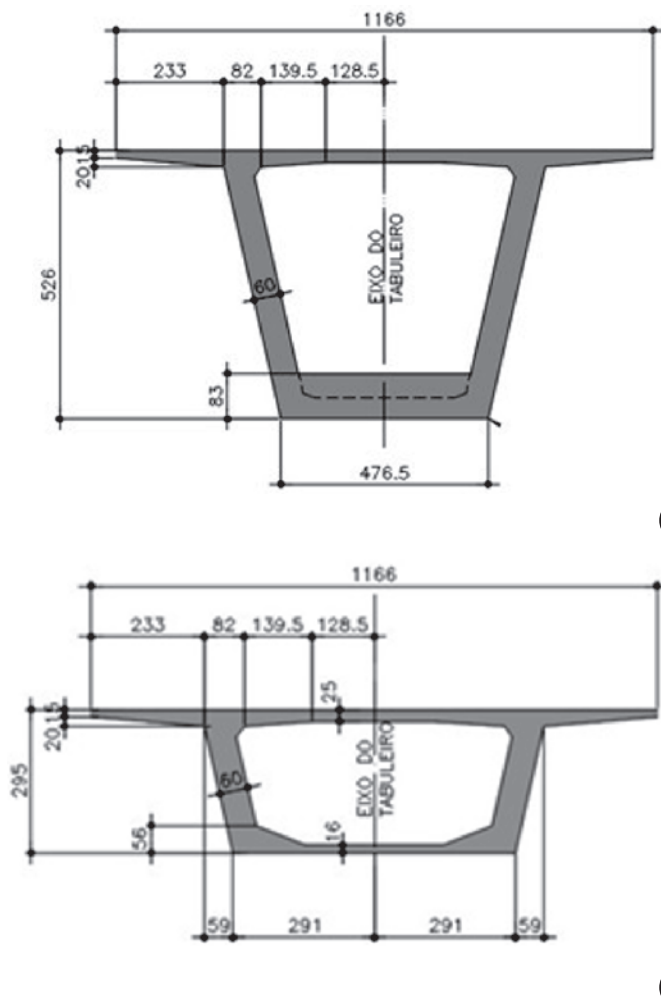


Figura 2
Planta da ponte (desenho cedido pela EGT Engenharia)



A (m ²)	13.53
I _x (m ⁴)	63.12
I _y (m ⁴)	83.24
I _t (m ⁴)	81.94

A(m ²)	7.578
I _x (m ⁴)	8.93
I _y (m ⁴)	63.91
I _t (m ⁴)	18.48

Figura 3

Dimensões e propriedades das seções: (a) no apoio (b) no meio do vão (desenho cedido pela EGT Engenharia)

vação máxima de 6%. Nos pilares P2 e P3 a superestrutura possui uma excentricidade de 90 cm em relação ao pilar. No Pilar P4 essa excentricidade aumenta para 92.5cm.

Considerou-se um modelo linear para o concreto, com resistência à compressão equivalente a 50 MPa para superestrutura, 40 MPa para mesoestrutura e 25 MPa para infraestrutura.

A modelagem da estrutura analisada foi realizada no software ADINA – *Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis* [17].

A superestrutura, os pilares e as estacas foram modelados com elementos de barra 3D, com propriedades equivalentes ao das respectivas seções. Os blocos foram modelados com elementos de casca tipo *shell*, com espessura equivalente à altura dos blocos, uma vez que possuem menos custo computacional do que elementos sólidos e representam bem a rigidez dos blocos. Para efeito de avaliação dos deslocamentos da superestrutura, considerou-se suficiente a modelagem das estacas até uma profundidade de 2m a partir do fundo do bloco.

Os aparelhos de apoio foram modelados utilizando-se barras rígi-

das, com os graus de liberdade correspondentes em sua extremidade. Para conectar os aparelhos de apoio à superestrutura e aos pilares foram utilizados *rigid links*. Como a superelevação é dada pela inclinação da seção caixa, os sistemas locais das barras 3D que modelam a superestrutura foram girados, para simular a superelevação da ponte. A Figura 7 ilustra o modelo unifilar da ponte.

2.3 Perfil de irregularidade do pavimento

Um perfil de irregularidades aleatórias pode ser descrito matematicamente mediante funções de densidade espectral, obtidas experimentalmente. O espectro de rugosidade do pavimento adotado neste trabalho foi calibrado por Honda [18], sendo expresso pela eq. 1.

$$S(\omega_k) = \bar{\alpha} \cdot (\omega_k)^{-\beta} \quad (1)$$

onde, $\bar{\alpha}$ depende do estado de conservação do pavimento, podendo ser classificado em 5 categorias, segundo a *International*

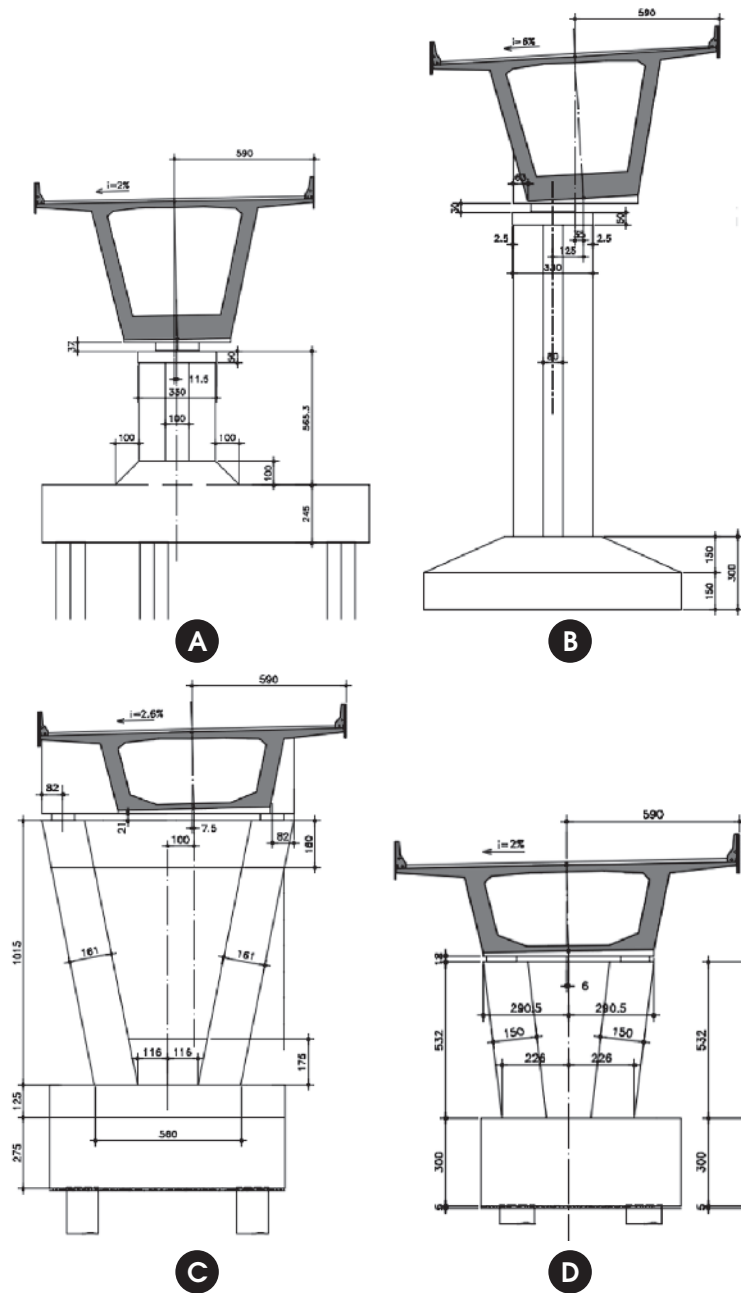


Figura 4 Seções transversais nos pilares: (a) P1 (b) P2 e P3 (c) P4 (d) P5

Tabela 2 Correlação entre as classificações adotadas no Brasil (IRI) e pela ISO

Condição do pavimento	$\bar{\alpha} (x10^{-6} m^2 / (m/ciclo))$	IRI (m/km)
Excelente	$\bar{\alpha} \leq 0,24$	$IRI \leq 1,90$
De excelente a regular	$0,24 < \bar{\alpha} \leq 1,00$	$1,90 < IRI \leq 3,80$
De regular a péssimo	$\bar{\alpha} > 1,00$	$IRI > 3,80$

Perfil de Irregularidade

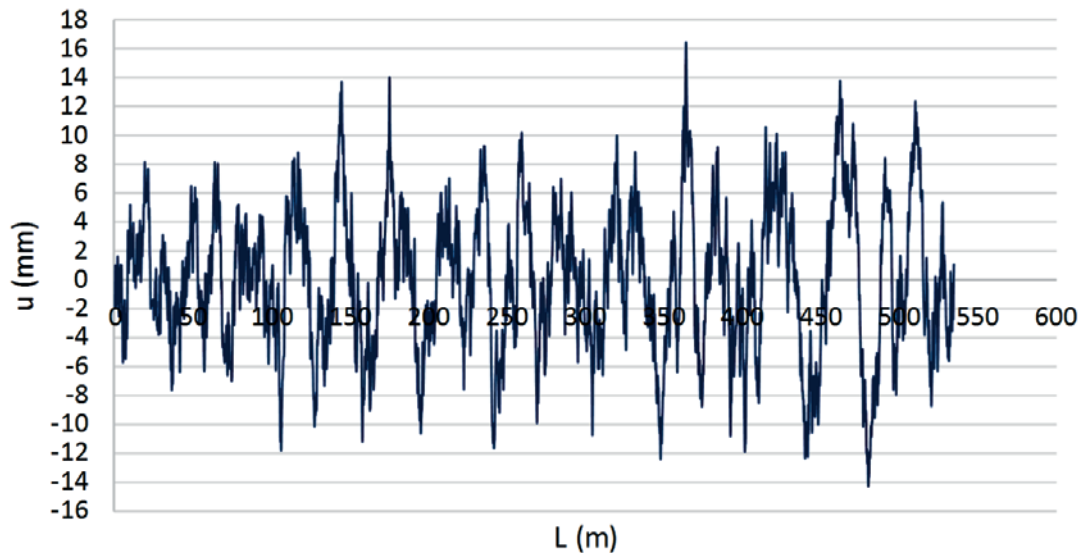


Figura 5

Perfil de irregularidade para IRI = 4,10m/km, $\alpha = 1,5 \times 10^{-6}$, $\beta = 1,85$ e $0,5\text{m} < \lambda < 50\text{m}$

Organization for Standardization (ISO), β é o expoente que depende do material que constitui o pavimento, sendo igual a 2,03 para pavimentos asfálticos e igual a 1,85 para pavimentos de concreto e ω_k a frequência de onda, definida como o inverso do comprimento de onda.

Para Rossigali [16], dentre as diversas escalas padronizadas que podem ser adotadas na medida da irregularidade do pavimento, uma referência bastante utilizada em nível mundial para denotar a qualidade do pavimento em função do grau de rugosidade é o *International Roughness Index* (IRI). A correlação entre os padrões da ISO e a escala de classificação adotada pelo DNIT em função do IRI é apresentada na Tabela 2.

Os perfis de rugosidade foram gerados a partir do espectro da eq. (1) como uma série de cossenos (eq. 2) (Santos [1]):

$$u_{ir}(x) = \sum_{k=1}^N \alpha_k \cos(2\pi\omega_k x + \varphi_k) \quad (2)$$

onde $u_{ir}(x)$ é a rugosidade aleatória do pavimento, α_k é a amplitude de rugosidade, ω_k é a frequência de rugosidade em ciclos por metro, φ_k é o ângulo de fase aleatório definido no intervalo $[0, 2\pi]$, x é a posição do eixo do veículo ao longo de sua trajetória e N é o número total de termos da série.

A amplitude α_k é expressa pela eq. (3):

$$\alpha_k = 2\sqrt{S_r(\omega_k)\Delta\omega} \quad (3)$$

Yang e Lin [20] definem o incremento de frequência por $\Delta\omega = (\omega_{\text{máx}} - \omega_{\text{mín}})/N$, onde $\omega_{\text{máx}}$ e $\omega_{\text{mín}}$ são as frequências de rugosidade máxima e mínima admitida na resposta.

De acordo com Campos [21], o comprimento de onda da rugosidade deve estar entre 0,5m e 50m. As ondas com dimensões fora destes intervalos são avaliadas como macrotextura, microtextura e megatextura, não sendo consideradas como irregularidades do pavimento. O perfil de rugosidade foi obtido para um IRI de 4,10 m/km, que é classificado como pavimento de má qualidade. A Figura 5 mostra o perfil de irregularidade adotado.

2.4 Aplicação dos esforços de contato do modelo estrutural

Os esforços de interação dos pneus são condensados estaticamente no centro de gravidade do veículo, para a obtenção do modelo veicular reduzido. Assim, o modelo de carregamento fica reduzido a três esforços, sendo eles: força vertical (f_{wk}), devido ao movimento de "bounce", momento transversal (m_{vk}), devido ao movimento de "pitch" e momento longitudinal (m_{xk}), devido ao movimento de "roll". Com os esforços de interação, devido à excitação do veículo, condensados estaticamente no centro de gravidade do mesmo, parte-se para a aplicação do carregamento na ponte. Primeiramente, deve-se somar aos esforços de interação os carregamentos estáticos devido ao peso do veículo (P) e força centrífuga (F_c). O veículo está posicionado de forma excêntrica com relação ao eixo da ponte, considerando-se a faixa de rolamento dele mais afastada, de forma a maximizar o momento longitudinal (ver figura 6a). Os esforços são, então, transportados para o centro de gravidade da seção, gerando um momento longitudinal M_{xk} igual a:

$$M_{xk} = F_c[(h + y_s) \cos \alpha - l \sin \alpha] - P[l \cos \alpha + (h + y_s) \sin \alpha] + f_{wk}l + m_{xk} \quad (4)$$

onde h é a altura do pavimento ao centro de massa da massa suspensa, adotada igual a 2,16m, l é a excentricidade do veículo em relação ao eixo da ponte, igual a 3,15m, e y_s é a distância até o centro de gravidade da estrutura, variável para cada seção.

Depois de calculado o momento longitudinal, as cargas são aplicadas no eixo da ponte, lembrando que os esforços de interação f_{wk} e m_{vk} devem ser decompostos de acordo com a superelevação, para levar dos eixos w e v do veículo para os eixos Z e Y do modelo da ponte (ver figura 6b). Note-se que a decomposição do momento m_{vk} gera um momento vertical M_{zk} que, apesar de ser pequeno, é considerado na análise.

Portanto, a força vertical F_{zk} , na direção global da ponte é mostrada na eq. 5:

$$F_{zk} = f_{wk} \cos \alpha - P \quad (5)$$

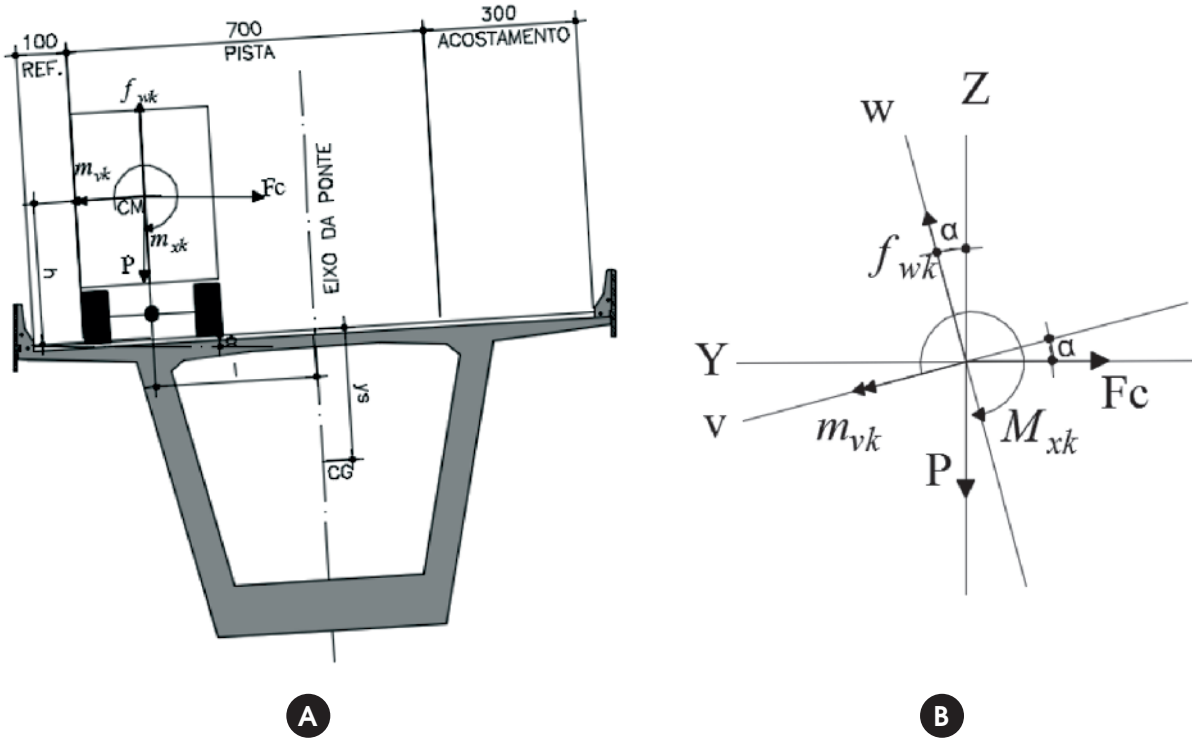


Figura 6

(a) Posicionamento do veículo para cálculo das forças. (b) Decomposição das forças, de acordo com a superelevação

A força horizontal proveniente da decomposição da força de interação deve ser somada a força de inércia centrífuga, resultando na força horizontal F_{yk} a ser aplicada no modelo da ponte (eq. 6)

$$F_{yk} = f_{wk} \sin \alpha - F_c \tag{6}$$

O momento m_{vk} também deve ser decomposto em um momento na direção Y e um momento na direção Z (eq. 7).

$$M_{zk} = -m_{vk} \sin \alpha \tag{7}$$

Considerou-se que o momento M_{yk} aplicado é igual ao momento de interação m_{vk} decomposto mais o momento devido à distribuição do peso próprio do veículo (eq. 8).

$$M_{yk} = \left[m_{vk} + (P_1 + P_4)d_1 \cos \alpha - (P_2 + P_5)d_2 \cos \alpha - (P_3 + P_6)d_3 \cos \alpha \right] \cos \alpha \tag{8}$$

onde P_i é a força que a roda i exerce sobre a estrutura devido ao peso próprio do veículo.

Esses esforços são aplicados a um modelo de baixa hierarquia da ponte (estrutura unifilar), dividido em elementos de barras tri-dimensionais, sendo que em cada nó k da ponte discretizada são especificados os cinco esforços reduzidos: força vertical (F_{zk}), momento transversal (M_{yk}), momento longitudinal (M_{xk}), momento vertical (M_{zk}) e força horizontal (F_{yk}), ver figura 7. Assim, no instante em que o veículo se encontra sobre o nó k , são especificados os cinco esforços reduzidos e, para os demais instantes, estes valores são nulos, pois o centro de gravidade do veículo se encontra sobre outros nós.

3. Resultados e discussões

Primeiramente foram realizadas as análises modais da ponte e do

veículo, cujas frequências se encontram na tabela 3. A partir dos dois primeiros modos de vibração da ponte, foram calibrados os coeficientes de Rayleigh referentes a amortecimento modal ξ de 2,5%. Como se pode ver pela tabela 3, a ponte possui frequências muito baixas. Desta forma, quanto maior for a velocidade, mais próximos da frequência da ponte vai estar o carregamento do veículo.

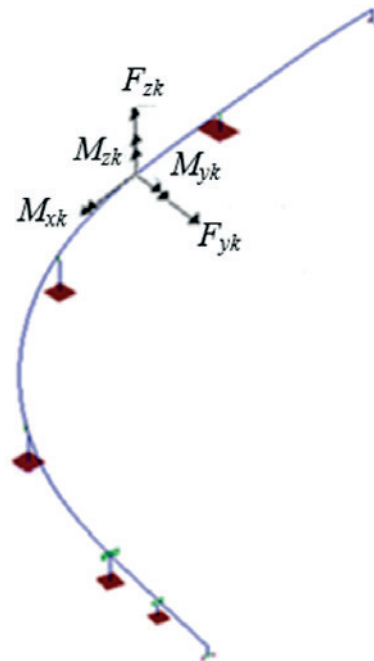


Figura 7

Modelo unifilar da ponte curva com exemplificação dos esforços aplicados nos nós

Tabela 3
Frequências naturais da ponte e do veículo

Modos	Frequência Ponte (Hz)	Modo da Ponte	Frequência Carro (Hz)	Modo do Carro
1°	0,47	Flexão vertical	1,68	Bounce da massa suspensa
2°	0,59	Torção com deslocamento longitudinal	2,15	Roll da massa suspensa
3°	0,62	Flexão lateral do trecho reto	2,23	Pitch da massa suspensa
4°	0,69	Flexão vertical	10,06	Roll das massas não suspensas
5°	0,89	Flexão lateral com torção	10,14	Pitch das massas não suspensas
6°	0,92	Flexão lateral com torção	10,40	Roll das massas não suspensas

Sendo assim, o estudo foi realizado para a velocidade máxima para as condições de tráfego na ponte de 80 km/h, assim como para velocidades de 60km/h e 40km/h.

Primeiramente foram obtidos os esforços oriundos da interação veículo-pavimento, sob a hipótese inicialmente adotada de tabuleiro rígido. Estes esforços foram decompostos de acordo com a superelevação da ponte, considerando também os momentos de transporte até o centro de gravidade da seção da ponte.

Com os esforços aplicados no modelo da ponte foi feita a análise dinâmica, resultando em funções temporais de deslocamentos para cada nó. Como os esforços aplicados foram obtidos considerando tabuleiro rígido, eles precisam ser ajustados, já que a ponte possui deslocamentos quando o carregamento do veículo trafega pela ponte. Este ajuste é realizado mediante o processo iterativo descrito a seguir:

1° Passo: Partindo-se da hipótese de tabuleiro rígido e estrutura indeformada, para cada instante t , aplica-se a rugosidade do pavimento $u_r(x)$ em cada pneu i de posição $x_i = x - d$, sendo x a posição do centro de massa (CM) do veículo no instante t ($x = V \cdot t$) e d a distância longitudinal do CM até o pneu (ver figura 8). Pela análise dinâmica do veículo, são obtidas as forças de contato $f_i(t)$ e $f_o(t)$, referentes a cada pneu.

2° Passo: Redução ao centro de gravidade da massa suspensa dos esforços para aplicação em modelo estrutural de baixa hierarquia.

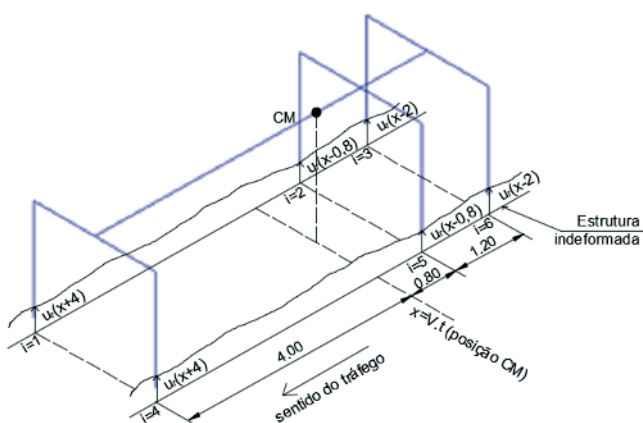


Figura 8
Aplicação da irregularidade no modelo do veículo

Nota-se que quando o CM está no início da ponte ($x=0$) apenas o primeiro eixo de rodas está sobre a ponte e está influenciado pela irregularidade. Os demais eixos, que estariam fora da ponte, apesar de serem considerados por causa da redução dos esforços no centro de massa, possuem irregularidade nula, e, portanto, não influenciariam na resposta dinâmica.

3° Passo: Aplicação das forças sobre o modelo da ponte.

4° Passo: Obtenção dos deslocamentos estruturais de translação vertical, $u_{z_{k,j}}(t)$, rotação em torno do eixo longitudinal $\theta_{x_{k,j}}(t)$ e

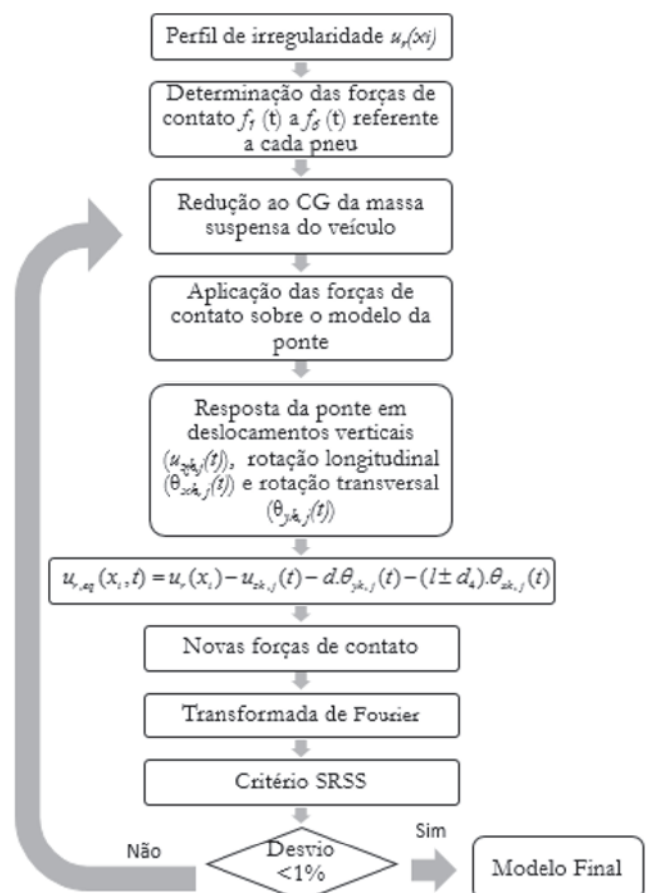


Figura 9
Fluxograma da metodologia proposta

rotação em torno do eixo transversal $\theta_{y_k}(t)$ para cada nó k , no instante t em que o centro de massa (CM) do veículo está sobre o mesmo.

Sabe-se que deveria ser extraído um deslocamento para cada roda. Porém, devido à aplicação dos esforços reduzidos, nesta

metodologia foi adotada uma simplificação, obtendo-se apenas os deslocamentos e rotações no centro de massa do veículo. Os respectivos deslocamentos para cada roda podem ser encontrados, multiplicando-se as rotações longitudinais e transversais pelas correspondentes distâncias do centro de massa até cada roda,

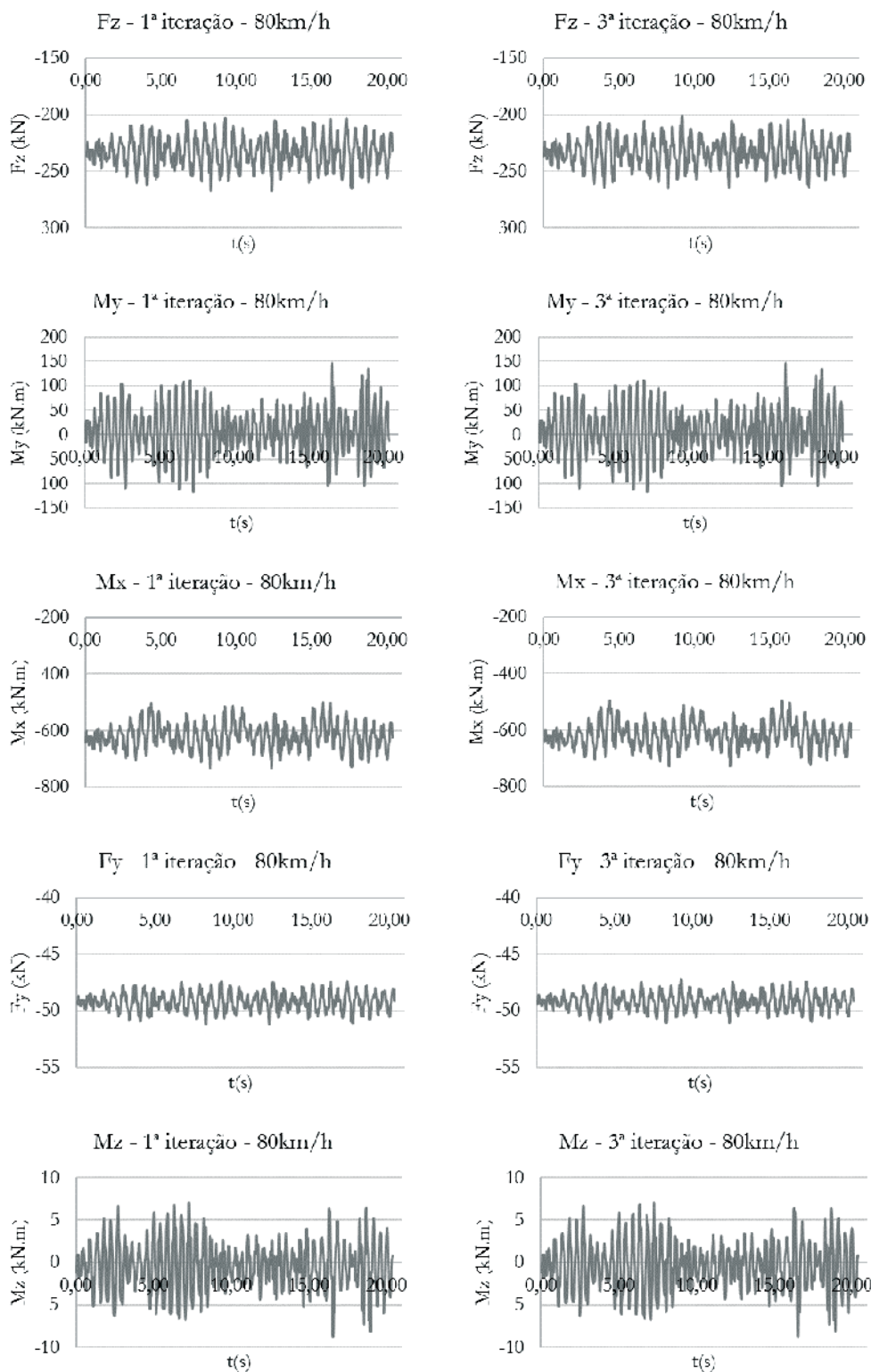


Figura 10
 Comparação dos Esforços aplicados na ponte na 1ª iteração (tabuleiro rígido) e 3ª iteração com velocidade de 80 km/h

somando estas parcelas aos deslocamentos verticais, como será visto no próximo passo.

5º Passo: Somam-se os deslocamentos obtidos na primeira interação $j=1$ à rugosidade do pavimento $u_r(x_i)$ considerada no primeiro passo, para cada roda i e para cada tempo t , de forma a se

obter uma função de “irregularidade equivalente”, considerando os efeitos dos deslocamentos estruturais distintamente em cada roda (ver Equação 9).

$$u_{r,eq}(x_i, t) = u_r(x_i) - u_{zk,j}(t) - d \cdot \theta_{yk,j}(t) - (l \pm d_4) \theta_{xk,j}(t) \quad (9)$$

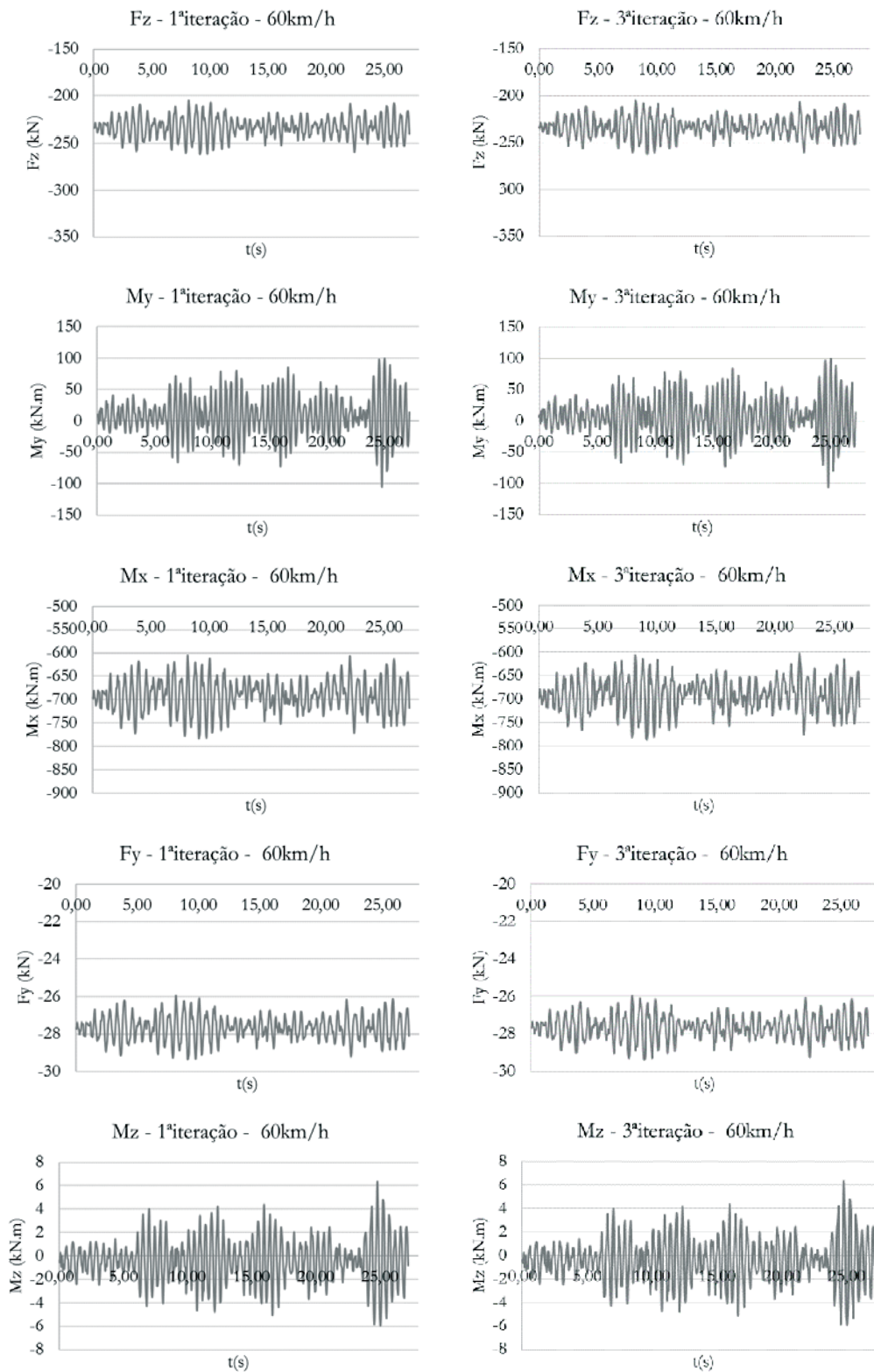


Figura 11

Comparação dos esforços aplicados na ponte na 1ª interação (tabuleiro rígido) e 3ª interação com velocidade de 60 km/h

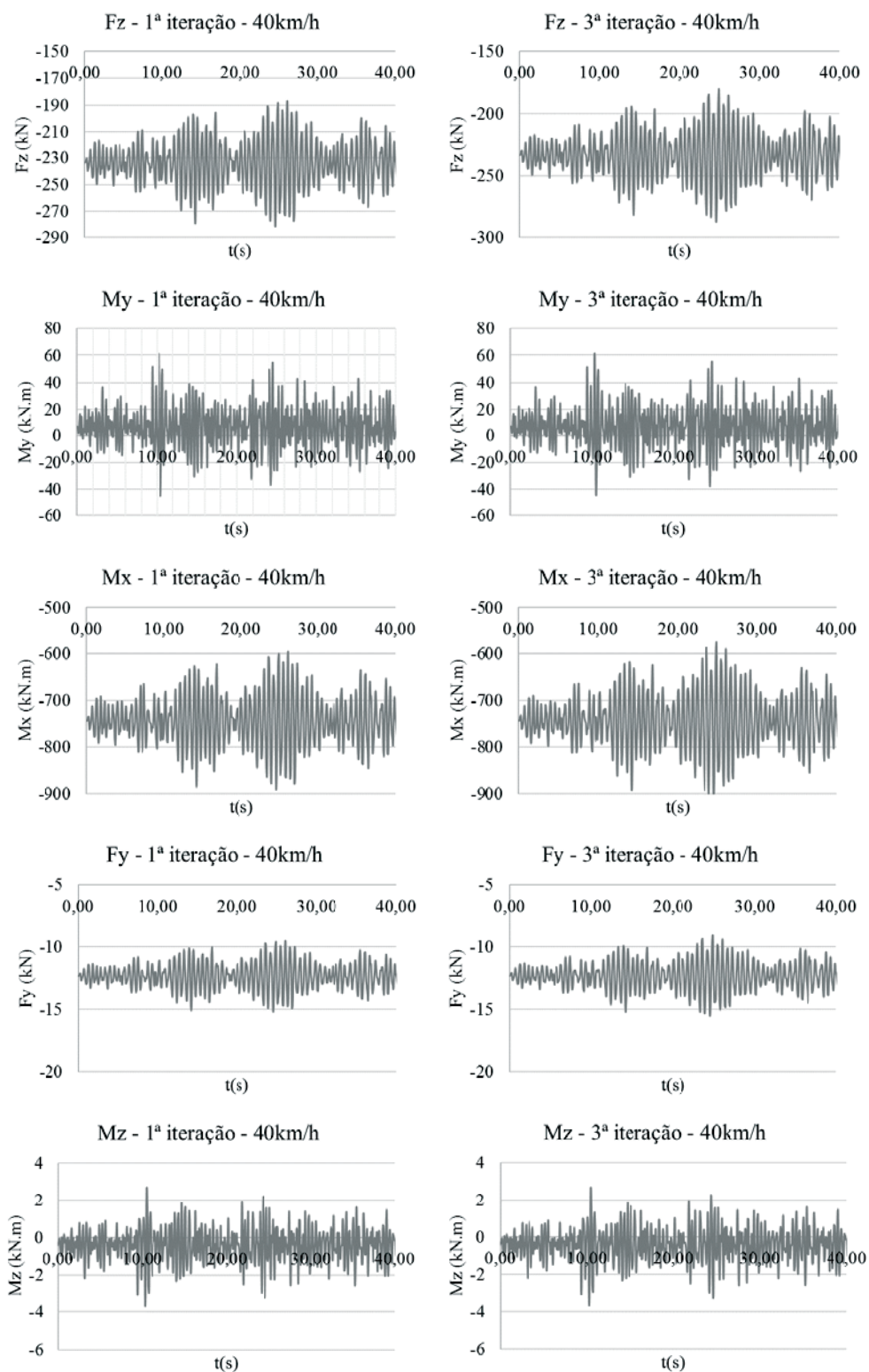


Figura 12

Comparação dos esforços aplicados na ponte na 1ª iteração (tabuleiro rígido) e 3ª iteração com velocidade de 40 km/h

onde l é a distância do eixo da ponte até o eixo do veículo.

6º Passo: Novas forças de contato são obtidas pela análise dinâmica do veículo, sob a excitação de suporte provida da “irregularidade equivalente” do 3º passo.

7º Passo: Depois de obtidas as novas forças de contato, são determinadas as respostas das forças de interação no domínio da frequência, pela aplicação das transformadas de Fourier em cada iteração.

8º Passo: São calculados os desvios entre o resultado no domínio da frequência da iteração i e da iteração $i-1$, utilizando o critério SRSS – *Square Root of the Sum of Squares*, ou raiz quadrada da soma dos quadrados das máximas amplitudes.

9º Passo: Se o desvio entre duas iterações consecutivas for menor que 1%, então se considera que foi obtida convergência e parte-se para a análise do modelo final. Se não, repetem-se

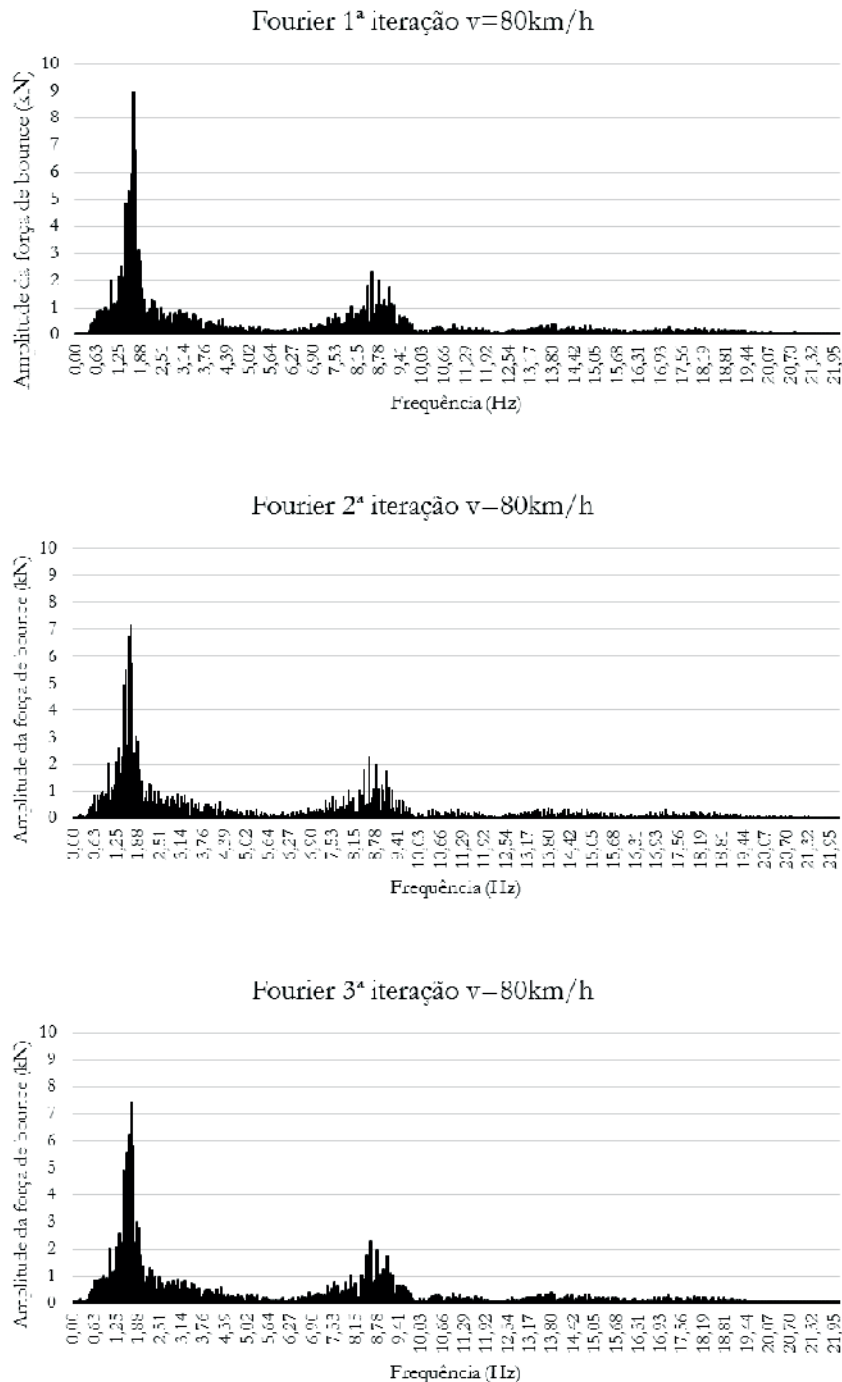


Figura 13

Análise de Fourier das forças de bounce F_z para as três iterações – $V = 80\text{ km/h}$

os passos 2 a 6 até se obter a convergência das forças de interação.

A figura 9 mostra um fluxograma exemplificando a metodologia. Neste estudo, foram necessárias apenas três iterações para se obter a convergência das forças de interação, sendo que para a velocidade de 60 km/h apenas duas iterações se-

riam suficientes. As Figuras 10 a 12 mostram a comparação dos esforços aplicados na ponte para a primeira e terceira iteração. Foram obtidas as transformadas de Fourier da força de interação F_{z_k} , referente ao movimento de *bounce*, para cada iteração, calculando-se o desvio entre o resultado da iteração i e da iteração $i-1$, utilizando o critério SRSS – *Square Root of the Sum of*

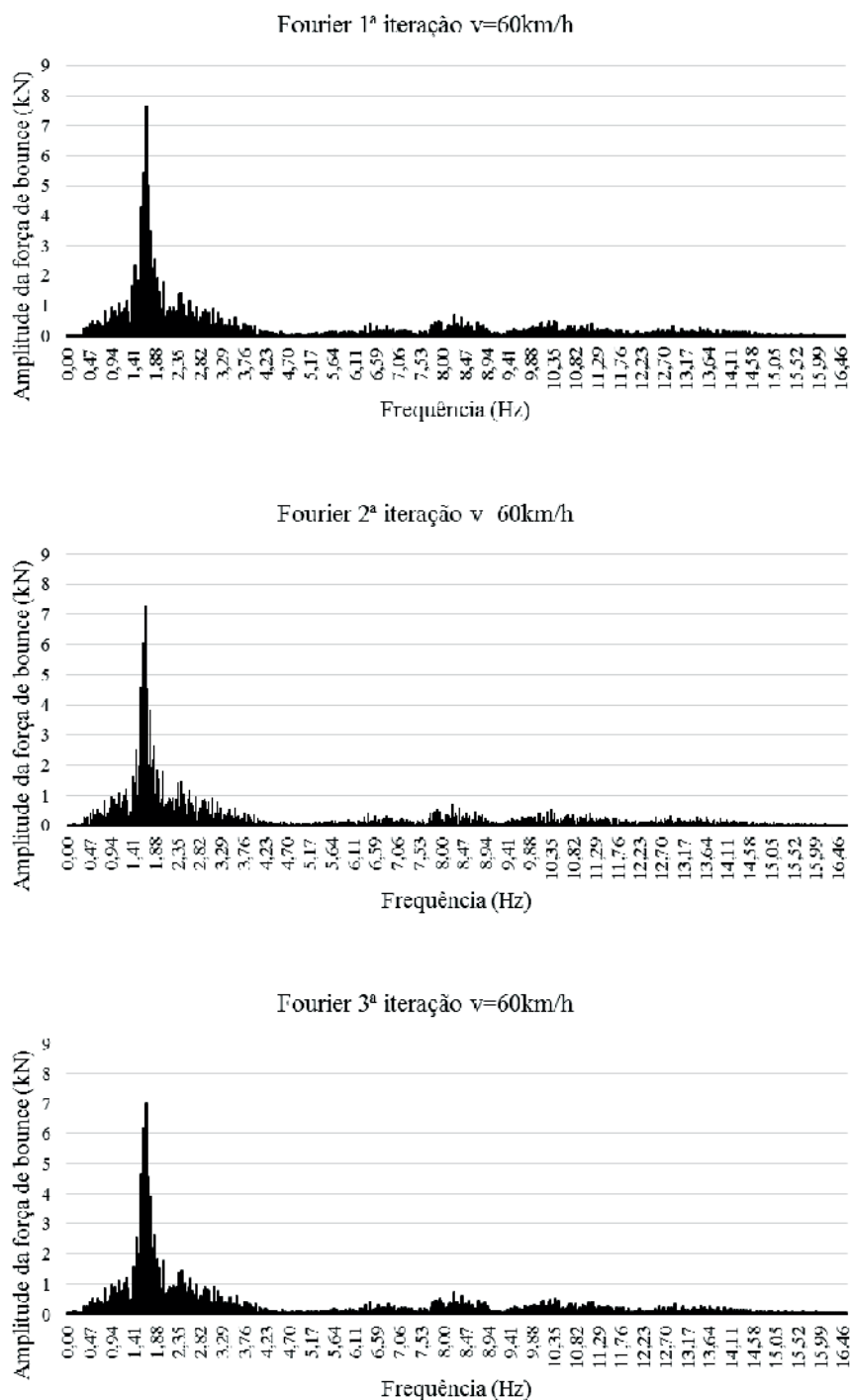


Figura 14
Análise de Fourier das forças de bounce F_{z_k} para as três iterações – $V = 60 \text{ km/h}$

Squares, ou raiz quadrada da soma dos quadrados das máximas amplitudes, como indicado na eq. 10:

$$Deviation = \left(\frac{\sqrt{\sum_{w=1}^N A_{w,iteração(i)}^2}}{\sqrt{\sum_{w=1}^N A_{w,iteração(i-1)}^2}} - 1 \right) \cdot 100\% \quad (10)$$

onde n é o número de frequências consideradas para cálculo das amplitudes.

As figuras 13 a 15 mostram as análises de Fourier para cada iteração. Nota-se, para todas as iterações, que o pico de maior amplitude tem frequência correspondente a 1,67 Hz, muito próxima de 1,68 Hz do primeiro modo de *bounce* da massa suspensa do

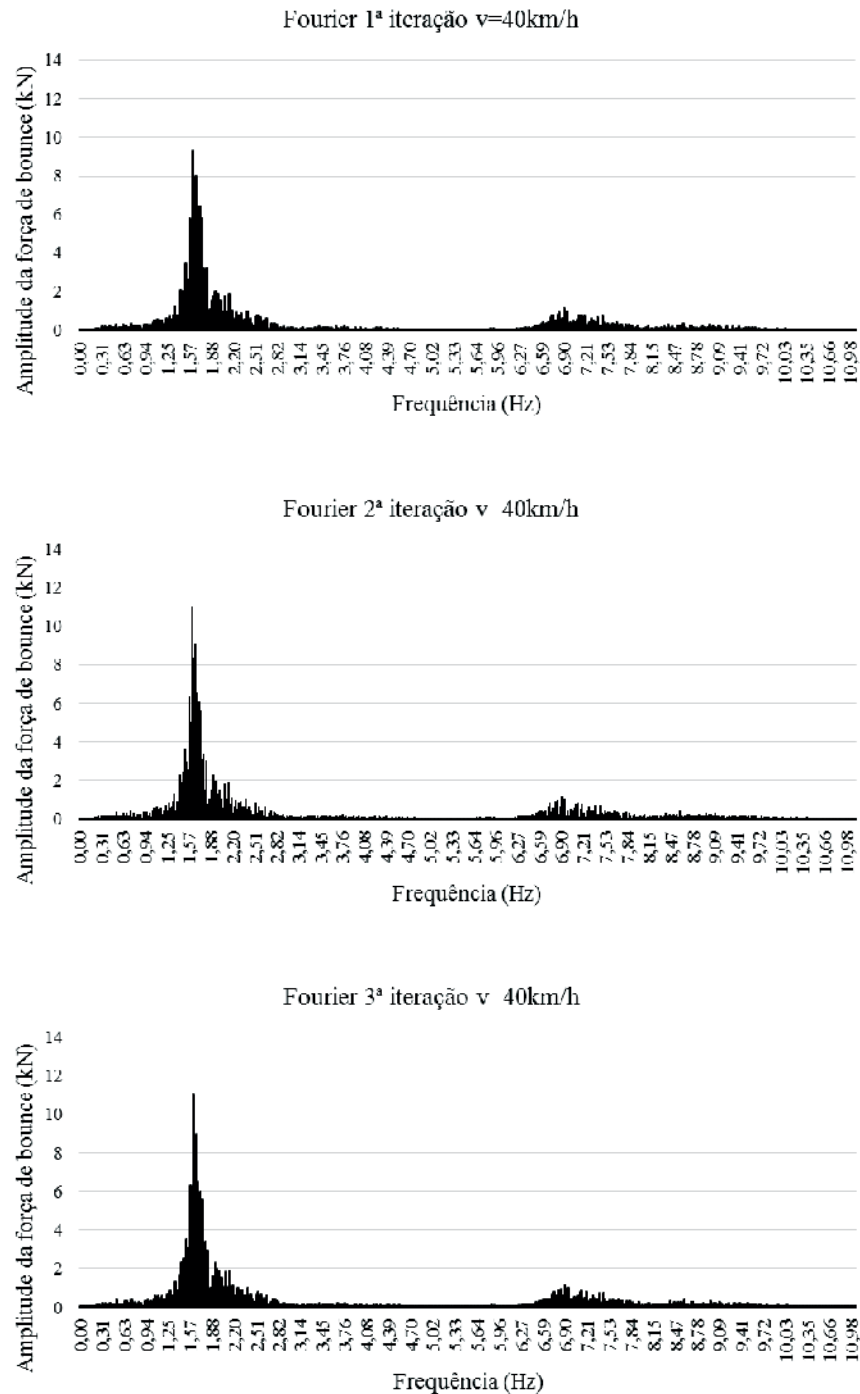


Figura 15

Análise de Fourier das forças de bounce F_z para as três iterações – $V = 40$ km/h

Tabela 4

Diferenças entre as iterações utilizando o método SRSS

Velocidade	Iteração	Desvio (%)
80	1-2	-3,60
	2-3	-0,10
	1-3	-3,70
60	1-2	0,34
	2-3	-0,20
	1-3	0,14
40	1-2	8,5
	2-3	-0,03
	1-3	8,47

veículo. Nota-se também que há um aumento das amplitudes próximo às frequências de 8 a 10 Hz, que são próximas aos modos de vibração das massas não suspensas do veículo, porém com amplitudes bem menores.

A tabela 4 mostra as diferenças encontradas entre as iterações. Do ponto de vista estático, esperar-se-ia que a situação de tabuleiro rígido correspondesse a forças de contato maiores e depois, com a correção dos deslocamentos, a flexibilização do tabuleiro diminuísse as forças de interação. Porém, não foi isso que ocorreu de forma geral na análise dinâmica. Dependendo da frequência que é excitada, a flexibilização do tabuleiro pode aumentar ou diminuir as forças de interação. Como pode ser visto na Tabela 4, para as velocidades de 40km/h e 60km/h, as forças de interação aumentaram da primeira para a última iteração, enquanto que para a velocidade de 80 km/h as forças de interação reduziram-se.

A tabela 5 apresenta os deslocamentos e momentos fletores positivos para a 1ª e 3ª iterações e para as velocidades de 80km/h, 60km/h e 40km/h. Percebe-se uma boa convergência, com pequena diferenças nos resultados de momentos fletores, sendo que os deslocamentos estruturais praticamente não se alteraram. Para fim de ilustração, as figuras 16 e 17 apresentam o histórico de deslocamentos e momentos fletores nos quatro vãos curvos, onde se consegue observar a proximidade das respostas entre a 1ª e 3ª iterações.

4. Conclusões

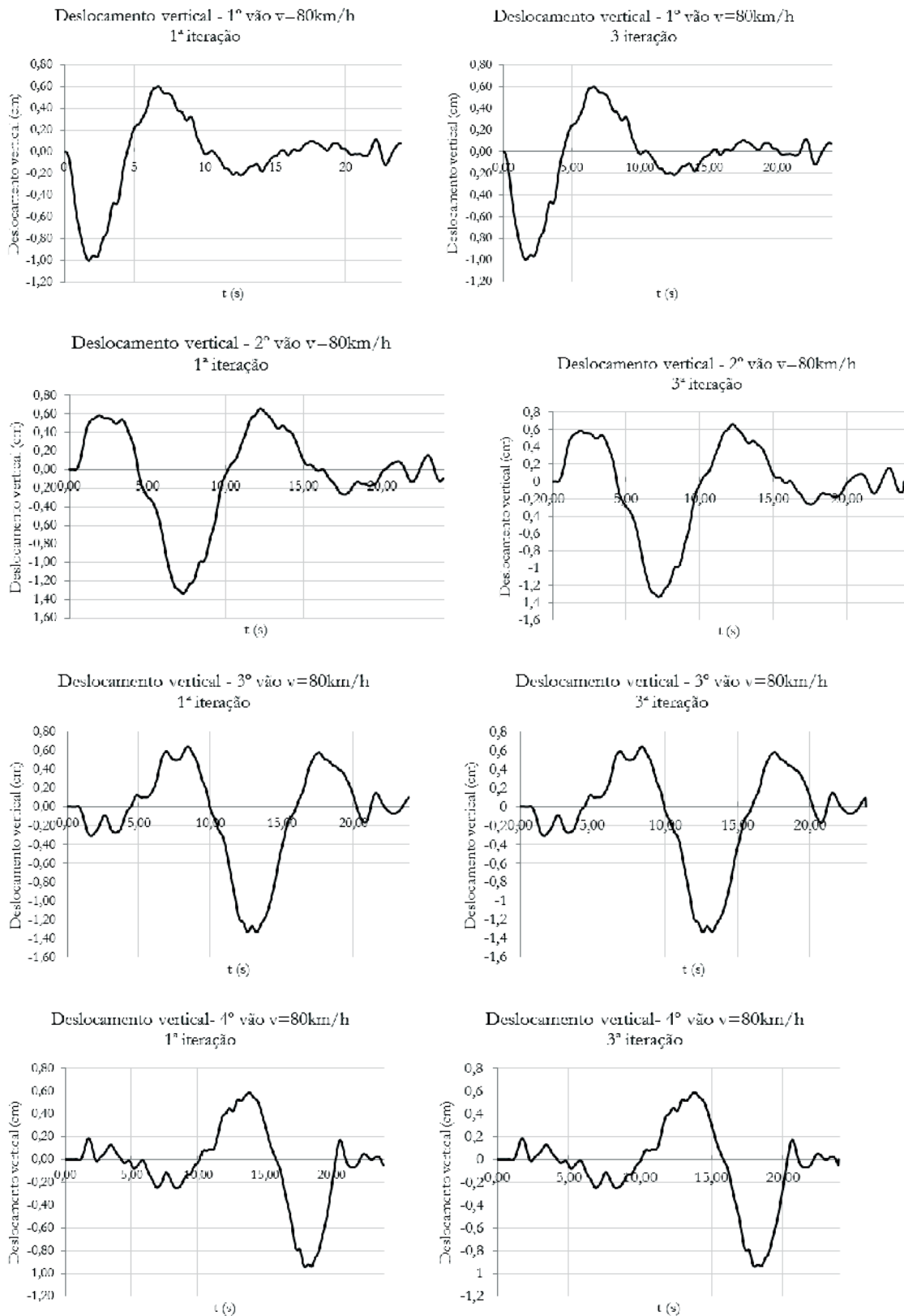
O produto mais importante deste trabalho é a apresentação de uma metodologia simplificada para a análise dinâmica de pontes curvas, em que se postula a separação dos modelos da ponte e do veículo, sendo estes acoplados apenas pelas forças de interação. Para a determinação destas forças considera-se que o veículo esteja inicialmente sobre tabuleiro rígido e, posteriormente, esta hipótese é corrigida, mediante um processo iterativo. Esta metodologia é ao mesmo tempo, simples e acessível a engenheiros estruturais, utilizando-se de um programa de elementos finitos disponível comercialmente. Assim, os projetistas estarão cada vez mais aptos a realizarem análises dinâmicas em pontes curvas decorrentes do tráfego, considerando simultaneamente o efeito do carregamento móvel constituído pelas forças centrífugas e pelas forças de interação veículo-pavimento, e utilizando modelos mais realistas, que considerem os dados referentes ao tráfego real atuante nas malhas rodoviárias, assim como o estado de conservação dos pavimentos.

No estudo de caso apresentado, foram necessárias apenas três iterações para se obter convergência das forças de interação. Observou-se que, dependendo da frequência que é excitada, as forças de interação podem aumentar ou reduzir com a correção da flexibilidade, diferentemente do que se é esperado em um

Tabela 5

Deslocamentos e momentos fletores positivos – 1ª e 3ª iteração

Velocidade	Local	1ª iteração		3ª iteração	
		Deslocamento (cm)	Momento fletor positivo (kN.m)	Deslocamento (cm)	Momento fletor positivo
40km/h	1º vão	1,01	4429,65	1,02	4609,40
	2º vão	1,32	4459,04	1,32	4565,55
	3º vão	1,36	4574,83	1,36	4781,33
	4º vão	0,98	4760,27	0,98	4776,20
60km/h	1º vão	0,99	4428,30	0,99	4589,45
	2º vão	1,30	4361,08	1,30	4478,83
	3º vão	1,35	4660,32	1,35	4656,25
	4º vão	0,96	4693,66	0,96	4694,49
80km/h	1º vão	1,01	4720,57	1,01	4691,20
	2º vão	1,33	4681,77	1,33	4545,50
	3º vão	1,34	4758,53	1,34	4673,27
	4º vão	0,94	4676,79	0,94	4673,47

**Figura 16**

Comparação dos deslocamentos para 1ª e 3ª iteração - $V = 80\text{km/h}$

raciocínio puramente estático, segundo o qual quanto mais rígido o tabuleiro, mais carga ele absorveria.

Também se observou uma boa convergência nas respostas dinâmicas da ponte, com pequena diferença nos momentos fletores entre a primeira e terceira iteração, sendo que os deslocamentos estruturais praticamente não se alteraram.

Vale ressaltar que os resultados aqui apresentados são completamente dependentes da tipologia estrutural e de suas características dinâmicas, podendo apresentar diferenças consideráveis se alterados alguns desses fatores. Entretanto, a metodologia proposta e o procedimento iterativo mediante adaptações simples permanecem um meio adequado para avaliar a resposta dinâmica estrutural.

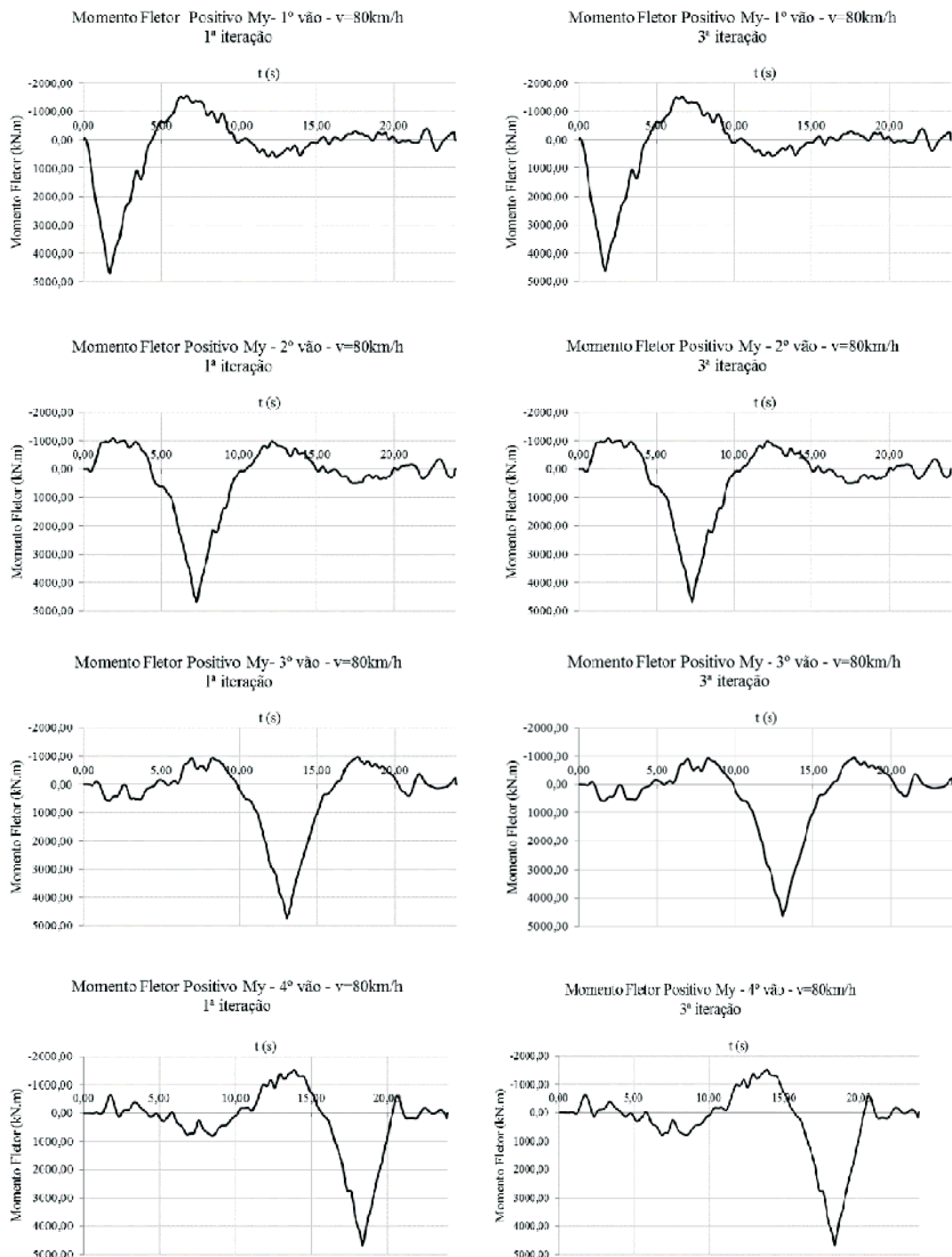


Figura 17 Comparação dos momentos fletores positivos My para 1ª e 3ª iteração - V = 80km/h

5. Agradecimentos

Os autores agradecem à EGT Engenharia pelo fornecimento do projeto do ramo 900 da ponte Anhanguera, objeto de estudo deste trabalho. O segundo autor é bolsista de produtividade em pesquisa do CNPq (grant no. 3-2757/2013-9).

6. Referências bibliográficas

- [1] SANTOS, E. F. Análise e redução de vibração em pontes rodoviárias. Doctoral Dissertation (in Portuguese), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2007.
- [2] ALMEIDA, R. S. Análise de vibrações em pontes rodoviárias induzidas pelo tráfego de veículos sobre pavimentos irregulares. Master Thesis (in Portuguese), UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2006.
- [3] WILLIS, R. Appendix to the Report of the Commissioners Appointed to Inquire into the Application of Iron to Railway Structures. Stationary Office, London. 1849.
- [4] STOKES, G. Discussion of a differential equation relating to the breaking of railway bridges, Trans. Cambridge Philosophic Soc, v8. 1849.
- [5] MELO, E.S Interação dinâmica veículo-estrutura em pequenas pontes rodoviárias. Master Thesis (in Portuguese), UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2007.
- [6] INGLIS, C.E. A Mathematical Treatise on Vibrations in Railway Bridges. Cambridge Univ. Press, London, 1934
- [7] TIMOSHENKO, S., Vibration Problems in Engineering. 3rd Edition, D. Van. Nostrand. 1964.
- [8] HUANG, T., VELETOS, A.S. Analyses of Dynamic Response of Highway Bridges. ASCE, J. Mech. Div., 1970. Vol. 96.
- [9] BRUCH, Y.A. Análise Dinâmica de Placas Retangulares pelo Método dos Elementos Finitos. Master Thesis (in Portuguese), COPPE/UFRJ. RJ, Brasil, 1973
- [10] CARNEIRO, R.J.F.M. Análise de Pontes Rodoviárias sob Ação de Cargas Móveis. Master Thesis (in Portuguese), PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1986.
- [11] FERREIRA, K.I.I. Avaliação do Critério para Cálculo dos Efeitos de Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias. Master Thesis (in Portuguese), PUC-Rio, RJ, Brasil. 1991.
- [12] CHANG, D., LEE, H., Impact Factors for Simple-Span Highway Girder Bridges. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.120, n.3, pp704-715.
- [13] NOWAK, A.S. Load Model for Bridge Design Code. Canadian Journal of Civil Engineering., v21, pp.36-49. 1994.
- [14] MOROZ, F. V. Uma metodologia para análise da influência do tráfego de veículos pesados na resposta dinâmica de pontes rodoviárias. Master Thesis (in Portuguese), EPUSP, São Paulo, SP, Brasil. 2009.
- [15] ROSSIGALI, C. E. Estudos probabilísticos para modelos de cargas móveis em pontes rodoviárias no Brasil. Master Thesis (in Portuguese), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2006.
- [16] _____. Atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vão no Brasil. Doctoral Dissertation (in Portuguese), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2013.
- [17] ADINA - Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis Software: version 9.0.1. Developed by ADINA R&D, Inc. Massachusetts, 2013. Available at: <http://www.adina.com>. Access in 06/02/2015.
- [18] HONDA, H., KAJIKAWA, Y., KOBORI, T., Spectra of Road Surface Roughness on Bridges. Journal of the Structural Division, ASCE, v108, ST9, pp 1956-1996, 1982
- [19] EJZENBERG, S. Os veículos pesados e a segurança no projeto das curvas horizontais de rodovias e vias de transito rápido. Master Thesis (in Portuguese), EPUSP, São Paulo, SP, Brasil. 2009.
- [20] YANG, Y, LIN, B. Vehicle-Bridge Interaction Analysis by Dynamic Condensation Method. Journal of Structural Engineering, ASCE, v121, pp 1636-1643, 1995.
- [21] CAMPOS, A.C.R., Métodos de Previsão de Desempenho de Irregularidade Longitudinal para Pavimentos asfálticos: Aplicação e Proposição de Critérios de Ajuste. Master Thesis (in Portuguese), Campinas State University, Campinas, SP, Brasil, 2004.

Experimental study of the mechanical behavior of self-compacting concrete based on fracture mechanics

Estudo experimental do comportamento mecânico do concreto autoadensável com base na mecânica da fratura



G. O. RIBEIRO ^a
gabriel@dees.ufmg.br

P. C. GUETTI ^b
guettipc@gmail.com

P. SERNA ^c
pserna@cts.upv.es

Abstract

Considering the physical nonlinearity of concrete and the fundamentals of fracture mechanics for quasi-brittle materials, the objective of this study was to determine the fracture energy and the length of the fracture process zone (FPZ) as well as the modulus of elasticity, the tensile strength and the compressive strength of self-compacting concrete (SCC) to characterize its mechanical behavior. A series of tests, including a three-point bending test of SCC and conventional vibrated concrete (CVC) specimens, with a notch at mid-span, and tensile and compressive tests were performed. The mechanical parameters obtained from the CVC specimens were considered as a comparative reference. The effect of the following variables was evaluated and considered at two levels: compressive strength (30 and 50 MPa), granular composition (fine and coarse particle size) and maximum diameter of the aggregate (12 and 20 mm). The effect of these variables on the mechanical behaviors of the SCC specimens was evaluated based on the test results of specimens of four types of concrete, which were obtained from the combination of the variables. The bending tests were performed according to the RILEM TC 89-FMT recommendations, which are based on the size-effect method.

Keywords: fracture mechanics, self-compacting concrete, size effect.

Resumo

O objetivo principal deste trabalho é caracterizar o comportamento mecânico dos concretos autoadensáveis (CAA), tendo em vista a não linearidade física e os fundamentos da mecânica da fratura para materiais parcialmente frágeis. Neste trabalho busca-se a determinação da energia de fratura e do comprimento da Zona de Processo de Fratura, além do módulo de elasticidade, da resistência à tração e à compressão. Para tanto, foi realizada uma série de testes constando vigas de CAA submetidas à flexão de três pontos e vigas de concretos convencionais vibrados (CCV), com entalhe no meio do vão, sendo que os parâmetros dos corpos-de-prova de CCV serviram como referência comparativa. Foram considerados com dois níveis de resistência à compressão (30 e 50 MPa), duas composições granulométrica (granulometria fina e granulometria grossa) e dois diâmetros máximo do agregado (12 e 20 mm). A avaliação da influência destas variáveis no comportamento mecânico do CAA foi feita a partir da dosagem de quatro tipos de concretos obtidos pela combinação das variáveis mencionadas. Os ensaios de flexão foram feitos de acordo com a recomendação do RILEM TC 89-FMT, que se baseia no Método do Efeito de Tamanho.

Palavras-chave: mecânica da fratura, concreto autoadensável, efeito de tamanho.

^a Department of Structural Engineering, School of Engineering, Federal University of Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brazil;

^b Institute of Sciences and Technology, Department of Civil Engineering, Federal University of Triângulo Mineiro, Uberaba, MG, Brazil;

^c Institute of Concrete Science and Technology, Department of Construction Engineering, Polytechnic University of Valencia, Valencia, Spain.

1. Introduction

Self-compacting concrete (SCC) originated in Japan in 1986; the first use of SCC occurred in 1988. SCC can be defined as a concrete that can flow and spread in a mold by the action of its weight and can transpose obstacles without exhibiting segregation and exudation, which ensures a uniform aggregate distribution throughout the volume of the structure. These features are the main characteristics of this composite in its fresh state.

SCC is a typical case of quasi-brittle material, which exhibits a softening branch in a stress-strain diagram after attaining the maximum load value in a tensile test, in which the load value continuously decreases with a significant increase in deformation. The behavior of concrete can be described based on fracture mechanics for a more realistic simulation of mechanical behavior. The proper use of fracture mechanics via the application of mathematical models is more representative of the actual behavior of concrete and can aid in the formulation of more accurate constitutive models that are less subject to scale effects. For the application of fracture mechanics, the determination of experimental parameters that characterize the fracture process is required. The integration of mathematical models and the ability to experimentally determine the parameters of these models enables the use of concrete fracture mechanics in practical applications (BITTENCOURT [1]).

BAŽANT [2, 3] argues that the size effect observed in concrete structures is one of the main reasons for the application of fracture mechanics concepts in the analysis of concrete structures. The easiest way to apply these concepts is to use formulations of linear elastic fracture mechanics (LEFM). Based on the effective crack model and its dependence on the size of a structural

element, BAŽANT et al. [4] defined the fracture energy (G_f) and the length of the fracture process zone (FPZ) (c_f) for infinite-size structures of any geometry. To experimentally determine G_f and c_f from specimens of moderate size, the authors proposed the size effect law to characterize the material and to isolate the influence of the size and geometry of a structure.

The determination of the fracture energy and length of the FPZ are the main objectives of this study. The modulus of elasticity and the tensile and compression strengths were also investigated. Numerous SCC beams (with a notch at mid-span) were subjected to a three-point bending test. Simultaneous tests were performed with an analogous series of conventional vibrated concrete (CVC) beams with a notch at mid-span. The parameters of the CVC specimens served as a comparative reference. Concrete with two levels of compressive strength (30 and 50 MPa), two granular compositions (fine and coarse particle sizes) and two maximum aggregate diameters (12 and 20 mm) were investigated. The influence of these variables on the mechanical behavior of SCC was evaluated by mixing four types of concrete that were obtained by combining the variables of interest. The three-point bending tests were performed according to the RILEM TC 89-FMT recommendation, which is based on the size effect method.

2. Materials and concrete compositions

The materials used to produce the various types of SCC in this experimental program included the following cements: CEM I 52.5R (UNE-EN 197-1, 2011), rated as high-strength Portland cement according to European standards, and CEM II/BM (V-LL) 32.5N (UNE-EN 197-1, 2011), with the addition of silica and limestone

Table 1

Composition of the cements

Components	Cement	
	CEM II/B-M(V-LL)	CEM I 52.5R
Clinker	65 – 79%	95 – 100%
Silica and limestone fly ash	21 – 35%	-
Minor constituents	0 – 5%	0 – 5%
Chemical characteristics	-	-
Sulfates	< 3.5%	3.4%
Chlorides	< 0.1%	-
Free lime	-	1.7%
Physical characteristics		
Initial hardening	> 75 minutes	> 45 minutes
Expansibility	< 10 mm	< 10 mm
Blaine fineness	4493 cm ² /g	4608 cm ² /g
Compressive strength	-	-
2 days	-	> 30 MPa
7 days	> 16 MPa	-
28 days	> 32.5 MPa	> 52.5 MPa

Table 2
Types of concrete

Type of concrete	Compressive strength f_c (MPa)	Max aggregate diameter Φ_{max} (mm)	Particle size	Nomenclature	
				CVC	SCC
1	30	12	Fine	V30d12F	S30d12F
2	30	20	Coarse	V30d20C	S30d20C
3	50	12	Coarse	V50d12C	S50d12C
4	50	20	Fine	V50d20F	S50d20F

fly ash, rated as a Portland cement with intermediate strength according to European standards. The composition of these cements is presented in Table [1]. In addition, the following components were employed: limestone filler; rolled, washed natural sand; crushed limestone artificial sand; water reducing multifunctional additive; polycarboxylic-ether-based superplasticizer; and limestone gravel with minimum/maximum diameter of 4/7 mm, 7/12 mm and 12/20 mm, with the following granulometric modulus: 5.4, 6.6 and 8.5, respectively. The fineness modulus of the natural sand and artificial sand was 2.8 and 2.5, respectively.

The concrete was mixed to produce two basic types of concrete: a conventional concrete for general construction and a concrete suitable for prefabricated structures, which were mixed for target compressive strengths of 30 and 50 MPa, respectively. Based on these strength values, the variables of interest for this study were chosen, namely, compressive strength, maximum aggregate diameter—12 and 20 mm—and fine and coarse particle sizes.

Given the variables of interest, a statistical analysis based on design of experiments and a method by Taguchi cited in Serna [5] was performed to determine the number of concrete types that are needed

to determine the effect of these variables on the mechanical behavior of concrete. This analysis indicated four types of self-compacting concrete (SCC) and four types of conventional vibrated concrete (CVC). The latter four served as a reference. Table [2] lists the types of SCC and CVC according to the variables of interest.

In the nomenclature adopted for the CVC in Table [2], the first letter indicates whether the concrete was vibrated (V) or (S) self-compacting; the number following the first letter indicates the compressive strength class according to the mixing target strength, which may be 30 or 50 MPa; the letter d is the maximum aggregate diameter: d12 for a maximum diameter of 12 mm and d20 for a maximum diameter of 20 mm. The last letter indicates the particle size distribution: F denotes fine grain and C denotes coarse grain.

After defining the types, the concrete was mixed with the mix proportions of concrete V30d20C and V50d12C employed as the base.

The amount of cement and the water/cement ratio were determined based on the desired compression strength. The proportion of aggregates was obtained from Bolomey's theoretical curve by always adjusting the maximum aggregate diameter and the particle size (Figures [1] and [2]). To obtain a finer or coarser particle size, the

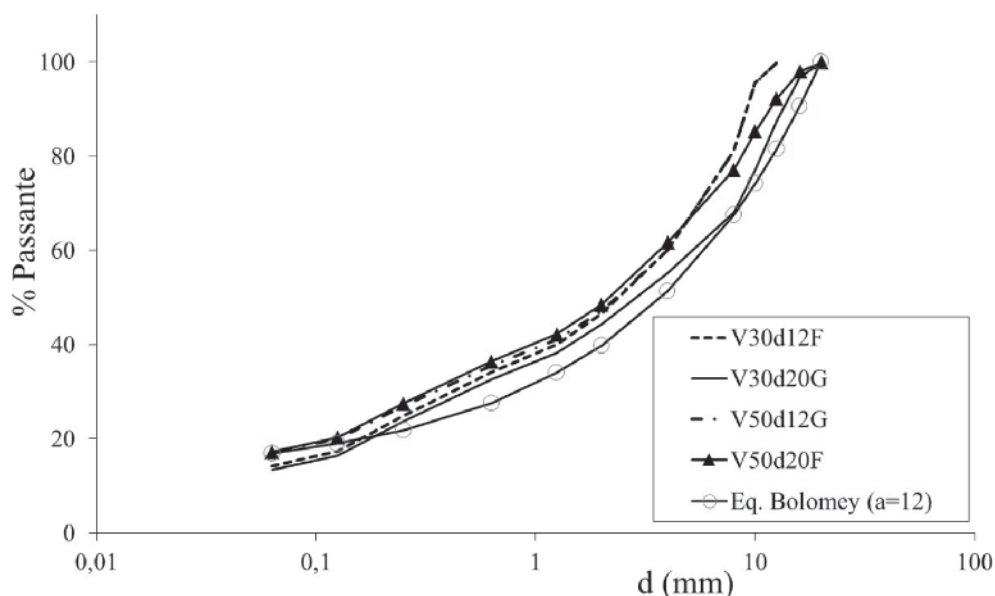


Figure 1
Particle size curve for conventional vibrated concrete

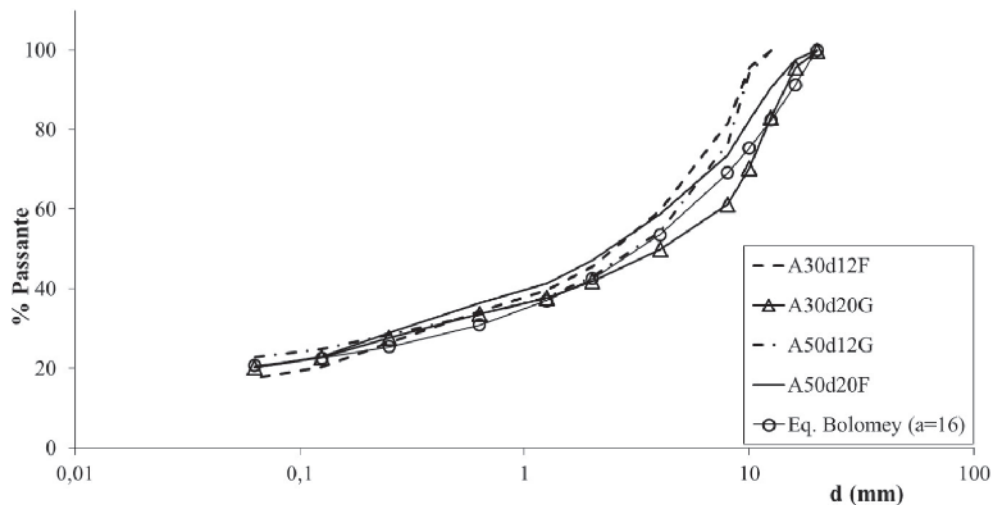


Figure 2
Particle size curve for self-compacting concrete

ratio of crushed stone to sand and the ratio of artificial sand to natural sand were varied. Given the proportion of materials, tests were conducted with the concrete to adjust the amount of plasticizer, superplasticizer additive, and filler material, which was only employed in concrete S30d20C to increase viscosity and prevent segregation of the aggregates. Table [3] lists the composition of the four types of CVC and SCC and the concrete slump test (Abrams cone, S) results for this concrete. The slump height was measured for the CVC, whereas the spreading was measured for the SCC. The occurrence of segregation was verified by visual inspection after the Abrams cone test with the concrete in a fresh state using a longitudinal cut in cylindrical 15×30-cm specimens in a hardened state.

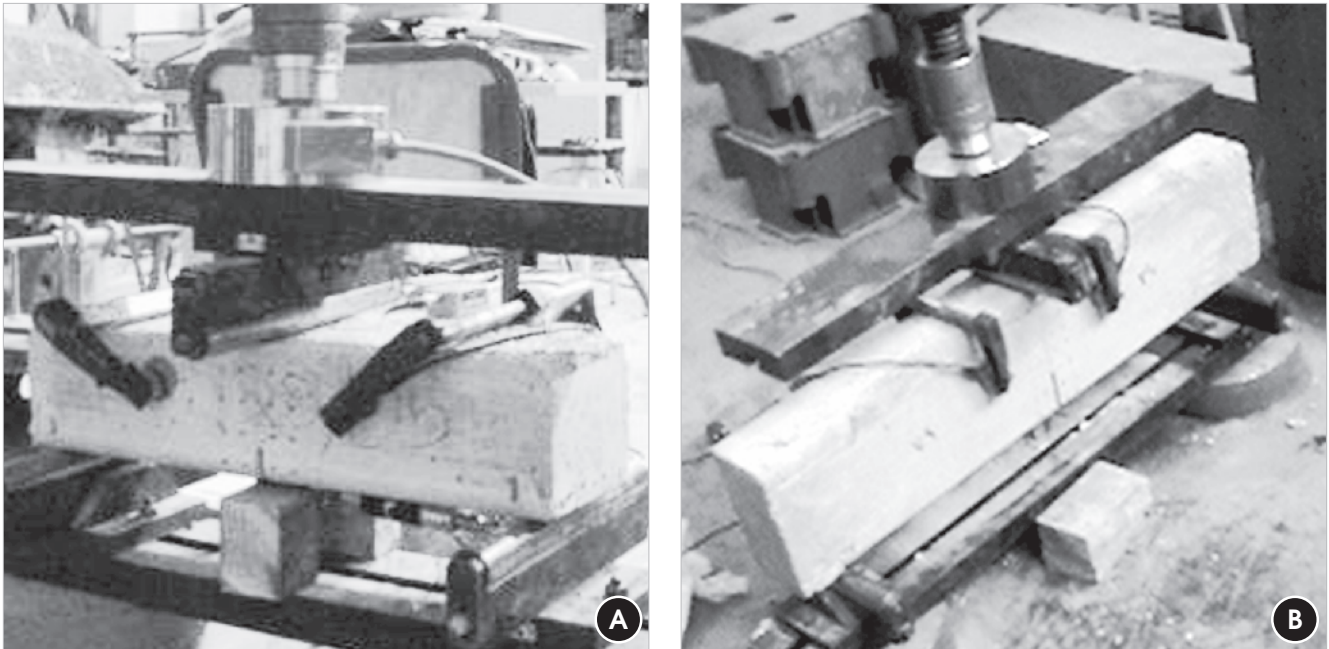
3. Experimental procedures and methodology

Following RILEM recommendation TC 89-FMT [5], the SCC post-peak load behavior was characterized based on the fracture en-

ergy, according to the maximum load values applied to the specimens and the dimensions of the specimens. Three-point bending tests were conducted with SCC beams, i.e., beams supported at two points with a concentrated load applied in the direction perpendicular to the axis at mid-span, where a notch reduced the cross-sectional height and conditioned the locations of the deformations (Figure [3]). Load-crack mouth opening displacement (CMOD) curves were obtained during the tests. Special attention was given to the evaluation of the effect of compressive strength, maximum aggregate diameter and particle size distribution on the properties that characterize the bending behavior of SCC. All experimental stages were performed at the Laboratory of the Institute of Concrete Science and Technology of the Polytechnic University of Valencia (Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón - ICITECH, Universitat Politècnica de València - UPV) in Spain, according to an agreement between the Graduate Program in Structural Engineering of the Federal University of Minas Gerais (Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade

Table 3
Composition of the materials

Types of concrete	Cement (kg/m ³)	Water (kg/m ³)	Crushed stone (kg/m ³)			Sand (kg/m ³)		Filler material (kg/m ³)	Additives (kg/m ₃)		Abrams cone (mm)
			4/7	7/12	12/20	Natural	Artificial		Plast.	Super.	
V30d12F	325	195	346	643	-	860	-	-	1.89	-	100
V30d20C	325	195	209	366	471	839	-	-	1.80	-	120
V50d12C	380	190	336	623	-	834	-	-	1.90	2.28	100
V50d20F	380	190	335	335	287	831	-	-	2.28	1.90	140
S30d12F	325	195	359	538	-	750	195	-	1.63	5.20	600
S30d20C	325	195	142	283	519	533	362	45	2.60	5.20	600
S50d12C	380	190	353	432	-	524	364	-	1.90	6.08	640
S50d20F	380	190	264	308	308	732	191	-	1.90	6.84	600


Figure 3

Three-point bending test in concrete beams with a notch at mid-span and different sizes: a) beam with the dimensions 80×100×410 mm³; b) beam with the dimensions 160×100×770 mm³

Federal de Minas Gerais - PROPEEs-UFGM) and UPV, supported by the Brazilian Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES).

Several three-point bending tests were conducted on beams with varying dimensions. The adopted beam dimensions were 80×100×410 mm³, 160×100×770 mm³ and 320×100×1500 mm³, with a notch of 1/6 of the height at mid-span. Axial compression tests, diametral compression tests and elastic modulus tests were performed on cylindrical specimens to determine the compressive strength, tensile strength, and modulus of elasticity, respectively. The tests were performed on concrete specimens at 28 days of age. The specimens were kept covered with a plastic sheet in laboratory conditions and were kept in laboratory conditions after unmolding. Notches were made by cutting with a diamond disk 36 to 72 hours prior to testing.

BAŽANT et al. [6] proposed a logical method of applying linear elastic fracture mechanics to concrete to define the fracture energy and size of the fracture process zone in pieces with size tending to infinity, with the parameters G_f and c_f , respectively. These parameters are assumed to be characteristic of the material, independent of size. TC 89-FMT specifies the determination of the fracture energy (G_f) based on the method proposed by BAŽANT et al. [6] using a three-point bending test on concrete beams with a notch at mid-span. In this method, the fracture energy is defined as specific energy, i.e., energy per unit crack plane area, which is required for fracture propagation in infinitely large specimens. Theoretically, the fracture energy is independent of the size and shape of the specimens. The beams should have similar dimensions and different sizes, and the ratio between the height of the section and

the span should be kept constant. With fracture energy, the tensile strength must be determined using traditional procedures, such as the diametral compression test on cylindrical specimens and the elastic modulus. With these data, the nominal stress at failure can be determined.

The experimental procedure in this method is simple; the data required to determine the fracture energy consists of the maximum loads values and the dimensions of each tested beam. Sophisticated strain gauge devices are not required. The TC 89-FMT recommendation is based on the applied critical load and the critical effective elastic crack length.

Fracture energy values (G_f) for bodies with infinite dimensions are obtained by extrapolating values for a limited number of specimens with finite dimensions using linear regression. Note that a simple error can significantly change the value of G_f when calculating the slope of the regression line.

$$G_f = \frac{g_f(\alpha_0)}{E_c A} \quad (1)$$

where E_c is the modulus of elasticity, A is the slope of the linear regression line, and $g_f(\alpha_0)$ is the dimensionless fracture energy that is determined from the LEFM, considering the ratio between the span and the height of the beam is 4, and α_0 is given by the following relationship: $\alpha_0 = a_0/b$.

The value of A is obtained from the linear regression line ($Y = AX + C$). The resulting data of the tests are the maximum load and the characteristic dimension of the tested beams, in this case, the height of the section. The weight of each specimen is added to the values of the respective maximum loads. Considering that Y is the

inverse of the square of the nominal strength of each beam and X is the height of its cross-section, the linear regression of the data formed by the set of paired X and Y values are performed to obtain the equation of the line ($Y = AX + C$). In the three-point bending test, the values of X and Y are expressed as

$$Y = \left(\frac{b \cdot t}{P^0}\right)^2 \quad X = b \quad (2)$$

in which b corresponds to the height of the beam, t is the thickness of the beam and P^0 is the maximum load obtained in the tests added to the weight of the specimen between the supports.

4. Results and analysis

The results of the compressive strength, tensile strength and elastic modulus tests are shown in Table [4], as well as the variables of interest for each type of SCC, along with the fracture energy values (G_f) and size of the fracture process zone (c_f). The dispersion of the linear regression was evaluated by the indices w_A , w_C and m , which are also listed in Table [4], in which w_A is the dispersion of the linear regression slope, w_C is the coefficient of variation that intercepts the regression line and m is the relative width of the dispersion band.

Table [4] reveals that the compressive strengths of concretes V30d12F and S30d12F and concretes V30d20C and S30d20C have similar values. The compressive strengths of concretes V30d12F and S30d12F were 54% higher than the compressive strengths of V30d20C and S30d20C. This finding is attributed to the finer grain size in V30d12F and S30d12F in relation to the finer grain size in V30d20C and S30d20C. A finer particle size provides better filling of the pores in the interface between the aggregate and the binder, which increases the adhesion between the cement paste and the aggregates.

A suitable correlation between the modulus of elasticity and the compressive strength is shown in Table [4], with a trend toward an increase in the elastic modulus with an increase in the compressive strength in the CVC and the SCC; this relationship is well known in the literature on the subject. In general, the elastic modu-

lus values for the CVC were higher than the elastic modulus values for the SCC due to the smaller amount of coarse aggregates in the SCC and to the lack of minerals with binding properties. The difference between the moduli of elasticity of the CVC and the moduli of elasticity of the SCC was approximately 8% in the concrete that was mixed for a target compressive strength of 30 MPa. This difference decreased to approximately 2% in the concrete that was mixed for a target compressive strength of 50 MPa.

Table [4] reveals that the fracture energy for concrete V30d20C was approximately 12% higher than the fracture energy for V30d12F, whereas the fracture energy for V50d20F was 50% higher than the fracture energy for V50d12C. For the SCC, S30d12F presented a fracture energy that was 33% higher than the fracture energy for S30d20C, and S50d12C presented a G_f that was 77% higher than the G_f of S50d20F. Additionally, the SCC showed fracture energy values that were lower than the fracture energy values for the corresponding CVC. The only exception was S50d12C, which presented a fracture energy that was equivalent to the fracture energy of V50d12C.

The results listed in Table [4] show that the values for the CVC are slightly above the values suggested by recommendation TC 89-FMT, considering the dispersion of the linear regression slope (w_A) and the coefficient of variation that intercepts the regression line (w_C) [5]. The relative dispersion band width (m) was satisfactory. For the SCC, the values of the dispersion coefficients w_A , w_C and m were lower than the values of the dispersion coefficients suggested by the methodology, with the exception of the coefficients for concrete S50d20F, whose values were higher than the recommended values. This finding may indicate better technological control of the mixing process of SCC in relation to CVC, primarily due to the absence of vibration in the SCC.

The lengths of the FPZ for the SCCs were significantly lower than the values for the corresponding CVC. This result can be explained by the use of a larger amount of fine particles in the SCC. Fines tend to improve the properties of the interface between the aggregate and the binder and generate a greater aggregate grain fracture during crack propagation (Figure [4]). Consequently, the FPZ lengths for the SCC decreased due to lower tortuosity of the crack propagation path.

Table 4
Composition of the materials

Type of concrete	Compressive strength f_c (MPa)	Tensile strength f_t (MPa)	Modulus of elasticity E (MPa)	w_A	w_C	m	G_f (N/m)	c_f (mm)
V30d12F	47.0	3.88	31644	0.76	0.36	0.42	32.36	36.21
V30d20C	29.8	4.24	27980	0.79	0.97	0.84	36.39	36.01
V50d12C	48.3	3.25	30326	0.29	0.31	0.26	22.31	15.63
V50d20F	49.2	5.09	31574	0.77	0.36	0.39	33.65	34.68
S30d12F	45.7	4.16	29219	0.057	0.09	0.065	18.50	9.10
S30d20C	30.5	3.54	26104	0.17	0.13	0.13	13.90	18.18
S50d12C	52.4	4.37	29748	0.087	0.11	0.087	22.63	13.23
S50d20F	60.2	4.85	31188	0.17	0.35	0.20	12.78	8.28

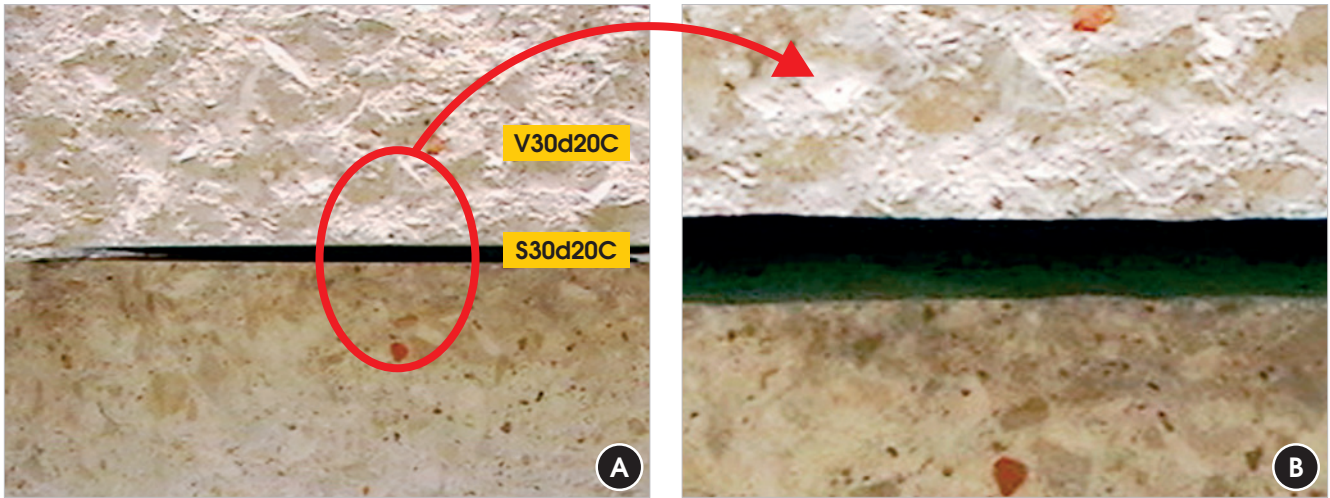


Figure 4
 (a) CVC fracture surface (above); SCC fracture surface (below); (b) enlarged detail

Figure [4] shows the fracture surface of a V30d20C beam (upper part of the photo) compared with the fracture surface of an S30d20C beam (lower part of the photo). As shown in Figure [4], V30d20C has a rougher fracture surface that is primarily characterized by crack propagation across the cement paste-aggregate interface, which contours the aggregate surface. In S30d20C, the fracture surface is smoother, in which a high incidence of aggregate grain fractures during crack propagation is observed. Thus, the fracture energy values and the length of the FPZ for SCC were lower than the fracture energy values and the length of the FPZ for the CVC (Table [4]).

The greater aggregate grain fracture in SCC is primarily attributed to the strengthening of the transition zone between the aggregate and the cement paste, considering the larger amount of fines in these concrete. In general, CVC had higher fracture energy values and FPZ lengths than the SCC. Note that the amount of fines can be directly related to the size of the FPZ and that the particle size

distribution and the amount of fines in the concrete influences the fracture energy values.

The influence of particle size distribution and maximum aggregate diameter on FPZ length is analyzed by the size effect graph (Figure [5]). The strengths of the concrete structures decrease with an increase in the size of the structures. In general, structures tend to be more brittle as they increase in size, which is described as the size effect and can be explained by fracture mechanics. As shown in Figure [5], note the decline in nominal strength with an increase in the size of the specimen. The decline observed is lower than $-1/2$, which corresponds to LEFM. The same figure also shows a band that corresponds to nonlinear fracture mechanics (NLFM).

The size effect can be analyzed via the double-logarithmic plot of the logarithm of nominal fracture strength σ_N divided by the empirical constant B and multiplied by the tensile strength f_t – i.e., $(\sigma_N/Bf_t) -$, versus the logarithm of β , which is the height of the beam divided by the characteristic length. The empirical constant B is calculated

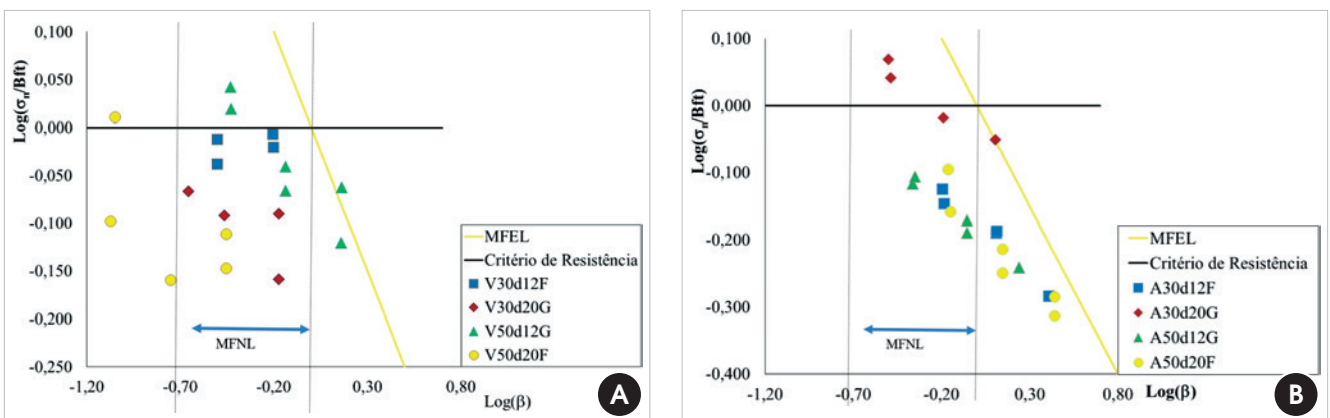


Figure 5
 (a) Size effect for CVC; (b) Size effect for SCCg

as a function of the value of C of the linear regression line; and β is the brittleness index of the material. As shown in Figure [5], the failure stress for the smaller specimens is proportional to the failure stress that is provided by the criteria given by the theory of strength of materials. In this case, a classical strength criterion may be applied to analyze the behaviors of these specimens. The horizontal line in Figure [5] represents a classical strength criterion that is based on stress. Large structures intensely show the size effect, i.e., the strength of the material at failure is proportional to the characteristic dimension of the material and corresponds to the classical LEFM, which is represented by the line with a slope of $-1/2$ in relation to the horizontal axis. In the region of the intersection between these two lines, that is, the intersection between the classical strength criterion and the criterion based on LEFM, a transition zone exists where NLFM should be adopted. The results of the majority of the tests performed with the concrete specimens are located in this transition zone (Figure [5]).

Figure [5a] shows that V50d12C is the closest CVC to the LEFM line; it shows the most brittle behavior and the smallest FPZ size, according to the fracture energy and FPZ length results in Table [4].

For the SCC, S50d20F exhibits the most brittle behavior and is significantly closer to the LEFM line (Figure [5b]), according to the G_f and c_f values in Table [4]. The SCC showed more brittle behavior than the CVC. When S30d12F and V30d12F as well as S50d20F and V50d20F are compared, the addition of fines to the SCC improved the properties of the interface between the aggregate and the paste for this concrete, which rendered them more brittle.

For the SCCs, when comparing S30d12F to S30d20C, note that the increased particle size distribution that is associated with the increased maximum aggregate diameter produced a 25% reduction in the G_f value and an approximately 100% increase in the c_f value. The comparison between S50d12C and S50d20F reveals that the reduced particle size distribution, which is associated with increased maximum diameter, produced a 43.5% reduction in G_f and a 37% reduction in c_f . The addition of fine particles to concrete improves the properties of the interface and increases its strength but causes it to become more brittle. A higher incidence of aggregate grain fractures was observed during crack propagation; this observation was noted when comparing the SCCs with the CVCs.

5. Conclusions

Based on the tests results, the following inferences were obtained:

- The methodology to determine the fracture parameters of CVC and SCC according to the RILEM TC 89-FMT specification, which is based on the size effect method, was adequate for routine use to characterize the concrete based on fracture mechanics because it is based on a simple load application system that only requires that the maximum load be achieved during the test, without the use of a servo-controlled machine. Thus, this methodology is perfectly viable for the characterization of concrete in a reasonably well-equipped laboratory with respect to aspects of softening and structural brittleness, based on estimates of the following properties: fracture energy and size of the fracture process zone.
- The SCC generally had lower fracture energy values than the fracture energy values of the CVC, as evidenced by the results of the size effect method, according to the RILEM TC 89-FMT recommendation. This brittle behavior is related to the improvement of the interface properties due to the use of a finer particle size distribution in the SCC compared with the CVC.
- The use of artificial sand in the preparation of the SCC to

increase the amount of fines was very effective in reducing the cost of production of these two types of concrete.

- The CVC and SCC exhibited similar behavior, considering the compressive strength, which was significantly influenced by the particle size distribution. The use of a finer particle size caused an increase in the compressive strength values. The moduli of elasticity for the SCC were slightly lower than the moduli of elasticity for the reference CVC, considering the same compressive strength level. However, this slight reduction in the modulus of elasticity can be compensated by increasing the productivity of the SCC and improving the construction process, as evidenced by lower coefficient of variation values for the SCC compared to the CVC.

6. Acknowledgements

The authors thank the Brazilian Ministry of Education (Ministério da Educação), Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel (Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES), National Council of Scientific and Technological Development (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq), Minas Gerais Research Foundation (Fundação de Amparo à Pesquisa de Minas Gerais - FAPEMIG), and the Ministry of Education and Science of Spain (Ministerio de Educación y Ciencia), Project PH2007-0044-PC, Project PCI2006-A7-0721 and Program CGCI MECD-DGU Brazil/Spain.

7. References

- [1] BITTENCOURT, T. N., *Fatura do Concreto Estrutural: Aspectos Teóricos Computacionais e suas Aplicações* [Fracture of Structural Concrete: Computational Theoretical Aspects and their Applications] Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.
- [2] BAŽANT, Z.P.; Size effect in blunt fracture concrete, rock end metal. *J. Eng. Mech-ASCE*, 110:518-35, 1984.
- [3] BAŽANT, Z.P.; Concrete fracture models: testing and practice. *Engineering Fracture Mechanics*. 2002, v.69, 165-205.
- [4] BAZANT, Z. P.; PLANAS, J.; *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasi-Brittle Materials*, 1998, CRC Press.
- [5] Serna, P., Taengua, E.G.; *Líneas básicas del diseño y análisis de experimentos*. Dpto. de Ing. de la Construcción y Proyectos de Ing. Civil Universitat Politècnica de València.
- [6] RILEM - "Draft Recommendation 89-FMC: Size-effect methods for determining fracture energy and process zone size of concrete", *Materials and Structure*, 1990, v.23, p.461-465.
- [7] BAZANT, Z. P.; PFEIFFER, P. A.; Determination of Fracture Energy from Size Effect and Brittleness Number. *ACI Materials Journal*, 1987, v. 84, pp. 463-480.

Experimental study of the mechanical behavior of self-compacting concrete based on fracture mechanics

Estudo experimental do comportamento mecânico do concreto autoadensável com base na mecânica da fratura



G. O. RIBEIRO ^a
gabriel@dees.ufmg.br

P. C. GUETTI ^b
guettipc@gmail.com

P. SERNA ^c
pserna@cts.upv.es

Abstract

Considering the physical nonlinearity of concrete and the fundamentals of fracture mechanics for quasi-brittle materials, the objective of this study was to determine the fracture energy and the length of the fracture process zone (FPZ) as well as the modulus of elasticity, the tensile strength and the compressive strength of self-compacting concrete (SCC) to characterize its mechanical behavior. A series of tests, including a three-point bending test of SCC and conventional vibrated concrete (CVC) specimens, with a notch at mid-span, and tensile and compressive tests were performed. The mechanical parameters obtained from the CVC specimens were considered as a comparative reference. The effect of the following variables was evaluated and considered at two levels: compressive strength (30 and 50 MPa), granular composition (fine and coarse particle size) and maximum diameter of the aggregate (12 and 20 mm). The effect of these variables on the mechanical behaviors of the SCC specimens was evaluated based on the test results of specimens of four types of concrete, which were obtained from the combination of the variables. The bending tests were performed according to the RILEM TC 89-FMT recommendations, which are based on the size-effect method.

Keywords: fracture mechanics, self-compacting concrete, size effect.

Resumo

O objetivo principal deste trabalho é caracterizar o comportamento mecânico dos concretos autoadensáveis (CAA), tendo em vista a não linearidade física e os fundamentos da mecânica da fratura para materiais parcialmente frágeis. Neste trabalho busca-se a determinação da energia de fratura e do comprimento da Zona de Processo de Fratura, além do módulo de elasticidade, da resistência à tração e à compressão. Para tanto, foi realizada uma série de testes constando vigas de CAA submetidas à flexão de três pontos e vigas de concretos convencionais vibrados (CCV), com entalhe no meio do vão, sendo que os parâmetros dos corpos-de-prova de CCV serviram como referência comparativa. Foram considerados com dois níveis de resistência à compressão (30 e 50 MPa), duas composições granulométrica (granulometria fina e granulometria grossa) e dois diâmetros máximo do agregado (12 e 20 mm). A avaliação da influência destas variáveis no comportamento mecânico do CAA foi feita a partir da dosagem de quatro tipos de concretos obtidos pela combinação das variáveis mencionadas. Os ensaios de flexão foram feitos de acordo com a recomendação do RILEM TC 89-FMT, que se baseia no Método do Efeito de Tamanho.

Palavras-chave: mecânica da fratura, concreto autoadensável, efeito de tamanho.

^a Department of Structural Engineering, School of Engineering, Federal University of Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brazil;

^b Institute of Sciences and Technology, Department of Civil Engineering, Federal University of Triângulo Mineiro, Uberaba, MG, Brazil;

^c Institute of Concrete Science and Technology, Department of Construction Engineering, Polytechnic University of Valencia, Valencia, Spain.

1. Introdução

O concreto autoadensável (CAA) surgiu no Japão em 1986, tendo sido utilizado pela primeira vez em 1988. O CAA pode ser definido como um concreto capaz de fluir e espalhar-se pela fôrma pela ação de seu peso próprio, transpondo obstáculos sem segregar e exsudar, garantindo uma distribuição uniforme dos agregados. Estas são as principais características deste composto em seu estado fresco.

O CAA é um caso típico de material parcialmente-frágil, que após atingir o valor máximo de sollicitação num ensaio de tração, apresenta um ramo de amolecimento no diagrama tensão-deformação, onde o valor da sollicitação diminui continuamente acompanhado por aumento significativo das deformações. O comportamento dos concretos pode ser formulado com a utilização dos fundamentos da Mecânica da Fratura, visando à simulação de um comportamento mecânico mais realista. A utilização adequada da Mecânica da Fratura, com aplicação de modelos matemáticos mais representativos do comportamento do concreto, pode conduzir à formulação de modelos constitutivos mais precisos e menos sujeitos aos efeitos de escala. Evidentemente, para a aplicação da Mecânica da Fratura, existe a necessidade da determinação de parâmetros experimentais que caracterizem o processo de fratura. A integração entre modelos matemáticos e a capacidade de determinação experimental dos parâmetros de tais modelos, possibilitam a utilização da mecânica da fratura do concreto em aplicações práticas (BITTENCOURT [1]).

BAŽANT [2,3] afirma que o efeito de tamanho observado nas estruturas de concreto é uma das principais razões para a aplicação dos conceitos da mecânica da fratura no concreto. O caminho

mais fácil para essa aplicação é por meio das formulações da mecânica da fratura elástico-linear (MFEL). Assim, baseado no modelo de trinca efetiva e na sua dependência de tamanho, BAŽANT et al. [4] definiram a energia de fratura (G_f) e o comprimento da zona de processo de fratura (c_f) com relação a estruturas de tamanho infinito e a uma geometria qualquer. Para se determinar G_f e c_f experimentalmente a partir de corpos-de-prova de tamanho moderado, os referidos autores propuseram a lei do efeito de tamanho, visando à caracterização do material, de modo a isolar a influência do tamanho e da geometria da estrutura.

2. Materiais e composição dos concretos

Os materiais utilizados para a produção dos vários tipos de CAA, que compõem o programa experimental são cimento CEM I 52,5R (UNE-EM 197-1, 2011), classificação da Norma Européia como sendo cimento Portland de alta resistência inicial, e cimento CEM II/B-M(V-LL) 32,5N (UNE-EM 197-1, 2011), classificação da Norma Européia como sendo um cimento Portland de resistência mediana com adição de cinzas volante de sílica e calcária, a composição destes cimentos é apresentada na tabela[1]; filler calcário; areia natural rolada e lavada; areia artificial calcária britada; aditivo polifuncional, redutor de água; superplastificante a base de éteres policarboxílicos; britas calcárias com diâmetros mínimos/máximos de 4/7 mm, 7/12 mm e 12/20 mm, e módulo granulométrico de 5,4; 6,6 e 8,5, respectivamente. O módulo de finura da areia natural foi de 2,8 e o da areia artificial de 2,5.

As dosagens dos concretos foram realizadas imaginando-se dois tipos básicos de concreto. O primeiro é um concreto convencional para obras em geral e o segundo um concreto adequado para as

Tabela 1

Composição dos cimentos

Componentes	Cimento	
	CEM II/B-M(V-LL)	CEM I 52,5R
Clínquer	65 – 79 %	95 – 100 %
Cinza volante de sílica e calcária	21 – 35 %	-
Constituintes minoritários	0 – 5 %	0 – 5 %
Características químicas	-	-
Sulfatos	< 3,5 %	3,4 %
Cloretos	< 0,1 %	-
Cal livre	-	1,7 %
Características físicas	-	-
Início de pega	> 75 minutos	> 45 minutos
Expansibilidade	< 10 mm	< 10 mm
Finura Blaine	4.493 cm ² /g	4.608 cm ² /g
Resistência à compressão	-	-
2 dias	-	> 30 Mpa
7 dias	> 16 MPa	-
28 dias	> 32,5 MPa	> 52,5 MPa

Tabela 2
Tipos de concretos

Tipos de concretos	Resistência à compressão f_c (MPa)	Diâmetro máximo do agregado $\Phi_{m\acute{a}x}$ (mm)	Granulometria	Nomenclatura	
				CVC	SCC
1	30	12	Fina	V30d12F	A30d12F
2	30	20	Grossa	V30d20G	A30d20G
3	50	12	Grossa	V50d12G	A50d12G
4	50	20	Fina	V50d20F	A50d20F

indústrias de estruturas pré-fabricadas, cujas resistências à compressão consideradas como de dosagem foram respectivamente de 30 e 50 MPa. A partir destes concretos foram escolhidas as variáveis de interesse da pesquisa, a saber: resistência à compressão; diâmetros máximos dos agregados, 12 e 20 mm; e granulometria fina e grossa.

A partir da escolha das variáveis de interesse realizou-se um estudo estatístico baseado em projeto de experimentos e no método de Taguchi apud Serna [5], para determinar o número de tipos de concretos necessários para a caracterização da influência destas variáveis de interesse no comportamento mecânico destes concretos. Este estudo indicou um número final de 4 tipos de concretos autoadensáveis (CAA) e 4 tipos de concretos convencionais vibrados (CCV), sendo que os últimos serviram como referência. A tabela[2] apresenta os tipos de CAA e CCV em função das variáveis de interesse.

Na nomenclatura adotada para os CCV conforme tabela[2], a primeira letra indica se o concreto foi vibrado ou é autoadensável: V indica que o concreto foi vibrado, A indica que é autoadensável; o número seguinte à primeira letra, indica a classe de resistência à

compressão, de acordo com a resistência alvo de dosagem, podendo ser 30 ou 50 MPa; a letra d corresponde ao diâmetro máximo do agregado, o diâmetro máximo do agregado 12 mm (d12) ou 20 mm (d20), respectivamente; a última letra indica a composição granulométrica, F equivale à granulometria fina e G equivale à granulometria grossa.

Após a definição dos tipos de concretos foi realizada a dosagem dos mesmos, para isso, foi tomada como base as dosagens dos concretos V30d20G e V50d12G.

A quantidade de cimento e o fator água/cimento foram determinados a partir da resistência à compressão desejada. A proporção dos agregados foi feita por meio da curva teórica de Bolomey, ajustando-se sempre o diâmetro máximo do agregado e a granulometria (figuras [1] e [2]). Para se obter uma granulometria mais fina ou mais grossa, variou-se a relação entre brita e areia, assim como a relação entre a areia artificial e areia natural. A partir da proporção dos materiais foram realizados testes com os concretos visando ajustar a quantidade de aditivo plastificante e superplastificante, assim como a quantidade de filler, que foi usado somente

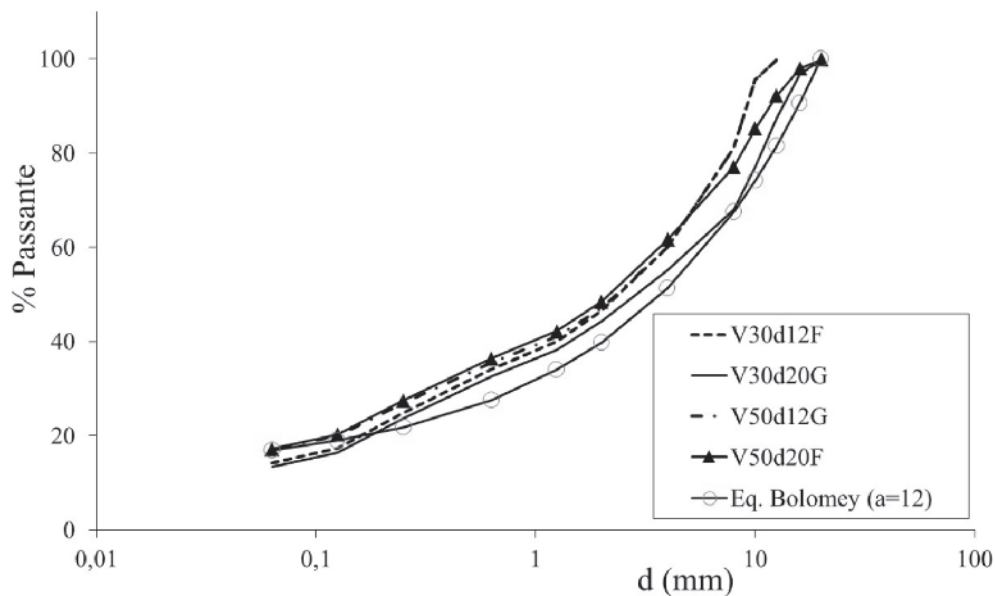


Figura 1
Curva granulométrica dos concretos convencionais vibrados

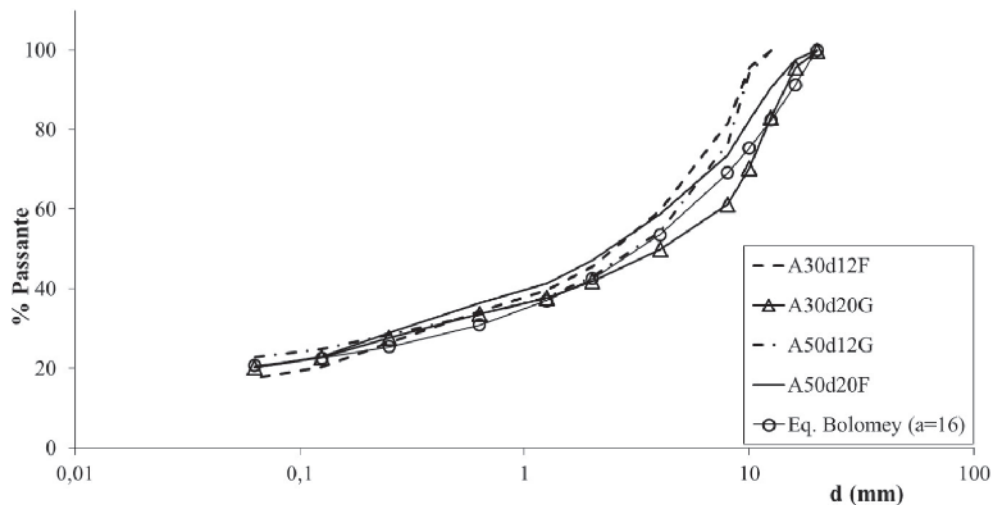


Figura 2
Curva granulométrica dos concretos autoadensáveis

no concreto A30d20G, para aumentar a viscosidade, evitando a segregação dos agregados. A tabela[3] apresenta a composição dos quatro tipos de CCV e CAA, assim como o resultado do ensaio de abatimento de tronco de cone Abrams (S), obtido para estes concretos, sendo medida a altura do abatimento nos CCV e o espalhamento nos CAA. A verificação da ocorrência de segregação foi feita por meio da inspeção visual, após o ensaio de cone de Abrams, no estado fresco, e por meio de corte longitudinal de corpos-de-prova cilíndricos de 15x30 cm, no estado endurecido.

3. Procedimentos experimentais e metodologia

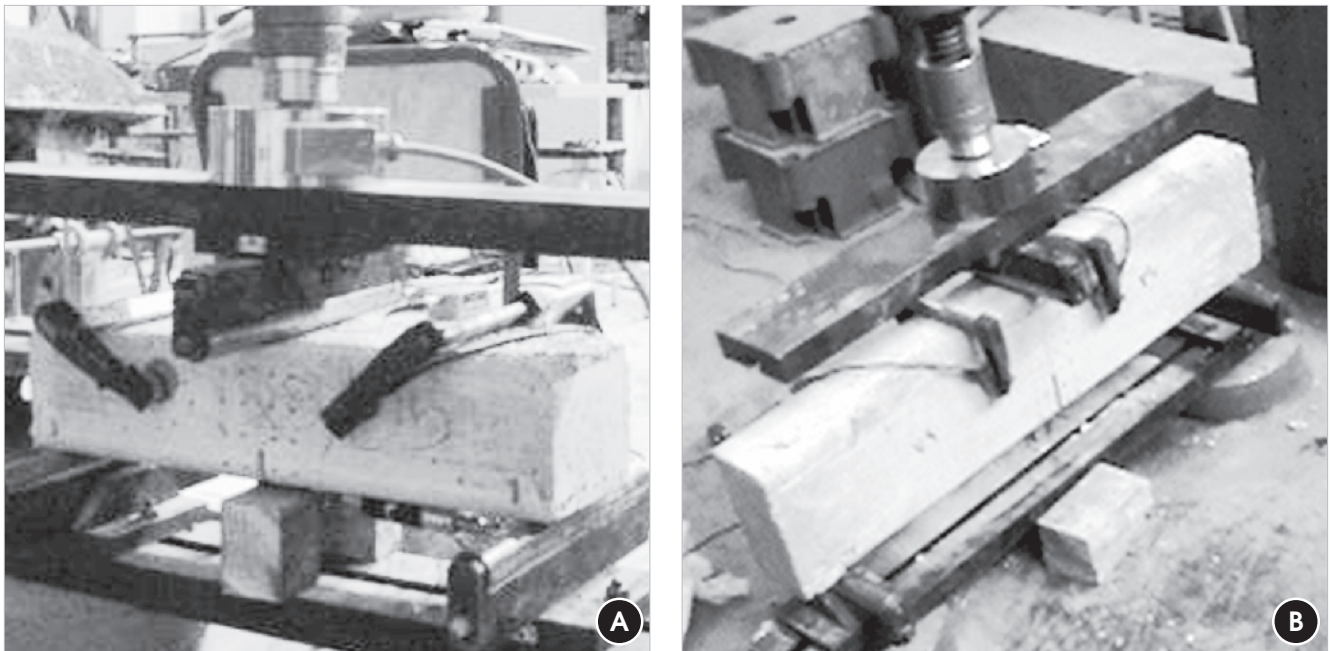
Seguindo a recomendação TC 89-FMT do RILEM [5], caracterizou-se o comportamento de pós-pico de carga do CAA, com base na energia de fratura, a partir dos valores máximos de carga aplicada aos corpos-de-prova e das dimensões dos corpos-de-prova. Nes-

te sentido, foram realizados ensaios de flexão em três pontos em vigas de concreto autoadensável (CAA), isto é, vigas apoiadas em dois pontos, com aplicação de carga concentrada na direção perpendicular ao eixo, no meio do vão, onde havia um entalhe reduzindo a altura da seção transversal e condicionando a localização de deformações (figura [3]). Foram obtidas as curvas de carga-abertura de fissura (*CMOD*) durante os ensaios. Atenção especial foi dada à avaliação da influência da resistência à compressão, diâmetro máximo do agregado e granulometria, nas propriedades que caracterizam o comportamento à flexão do CAA. Todas as etapas da pesquisa experimental foram realizadas no Laboratório ICITECH da Universidad Politécnica de Valência (UPV) na Espanha, a partir de um convênio entre o Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da UFMG (PROPEEs-UFMG) e a UPV apoiado pela CAPES.

Durante as investigação em laboratório foram realizados vários ensaios de flexão em três pontos em vigas com dimensões

Tabela 3
Composição dos materiais

Tipos de concreto	Cimento (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	Brita (kg/m ³)			Areia (kg/m ³)		Filer (kg/m ³)	Aditivos (kg/m ₃)		Cone Abrams (mm)
			4/7	7/12	12/20	Natural	Artificial		Plast.	Super.	
V30d12F	325	195	346	643	-	860	-	-	1,89	-	100
V30d20G	325	195	209	366	471	839	-	-	1,80	-	120
V50d12G	380	190	336	623	-	834	-	-	1,90	2,28	100
V50d20F	380	190	335	335	287	831	-	-	2,28	1,90	140
A30d12F	325	195	359	538	-	750	195	-	1,63	5,20	600
A30d20G	325	195	142	283	519	533	362	45	2,60	5,20	600
A50d12G	380	190	353	432	-	524	364	-	1,90	6,08	640
A50d20F	380	190	264	308	308	732	191	-	1,90	6,84	600


Figura 3

Ensaio de flexão em três pontos em vigas de concreto com entalhe no meio do vão de diferentes tamanhos. a) viga com dimensões 80 x 100 x 410 mm³; b) viga com dimensões 160 x 100 x 770 mm³

variadas. As dimensões adotadas para as vigas foram: 80x100x410 mm³, 160x100x770 mm³ e 320x100x1500 mm³, com entalhe de 1/6 da altura na seção do meio do vão. Também foram realizados testes de compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade em corpos-de-prova cilíndricos, para se determinar, respectivamente, as resistências à compressão e à tração, e o módulo de elasticidade. Os ensaios foram realizados nos exemplares de concretos aos 28 dias de idade. Após a concretagem, os corpos-de-prova foram mantidos cobertos com lona plástica no ambiente do laboratório, e posteriormente, após a desfôrma, foram conservados no ambiente do laboratório. Os entalhes foram feitos por meio de corte com disco adiamantado no período de 36 a 72 horas antes dos ensaios.

BAŽANT et al. [6] propuseram um método mais lógico de aplicar a mecânica da fratura elástica linear ao concreto, definindo a energia de fratura e o tamanho da zona de processo de fratura com base em corpos-de-prova de tamanho tendendo ao infinito, parâmetros denotados por G_f e c_f , respectivamente. A especificação TC 89-FMT prevê a determinação da energia de fratura (G_f) baseada neste método proposto por BAŽANT et al. [6], por meio de ensaios de flexão em três pontos, em vigas de concreto com entalhe na seção do meio do vão. Neste método, a energia de fratura é definida como energia específica, isto é, energia por unidade de área plana fissurada, requerida para a propagação de trinca em corpos-de-prova infinitamente grandes. Assim, teoricamente, a energia de fratura é independente do tamanho e da forma dos exemplares. As vigas devem possuir dimensões semelhantes e tamanhos diferentes, mantendo-se relação constante entre a altura da seção e o vão. Juntamente com a energia de fratura, deve-se determinar a resistência à tração, utilizando-se procedimentos tradicionais,

como por exemplo, o ensaio de compressão diametral em corpos cilíndricos e o módulo de elasticidade. De posse destes dados, a tensão nominal de falha pode ser determinada.

O procedimento experimental utilizado neste método é simples, pois os dados necessários para determinação da energia de fratura são os valores das cargas máximas e das dimensões de cada viga ensaiada, não sendo necessários equipamentos de extensometria sofisticados. A especificação TC 89FMT baseia-se na carga crítica aplicada e no comprimento da trinca elástica efetiva crítica. Os valores da energia de fratura (G_f), para peças de dimensões infinitas, são obtidos a partir da extrapolação das cargas máximas referentes a um número limitado de corpos-de-prova com dimensões finitas, através da regressão linear. Deve-se notar que um simples erro nos cálculos da inclinação da reta de regressão pode alterar significativamente o valor de G_f .

$$G_f = \frac{g_f(\alpha_0)}{E_c A} \quad (1)$$

onde E_c denota o módulo de elasticidade; A é a inclinação a inclinação da reta de regressão linear, e $g_f(\alpha_0)$ corresponde à energia de fratura adimensional determinada a partir da MFEL, considerando a razão entre o vão livre e a altura da viga igual a 4; α_0 é dado pela seguinte relação: $\alpha_0 = a_0/b$.

O valor de A é obtido a partir da reta de regressão linear ($Y = AX + C$). Os dados resultantes dos ensaios são a carga máxima e a dimensão característica das vigas ensaiadas, no caso, a altura da seção. O peso próprio de cada exemplar é somado aos valores das respectivas cargas máximas obtidas. Considerando Y como o inverso do quadrado da resistência nominal de cada viga e, X ,

a altura da respectiva seção transversal, efetua-se a regressão linear dos dados formados pelo conjunto de pares de valores X e Y , obtendo-se a equação da reta ($Y = AX + C$). No ensaio de flexão em três pontos, os valores de Y e X são expressos como:

$$Y = \left(\frac{b \cdot t}{p \cdot o}\right)^2 \quad X = b \quad (2)$$

Sendo que, b corresponde à altura da viga, t é a espessura e P^o a carga máxima obtida nos ensaios somada com o valor do peso próprio entre os apoios da viga.

4. Resultados e análise

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão, resistência à tração e o módulo de elasticidade são apresentados na tabela [4], assim como as variáveis de interesse consideradas em cada um dos tipos de CAA, juntamente com os valores da energia de fratura (G_f) e do tamanho da zona de processo de fratura (c_f). A dispersão dos resultados da regressão linear, obtidos foi avaliada pelos índices w_A , w_C e m , também é apresentada na tabela [4]. Sendo w_A a dispersão da inclinação da regressão linear, w_C o coeficiente de variação que intercepta a linha de regressão e m a largura relativa da faixa de dispersão.

Na tabela [4], observa-se que as resistências à compressão do V30d12F e do A30d12F apresentaram valores semelhantes, assim como do V30d20G e do A30d20G. As resistências à compressão do V30d12F e do A30d12F foram, em média, 54% superiores às do V30d20G e do A30d20G. Isto se deve à granulometria mais fina usada no V30d12F e no A30d12F em relação ao V30d20G e ao A30d20G. A granulometria mais fina proporciona um melhor preenchimento dos poros presentes na interface entre agregado e pasta, aumentando com isto a aderência entre a pasta de cimento e os agregados.

Na tabela [4], nota-se a boa correlação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão, com tendência de aumento do módulo de elasticidade com o incremento da resistência à compressão, tanto nos CCV quanto nos CAA, que é um fato bem conhecido na literatura sobre o assunto. Em geral, os valores de

módulo de elasticidade dos CCV foram superiores aos dos CAA, devido à menor quantidade de agregados graúdos presentes no CAA e à ausência de adições minerais com propriedades aglutinantes. A diferença entre o módulo de elasticidade dos CCV e dos CAA foi aproximadamente 8% nos concretos cuja resistência alvo de dosagem à compressão foi de 30 MPa. Esta diferença diminui para cerca de 2% nos concretos cuja resistência alvo de dosagem à compressão foi de 50 MPa.

Na tabela [4], observa-se que a energia de fratura do concreto V30d20G foi superior à do V30d12F em aproximadamente 12%, enquanto a energia de fratura do V50d20F foi 50% superior à do V50d12G. Nos concretos autoadensáveis, o A30d12F apresentou valor de energia de fratura 33% maior do que a do A30d20G, e o A50d12G apresentou valor de G_f 77% superior à do A50d20F. Observa-se também, que os CAA apresentaram valores de energia de fratura inferiores aos dos CCV correspondentes. A única exceção foi o A50d12G, que apresentou energia de fratura equivalente à do V50d12G.

Os resultados apresentados na tabela [4] mostraram que os valores dos CCV, considerando a dispersão da inclinação da regressão linear (w_A) e do coeficiente de variação que intercepta a linha de regressão (w_C), apresentaram-se pouco acima do sugerido pela recomendação TC 89-FMT [5]. A largura relativa da faixa de dispersão (m) mostrou-se satisfatória. Nos CAA todos os coeficientes de dispersão, w_A , w_C e m , apresentaram valores inferiores aos sugeridos pela metodologia, exceto os coeficientes para o concreto tipo A50d20F, que apresentaram valores superiores em relação aos recomendados pela metodologia. Isto pode indicar o melhor controle tecnológico do processo de concretagem dos CAA em relação aos CCV, devido, principalmente, a ausência de vibração destes concretos.

Em geral, os valores do comprimento da ZPF de fratura dos CAA foram significativamente menores do que os valores correspondentes dos CCV. Isto pode ser explicado pelo fato da utilização de uma maior quantidade de finos nos CAA, que tende a melhorar as propriedades da interface entre agregado e pasta, gerando uma maior ruptura de grãos de agregado durante a propagação da trinca (figura [4]), conseqüentemente, os valores do comprimento da ZPF de fratura dos CAA diminuíram, devido à menor tortuosidade do caminho de propagação da trinca.

Tabela 4
Características e propriedades mecânicas dos concretos

Tipos de concreto	Resistência à compressão f_c (MPa)	Resistência à tração f_t (MPa)	Módulo de elasticidade E (MPa)	w_A	w_C	m	G_f (N/m)	c_f (mm)
V30d12F	47,0	3,88	31.644	0,76	0,36	0,42	32,36	36,21
V30d20G	29,8	4,24	27.980	0,79	0,97	0,84	36,39	36,01
V50d12G	48,3	3,25	30.326	0,29	0,31	0,26	22,31	15,63
V50d20F	49,2	5,09	31.574	0,77	0,36	0,39	33,65	34,68
A30d12F	45,7	4,16	29.219	0,057	0,09	0,065	18,50	9,10
A30d20G	30,5	3,54	26.104	0,17	0,13	0,13	13,90	18,18
A50d12G	52,4	4,37	29.748	0,087	0,11	0,087	22,63	13,23
A50d20F	60,2	4,85	31.188	0,17	0,35	0,20	12,78	8,28

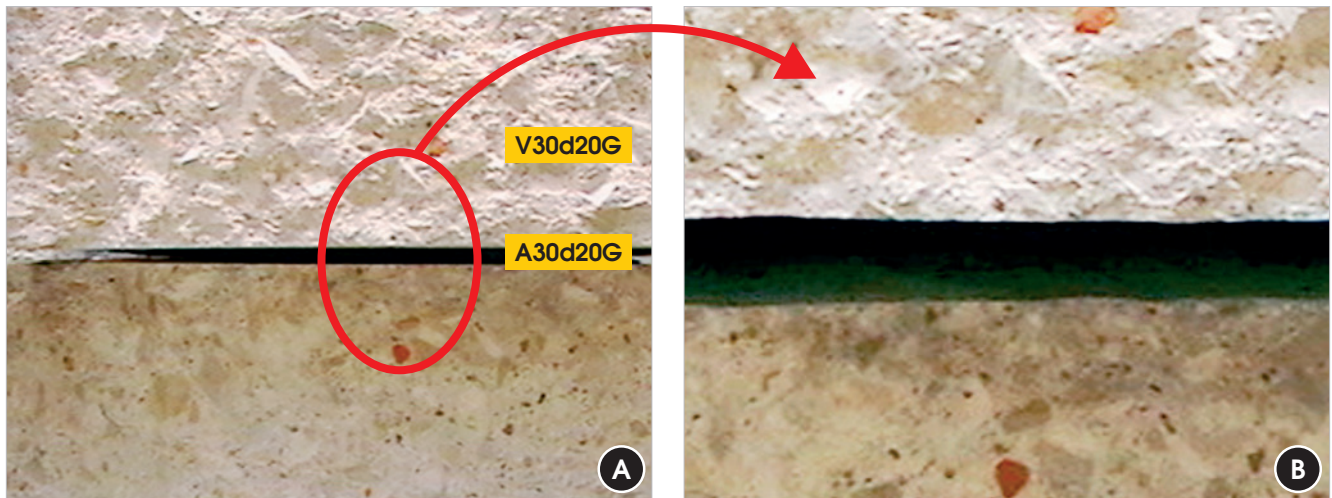


Figura 4
 (a) superfície de ruptura do CCV (acima) e do CAA (debaixo) (b) detalhe ampliado

A figura [4] mostra a superfície de fratura de uma viga do V30d20G (parte superior da foto) em comparação à superfície de fratura de uma viga do A30d20G (parte inferior da foto). Nota-se na figura [4], que o V30d20G apresenta uma superfície de fratura mais rugosa, caracterizada, principalmente, pela propagação da trinca através da interface agregado-pasta de cimento, contornando a superfície dos agregados. Por outro lado, no A30d20G, a superfície de fratura apresenta-se mais lisa, notando-se grande incidência de fratura dos grãos de agregado durante a propagação da trinca. Desta forma, tanto os valores da energia de fratura, quanto o comprimento da ZPF dos CAA foram menores do que os dos CCV (tabela [4]). A maior ruptura de grãos de agregado ocorrida nos CAA deve-se, principalmente, ao fortalecimento da zona de transição entre os agregados e a pasta de cimento, tendo em conta que nestes concretos a quantidade de finos presentes é maior. Em geral, os CCV apresentaram valores de energia de fratura e do comprimento da ZPF superiores aos dos CAA. Nota-se, que a quantidade de finos

pode estar diretamente relacionada com o tamanho da ZPF, e que a composição granulométrica influencia nos valores da energia de fratura, juntamente com a quantidade de finos presentes nos concretos.

Analisou-se a influência da composição granulométrica e do diâmetro máximo do agregado no comprimento da ZPF, por meio do gráfico de efeito de tamanho (figura [5]). A resistência das estruturas de concreto diminuiu, em consequência do respectivo aumento de tamanho da estrutura. Em geral, as estruturas tendem a ter um comportamento mais frágil com o aumento de suas dimensões, o que é descrito como sendo o efeito de tamanho e pode ser explicado com base nos fundamentos da Mecânica da Fratura. Nota-se na figura [5], o declínio da resistência nominal com o incremento do tamanho do corpo-de-prova. O declínio observado no trabalho do tamanho do corpo-de-prova. O declínio observado no trabalho é inferior a $-1/2$, que corresponde à mecânica da fratura elástica linear (MFEL). Na mesma figura apresenta-se também uma faixa correspondente à mecânica da fratura não-linear (MFNL).

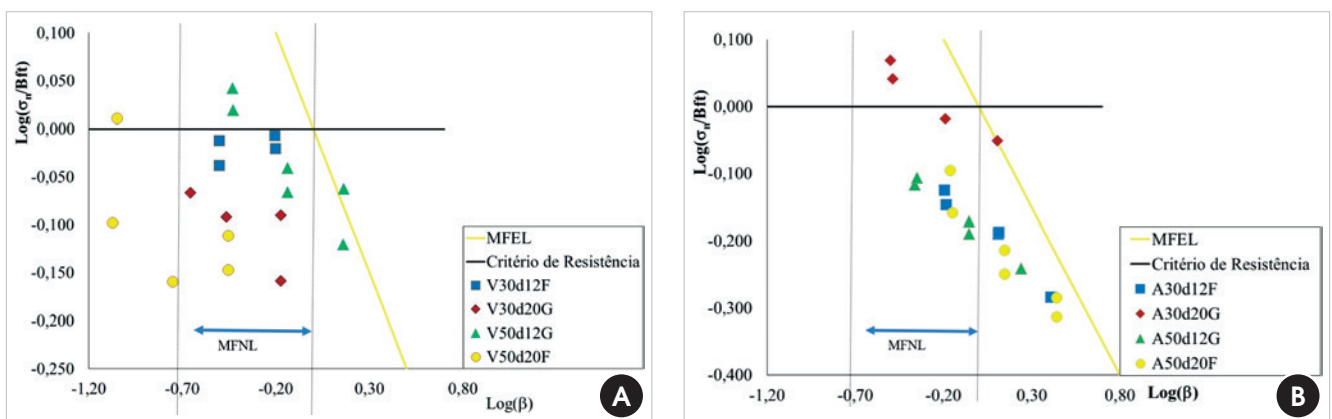


Figura 5
 (a) Efeito de tamanho dos CCV; (b) Efeito de tamanho dos CAA

O efeito de tamanho pode ser analisado através do gráfico bi-logarítmico, logaritmo da resistência nominal de fratura, $\sigma_{N'}$ dividida por uma constante empírica, B , multiplicada pela resistência à tração, f_t , - ($\sigma_{N'}/Bf_t$) versus logaritmo de β , que é a altura da viga dividida pelo comprimento característico. A constante empírica, B , é calculada em função do valor de C da reta de regressão linear; e β é o índice de fragilidade do material. Nota-se, através da figura [5], que nos exemplares menores, a tensão de falha é proporcional à prevista pelos critérios dados pela teoria da resistência dos materiais. Neste caso, um critério clássico de resistência pode ser aplicado para se analisar o comportamento destes exemplares. A linha horizontal na figura [5] representa um critério de resistência clássico baseado em tensão. As estruturas com grandes dimensões apresentam de forma mais intensa o efeito de tamanho, isto é, a resistência do material na falha é proporcional à dimensão característica do material e corresponde à MFEL clássica, representada pela reta com inclinação de $-1/2$ em relação ao eixo horizontal. Na região de interseção entre estas duas retas, isto é, interseção entre o critério de resistência clássico e o critério baseado na MFEL, ocorre uma zona de transição, onde deve-se adotar mecânica da fratura não-linear (MFNL). Os resultados da maioria dos testes com corpos-de-prova de concreto na presente pesquisa experimental situam-se nesta zona de transição (figura[5]).

Observa-se na figura [5a], que o V50d12G, dentre os CCV, é o que se encontra mais próximo à reta da MFEL, apresentando comportamento mais frágil e o menor tamanho da ZPF, conforme resultados da energia de fatura e do comprimento da ZPF apresentados na tabela [4].

Dentre os CCA, o A50d20F apresentou o comportamento mais frágil, aproximando-se de forma mais significativa da reta da MFEL (figura [5b]) e também observando os valores de G_f e c_f da tabela [4]. Em geral, os CAA apresentaram comportamentos mais frágeis que os CCV. Ao serem comparados o A30d12F com o V30d12F, e o A50d20F com o V50d20F, nota-se que a adição de finos nos autoadensáveis, melhorou as propriedades da interface entre agregado e pasta destes concretos, tornando-os mais frágeis.

Nos CAA, comparando-se o A30d12F com A30d20G, nota-se que o aumento da granulometria associado com aumento do diâmetro máximo do agregado produziu uma redução de 25% no valor de G_f e aumento de aproximadamente 100% no valor de c_f . Por outro lado, a comparação do A50d12G com A50d20F mostra que a redução da granulometria associada com aumento do diâmetro máximo produziu uma redução de 43,5 % no valor de G_f e redução de 37% no valor de c_f .

A adição de finos ao concreto melhora as propriedades da interface, deixando o concreto mais frágil, tendo sido observada uma maior incidência de ruptura de grãos de agregado durante a propagação das trincas. Isto pode ser observado comparando-se os CAA com os CCV.

5. Conclusões

A partir dos procedimentos de ensaios utilizados e dos resultados obtidos pode se ter as seguintes ilações:

- A metodologia para se determinar os parâmetros de fratura dos CCV e dos CAA, com base na especificação RILEM TC 89-FMT, fundamentada no Método do Efeito de Tamanho, mostrou-se adequada para utilização rotineira visando à caracterização dos concretos com base nos fundamentos da mecânica da fratura, pois baseia-se num sistema de aplicação de carga simples, necessitando apenas da obtenção da carga máxima durante o ensaio, sem a necessidade de utilização de máquina servo-controlada. Portanto, esta é uma metodologia

perfeitamente viável para caracterização do concreto no ambiente de laboratórios razoavelmente equipados, com relação aos aspectos de amolecimento e de fragilidade estrutural, a partir das estimativas das propriedades: energia de fratura e tamanho da zona de processo de fratura.

- Os CAA estudados em geral apresentaram valores mais baixos de energia de fratura que os CCV correspondentes, como comprovado pelos resultados do Método do Efeito de Tamanho, por meio da especificação RILEM TC 89-FMT. Esse comportamento mais frágil está relacionado à melhoria das propriedades da interface, devido à utilização de uma composição granulométrica com mais finos no caso dos CAA do que no caso dos CCV.
- A utilização da areia artificial na confecção dos CAA, visando aumentar a quantidade de finos, demonstrou ser bastante eficaz, possibilitando a redução do custo de produção destes dois tipos de concreto.
- Os CCV e os CAA apresentaram comportamentos equivalentes, considerando-se a resistência à compressão, que foi influenciada significativamente pela granulometria. O uso de granulometria mais fina proporcionou incremento dos valores de resistência à compressão. Os módulos de elasticidade dos CAA estudados foram ligeiramente menores do que os módulos de elasticidade dos CCV de referência, para um mesmo nível de resistência à compressão. Entretanto, esta ligeira redução observada para o módulo de elasticidade pode ser recompensada pelo aumento da produtividade dos CAA e pela melhoria do processo construtivo, comprovada pelos menores valores dos coeficientes de variação nos resultados obtidos para os CAA em comparação aos resultados dos CCV.

6. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer aos órgãos do Ministério da Educação do Brasil, CAPES, CNPq e FAPEMIG. E ao Ministério de Educación y Ciencia. Proyecto PH2007-0044-PC y Proyecto PCI2006-A7-0721. Programa CGCI MECD-DGU Brasil/Espanha.

7. Referências

- [1] BITTENCOURT, T. N., Fratura do Concreto Estrutural: Aspectos Teóricos Computacionais e suas Aplicações [Fracture of Structural Concrete: Computational Theoretical Aspects and their Applications] Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.
- [2] BAŽANT, Z.P.; Size effect in blunt fracture concrete, rock end metal. J. Eng. Mech-ASCE, 110:518-35, 1984.
- [3] BAŽANT, Z.P.; Concrete fracture models: testing and practice. Engineering Fracture Mechanics. 2002, v.69, 165-205.
- [4] BAZANT, Z. P.; PLANAS, J.; Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasi-Brittle Materials, 1998, CRC Press.
- [5] Serna, P., Taengua, E.G.; Líneas básicas del diseño y análisis de experimentos. Dpto. de Ing. de la Construcción y Proyectos de Ing. Civil Universitat Politècnica de València.
- [6] RILEM - "Draft Recommendation 89-FMC: Size-effect methods for determining fracture energy and process zone size of concrete", Materials and Structure, 1990, v.23, p.461-465.
- [7] BAZANT, Z. P.; PFEIFFER, P. A.; Determination of Fracture Energy from Size Effect and Brittleness Number. ACI Materials Journal, 1987, v. 84, pp. 463-480.

Variation analysis effects of square and rectangular columns section with different longitudinal reinforcement rates in the main reinforcement two pile caps analysis

Análise dos efeitos da variação da seção de pilares quadrados e retangulares com diferentes taxas de armadura longitudinal na armadura principal de tração de blocos sobre duas estacas



F. S. MUNHOZ^a
fabiana.munhoz@fatec.sp.gov.br

J. S. GIONGO^b
jsgiongo@sc.usp.br

Abstract

The pile-cap structural elements are used as a transition between the columns of buildings and foundations. The most appropriate method for the pile caps design is the Strut and Tie model. In most cases in the structural project is not considered the influence of certain parameters: the columns cross section and the amount of longitudinal reinforcement columns. This paper studies the effect of the variability of the geometric section of square and rectangular columns, with different longitudinal reinforcement rates, in the main reinforcement traction two pile caps. The basis for study was development experimental program in the Structures Laboratory of EESC-USP. The traction reinforcement bars strains are reduced the pile-caps central section to pile-caps sections that approximate cutting axis shows the experimental results. In models with columns of elongated rectangular section and with great reinforcement rates this reduction is smaller.

Keywords: pile caps, reinforced concrete, foundations, method of strut and tie.

Resumo

Os blocos sobre estacas são elementos estruturais utilizados para transição entre os pilares de edifícios e as fundações em estacas ou tubulões. O método das Bielas e Tirantes é recomendado para o projeto de blocos rígidos sobre estacas, mas, não considera a influência de parâmetros no comportamento do bloco, tais como: a forma da seção transversal e a área das barras da armadura longitudinal dos pilares. Este artigo tem o objetivo de estudar a influência da variação da seção de pilares quadrados e retangulares, com diferentes taxas de armadura longitudinal, na armadura principal de tração de blocos rígidos de concreto sobre duas estacas. Para isso foi desenvolvido um programa experimental em que doze modelos reduzidos de blocos sobre duas estacas foram construídos e ensaiados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP. Os resultados experimentais demonstraram que as deformações nas barras de armaduras do tirante são reduzidas da seção central do bloco para as seções que se aproximam do eixo da estaca. Esta redução é menor em modelos com pilares de seção retangular alongada e com grandes taxas de armadura.

Palavras-chave: concreto armado, blocos sobre estacas, fundações, modelo de bielas e tirantes.

^a Centro Paula Souza, FATEC, Faculdade de Tecnologia de Jahu, Jahu, SP, Brasil;

^b Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil.

1. Introduction

The pile caps “are volume structures used to transmit foundation forces for the piles” is defined by the NBR 6118: 2014 [1]. The pile caps in Brazil are widely used as the foundation of buildings, and must receive special attention, as when in operation, the inspection is difficult. The behavior of pile caps is defined as rigid or flexible. The rigid pile caps behavior is defined by work will bending in both directions, working shear in both directions and forces transmitted to column essentially compression struts. Strut and tie method as the best model to pile caps design.

In Brazil, the most common method for pile caps design is based on research Blévet & Frémy [2]. These authors recommend an application of the Strut and tie model based on experimental models tested by them. The method Blévet and Frémy [2] is recommended for forces centered on the columns and all piles need to be equally spaced from the centre column. This method can also be used for non centered forces from assuming that all piles remain subject to the most active force. The initial idea of the method is designed for columns of square section and centered forces.

There are variations of the geometric parameters of the columns in the structural designs pile caps, the cross sections may be square, rectangular or circular, that changes the scheme to be adopted and the nodal region to be checked. The pile caps may be subjected to different types of actions: vertical loads, moment. For a given pile cap, there may be many models of trusses representing fields statically balanced and plastically permissible stresses. Horizontal loads, and this can also change the truss model to be considered. Research have been seeking to study the various factors that can influence the strut and tie model applied to pile caps. There are questions about influence area and the shape of the section of the column: which model can be used in the design pile caps that receive columns sections composed of several rectangles? which the association model various columns on the same pile caps? There are few studies that show the influence of different types of foundation piles in the adopted calculation model.

This paper aimed to study the influence of the column section with different rates of longitudinal reinforcement in the ties rigid two pile caps reinforcement.

The research proposal led to the perception that the design of pile caps with rectangular columns is not equal to considered for square columns. According to Fusco [3] when there are different reinforcement ratios in columns force is transmitted for the pile caps at different heights, which can change the height of the truss (analysis subject in the different methods) changing forces in the tensile reinforcement bars. In this research was chosen do an experimental analysis of models with different sections of columns and different reinforcement ratios, were not found in literature studies with pile caps which varied these parameters.

2. The pile caps design

2.1 Analytical methods

The method based on research and Blévet Frémy [2] applies to rigid pile caps with forces centered on the columns and all equally spaced piles of the column center.

The tests performed by Blévet & Frémy [2] pile caps were analyzed containing two, three and four piles, for five pile caps adapted to formulation existing for the model with four piles. This method is limited to these models.

Blévet & Frémy [2] method is based on hypotheses that differ from Strut and Tie method. The method does not define the nodal regions and tensions that need to be checked. This method makes a check of the compressive stress in the struts, not the nodal regions as suggested by the model strut and tie. Blévet & Frémy [2] method does not define dimensions strut and tie is therefore similar to a truss model.

A procedure also used by some designers structures is the method suggested by the CEB-FIP [4]. This routine design is applied to pile caps with a distance between the faces of the column to the axis of the furthest pile varying between one third and half the pile cap height. The method suggests a calculated bending considering an internal reference section relative to the face of the column, and measured distance of 0.15 from the side of the column in the considered direction. For verification of the resistance capacity of shear force, is defined the distant external reference section of the face of the column of a length equal to half the pile cap height. In case of surrounding the column piles, which are distant less than half the pile cap height, the section considered coincides with the face of the column.

The two main methods are based on different assumptions. The Blévet & Frémy [2] method adopts a model truss and checks compressive stresses considering the sections of the column and the piles projected in the direction perpendicular to the axis of the strut; CEB-FIP [4] method indicates safety checks to normal and shear stresses with the internal forces determined in particular cross sections.

The present study been used Fusco [3] recommendations for the design of experimental models. Fusco [3] suggests Strut and Tie method for the design of pile caps, the author adopts particular characteristics in the analytical model. In verifying the security of struts compressed, the author considers that the stress acting on the column decreases along a height (x) in block, this height is influenced by the section of the column (square or rectangular) and the longitudinal reinforcement ratio of the column. Fusco [3] concludes that the diagonal struts are formed from this horizontal section at a depth x where the active stress on the column can be considered smaller because the collaboration of reinforcement column. With these deductions it is concluded that the struts inclination is reduced, the resultant force influencing tie force.

The anchoring of traction reinforcement bars is also an important factor in the pile caps design. Some authors recommend procedures that may consider reductions in these lengths. This anchorage length in the pile caps can be measured from the plane containing the of the pile center or plane tangential the pile the block and the internal. In this research the experimental results allowed the discussion of anchoring the reinforcement of pile caps.

2.2 Normative instructions

Currently, the main international standards have two design methods: Bending method and Strut and tie model, there is logic in preference to application of the first flexible pile caps and the second in rigid pile caps.

The Brazilian standard NBR 6118: 2007 [5] classifies the structural behavior of pile caps as: rigid and flexible. For rigid pile caps the structural model adopted for design can be three-dimensional, linear or non-linear models and three-dimensional Strut and tie model, which are preferred by better define the distribution of forces. The NBR 6118: 2007 [5] does not provide in its text a script for checks and design.

The latest Brazilian standard NBR 6118: 2014 [1] has chapter dealing about struts and tie models, as well as other international standards. In this chapter are recommended parameters resistance limits of nodal regions for strut and tie models.

EHE [6] recommendation is used for each case of pile caps, a different strut and tie model. The standard suggests dimensioning equations for the primary and secondary reinforcement of the most common pile caps models. According to the Spanish standard to check the resistance of nodes usually is not necessary if the piles are molded in place and that the columns and the piles have compression strength of concrete equal to the pile caps. Other cases need the checks in the nodal regions. For pile caps considered flexible to EHE [6] recommends the time to calculate bending in critical section, these criteria are similar to CEB-FIP [4] method.

When the distance between piles is greater than twice the pile caps height are the American code-ACI 318-08 [7] verification is recommended to checking bending. For cases of pile caps in which the ratio of the distance between the piles is less than twice the pile caps height is used strut and tie models according to the recommendations of Appendix AACI 318-08-code [7]. This appendix was included in the American standard since 2002 and presents a general procedure for elements of design using strut and tie a model, such as limits for stresses in the struts and nodal regions and minimum values of the inclination struts.

This section can be ended that most of the standards does not

have oriented models or scripts for the design, except for the EHE [6], which provides models for the most common cases, and suggests consideration of models for particular cases.

2.3 Recent research with emphasis on pile caps design criteria conducted in Brazil

In the 70s and 80s, in Brazil, there was little research on the subject, but from the 90s began to emerge some work.

Miguel [8] conducted numerical and experimental analysis in order to study the behavior of rigid three pile caps. It's important to use the same main reinforcement positioned on piles and varied areas, in the tested models. In order to study the development of cracks and failure modes it's possible to reinforcement that. The models tested by the researcher broke by splitting the compressed strut, and after reached yield strength of steel. The author concludes that the Blévoit and Frémy [2] method provides conservative results as all experimental models reached ultimate load greater than those estimated by the theoretical model.

Souza [9] investigated methods Finite Element Method and Stringer-Panel Method. The main elements that the author studied were the deep beams and pile caps. This concrete elements wasn't considered the Bernoulli hypothesis. The author proposes to establish variation limits for cracking strength and ultimate strength, especially when you have no experimental data. According to the author, a linear analysis can lead to building a model, and nonlinear analysis provides answers the service elements. Comparing numerical results and analytical Souza [9] found a difference of 20% in the results of ultimate strength. The author also observes that the analytical model limiting the stress equal to $1.4 f_{ck}$ is conservative. In general, the researcher found that for complex structures, such as pile caps, an alternative de-

Table 1

Measures of columns, pile caps and piles and longitudinal reinforcement ratio

Series	Models	Concrete		Pile caps Cross section (cm)
		Cross section (cm)	Longitudinal reinforcement ratio (%)	
B110	B110P125R1	12,5x12,5	1,0	15,0x110,0
	B110P125R25		2,5	
	B110P125R4		4,0	
B115	B115P250R1	12,5x25,0	1,0	15,0x115,0
	B115P250R25		2,5	
	B115P250R4			
B120	B120P375R1	12,5x37,5	1,0	15,0x120,0
	B120P375R25		2,5	
	B120P375R4		4,0	
B127	B127P500R1	12,5x50,0	1,0	15,0x127,0
	B127P500R25		2,5	
	B127P500R4		4,0	

sign is to use in conjunction Strut and tie a Method and Finite Element Method. It also concludes that Strut and tie a Method is safe for the design of rigid pile caps.

Delalibera [10] conducted experimental and numerical analysis of two pile caps models. The researchers tested 14 models in real scale. In models tested researcher varies reinforcement arrangements, pile caps height, the sections of the columns and the position of application of compressive strength. The models tested by Delalibera [10] broke by splitting the compressed strut. The rupture of the concrete (the strut) occurred near the column, and in some cases close to pile, formed a break-up along the pile caps height caused by shear strength. Delalibera [10] proposed models strut and tie for case studies based on the results obtained by means of experimental and numerical analysis.

Buttignol [11] conducted numerical analysis with two and three pile caps. The researcher made a comparison of numerical results and experimental results of other authors observed parameters such as stiffness, flow stresses, plastic deformation, type of failure and bearing capacity. The researcher made some changes in the models to check variations in the flow stress and the reinforcement. Analyzing the results obtained Buttignol [11] reached some important conclusions: numerical models showed similar results to the experimental. The numerical model was more rigid than the experimental, in three pile caps was failure by breaking the concrete, splitting the compressed strut and after reached yield strength of steel, in two and three pile caps of the tensile reinforcement anchoring hooks had small stresses, Strut and tie a Method is safe for the design of pile caps.

In this section it was found that the research has advanced in Brazil contributing to the design criteria for pile caps.

3. Experimental program and materials

This section describes the design, construction of models and description of the tests performed. An analysis of the steel and concrete materials was done previously. Subsequently they were designed, constructed and tested twelve models of two pile caps in 1: 2. The models were built without the side flaps for better understanding of the deformations in the concrete face. This stage was conducted in the Structures Laboratory of the Department of Structural Engineering School of Engineering of São Carlos - USP.

3.1 Design of experimental models

The initial idea was to study pile caps in the case of columns with different areas of cross sections. With the literature review noted that there were no experimental studies that considered the column reinforcement ratio with the transmission of forces on the pile caps and the influence of these factors on the main reinforcement (ties) of the pile caps. experimental models were adopted with the sections of the columns: 12.5 cm x 12.5 cm, 12.5 cm x 25.0 cm, 12.5 cm x 37.5 cm and 12.5 cm x 50.0 cm. The reinforcement of the columns rates were 1%, 2.5% and 4%, totaling 12 different types of columns. They were adopted the same height for all pile caps and the same angle of inclination of the compressed struts. The design of the scale models was made from measurements in real size considering the geometric scale 1: 2.

The models were divided into four different series. The terminator used was based on the distance between the axes of the piles

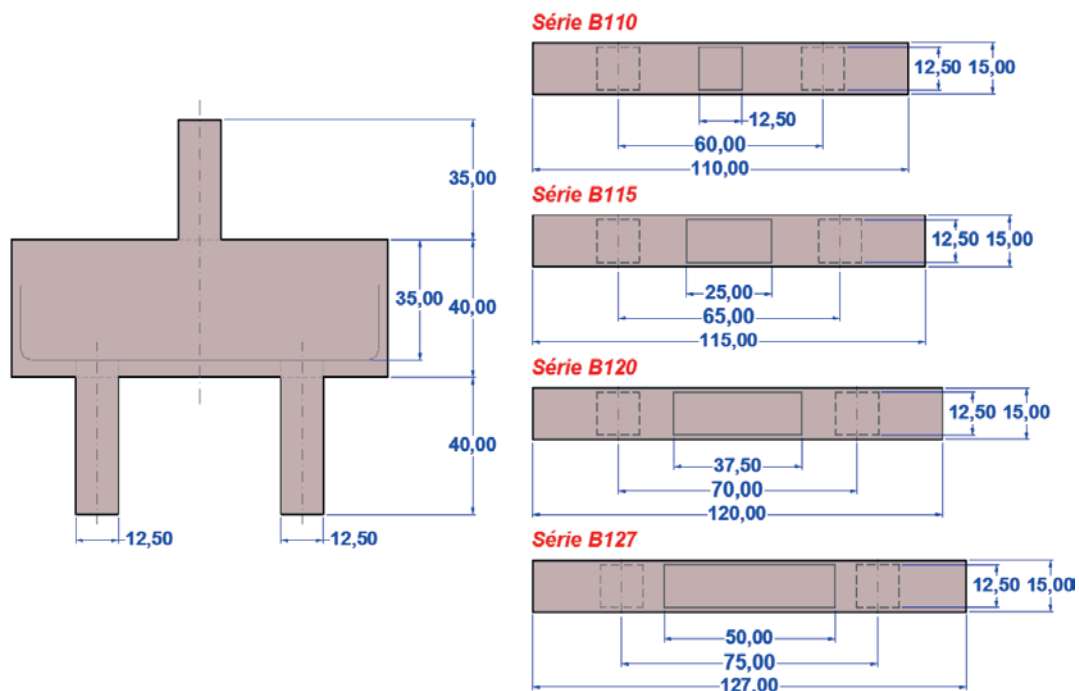


Figure 1
Main measures (cm) of the experimental pile caps

Table 2

Summary of reinforcement of experimental models

Series	Models	Columns		Pile caps		Piles	
		Longitudinal reinforcement	Steel stirrups	Tie reinforcement	Steel stirrups	Longitudinal reinforcement	Steel stirrups
CC1	B110P125R1	4 ϕ 8,0	ϕ 5,0 c/2cm	4 ϕ 12,5	ϕ 6,3 c/10cm	4 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/4cm
CC0	B110P125R25	4 ϕ 12,5	(strapping)				
CA1N	B110P125R4	4 ϕ 16,0	ϕ 5,0 c/4cm				
CA0N	B115P250R1	6 ϕ 8,0	ϕ 5,0 c/2cm	4 ϕ 12,5	ϕ 6,3 c/10cm	4 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/4cm
CA1R	B115P250R25	8 ϕ 12,5	(strapping)				
CA0R	B115P250R4	8 ϕ 16,0	ϕ 5,0 c/4cm				
CC1	B120P375R1	10 ϕ 8,0	ϕ 5,0 c/2cm	6 ϕ 12,5	ϕ 6,3 c/10cm	4 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/4cm
CC0	B120P375R25	10 ϕ 12,5	(f strapping)				
CA1N	B120P375R4	10 ϕ 16,0	ϕ 5,0 c/4cm				
CA0N	B127P500R1	14 ϕ 8,0	ϕ 5,0 c/2cm	5 ϕ 16,0	ϕ 6,3 c/10cm	4 ϕ 16,0	ϕ 5,0 c/4cm
CA1R	B127P500R25	14 ϕ 12,5	(strapping)				
CA0R	B127P500R4	14 ϕ 16,0	ϕ 5,0 c/4cm				

(this distance is varied to maintain the same angle of inclination), the extent of the column section in the axis direction that contains piles, and the reinforcement adopted rates column. For example, the B110P125R1 model B110 refers to the block with a distance of 1.10 m between axes piles P125 column with edge of 12.5 cm and R1 refers to reinforcement ratio of 1%. The main measures of the models are shown in Table 1.

All columns were constructed of 35 cm, the blocks were 40 cm and piles 40 cm. For all piles was adopted a square cross section of 12.5 cm x 12.5 cm. Figure 1 also shows the main dimensions of the pile caps models.

For the design of the pile caps and columns adopted the characteristic compressive strength of concrete (f_{ck}) of 25 MPa for piles were considered $f_{ck} = 50$ MPa and the steel bars were CA-50 category ($f_{yk} = 500$ MPa). In experimental models were not adopted safety factors in the design of the columns and blocks, they were only considered in the design of the piles. The justification for adoption

of these parameters is possible that during the test did not occur premature failure of the piles.

For the design of the models they used the method of Blévoit & Frémy [2] the recommendations of NBR 6118: 2007 [5] and Fusco [3]. A summary of calculated reinforcement is shown in Table 2.

To calculate the anchoring of strut reinforcement bars adopted the procedure proposed by Burke [12]. The favorable effect of compression of struts was found by increasing the a adhesion strength. The pile axis had considered by the anchor bars star point (perpendicular to the pile caps).

3.2 Construction of models

The first step of building was the assembly of the wooden mold laminated 15mm thick. Following analyzes were made of the materials used, concrete and steel.

Previously discussed in the construction of models were used



Figure 2

Initial stages of construction of experimental models



Concreting piles



Installation of reinforcement pile caps in molds



Concrete pile caps

Figure 3

Stages of construction of experimental models

different concrete compressive strength. For pile caps and columns was used ready-mix concrete with compressive strength of 50 of 25 MPa. For piles the characteristic concrete with compressive strength of 50 Mpa. Had been done it is little concrete of the piles was done in the Structures Laboratory of EESC-USP. They were used for reinforcement CA-50 steel bars with nominal diameters of 6.3 mm, 8.0 mm, 10.0 mm, 12.5 mm and 16.0 mm, CA-60 steel diameter 5.0 mm The reinforcement strain were measured with the use of strain gages placed in the tensile reinforcement pile caps, prior to the concreting of the models.

Figure 2 shows the initial stages of construction of the models.

The concreting of the pile caps models was done in two stages. First, they were concreted piles and then the pile caps and columns. Figure 3 shows the final steps in the construction of experimental model.

3.3 Equipment, instruments and materials for testing

The Structures Laboratory of EESC-USP performed the tests. The main equipment used was the Instron 8506 machine with a nominal capacity of 2500 kN force, the possibility of using this machine was given by to rehearse models reduced in scale 1: 2. For data acquisition, system used a computer System 500. Figure 4 shows details of the equipment.

They were also used two load cells with 2000 kN capacity for action of forces in the piles. For measurements of the displacements at the base and sides of the models were used five displacement transducers. Autotest-2000 machine has been used to test specimens for analysis of materials.



Instron 8506



Model positioned for the test

Figure 4

Equipment for testing

4. Results presentation

The experimental results sought to assess the form of failure the analyzed pile caps and the influence of variations in measurements of the long sides and longitudinal reinforcement rates of the columns in deformation of the main reinforcement bars of traction pile caps. Additional data can be obtained in Munhoz [13].

4.1 Description of tests

The models were tested with equipment that applies force on the upper surface of the column via a piston controlled by displacement. The piston displacement speed was 0,002 mm/s. Models had similar behavior in the tests. The cracks configuration had similar developments in all models. The first cracks appeared at the bottom of the pile caps, with an increase of forces appeared inclined cracks in the lateral face of the pile caps in the column direction and pile, inclined cracks evolved in length and opening until failure models. Figures 5 and 6 show the evolution of cracking had been tested in models.

In all models after failure observed arcing, outlining the path of flow

of compressive stresses. Cracking did not occur in the regions located at the top edges and corners. In models of B127 series it was observed that in the region below the column an integral region without formation of cracks.

4.2 Open cracks and failure strengths analysis

In tests the forces that caused the first cracks were been recorded. monitoring of the cracks openings was made.

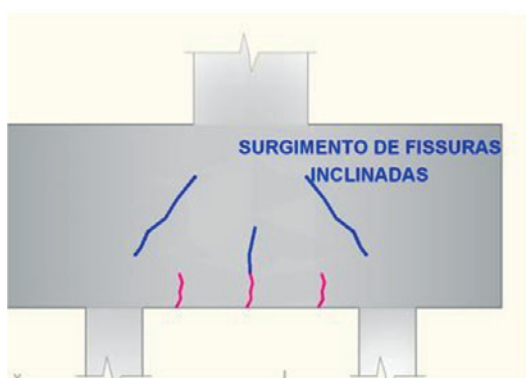
The openings of the cracks in the tested models blocks have values between 0.5 mm and 0.8 mm, considering the final stage of force. NBR 6118: 2007 [5] predicts 0.40 mm openings limits, structure in service, with the purpose of reinforcement corrosion protection. In this research reinforcement cover were lower than recommended by the standard. Importantly, maximum values presented are the structure failure.

Important data with respect to the openings of the cracks is the index that indicates the percentage of strength in that the first crack occurred (F_r) compared the failure strength (F_u). These data are shown in Table 3.

It is possible to analyze in Table 3 B110 models series with



Initial cracks visible in the lower part of the block



Emergence of inclined cracks

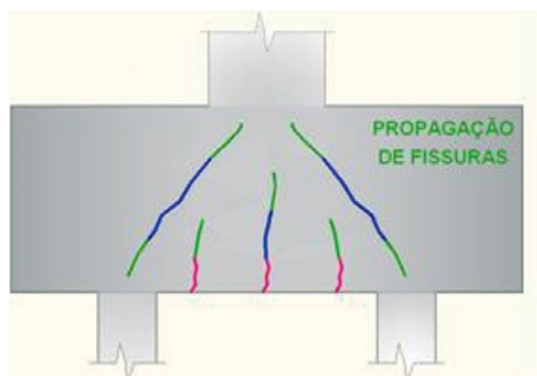


Figure 5

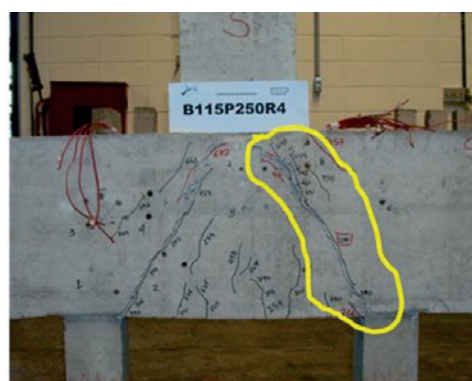
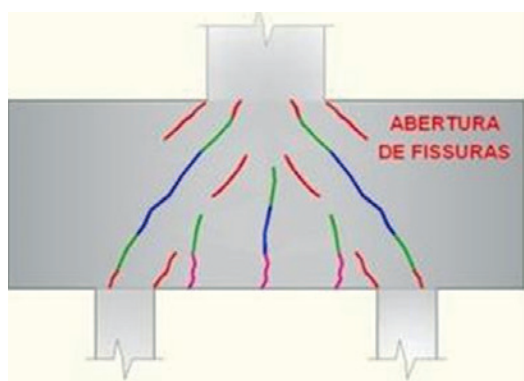
Evolution of cracks in models of two pile caps

quadradas columns presented first cracking later. other models showed first cracking with values between 20% and 27% of the failure strength.

Theoretical ultimate loads were calculated using the method of Blévoit & Frémy [2], first utilizando expressões 1 (limit strength in the upper nodal zone) and 2 (limit strength in the inferior nodal



Propagation inclined cracks



Opening inclined cracks (failure models)

Figure 6
Configuration of cracking in the tested models

Table 3
Failure Strength x Strength causes first crack

Series	Models	F_u (kN)	F_r (kN)	F_r / F_u (%)
B110	B110P125R1	431,11	225,00	52,2
	B110P125R25	577,08	198,00	34,3
	B110P125R4	590,73	240,00	40,6
B115	B115P250R1	712,67	158,00	22,2
	B115P250R25	736,02	148,00	20,1
	B115P250R4	763,64	154,00	20,2
B120	B120P375R1	850,78	235,00	27,6
	B120P375R25	807,13	198,00	24,5
	B120P375R4	924,26	201,00	21,7
B127	B127P500R1	1028,30	276,00	26,8
	B127P500R25	979,88	247,00	25,2
	B127P500R4	969,35	185,00	19,1

Table 4
Experimental and theoretical strength

Series	Models	$F_{u,exp}$	$F_{u,teo}$	$F_{u,teo} / F_{u,exp}$
B110	B110P125R1	431,11	299,67	0,70
	B110P125R25	577,08	299,67	0,52
	B110P125R4	590,73	299,67	0,51
B115	B115P250R1	712,67	609,73	0,86
	B115P250R25	736,02	609,73	0,83
	B115P250R4	763,64	609,73	0,80
B120	B120P375R1	850,78	620,23	0,73
	B120P375R25	807,13	620,23	0,77
	B120P375R4	924,26	620,23	0,67
B127	B127P500R1	1028,3	630,83	0,61
	B127P500R25	979,88	630,83	0,64
	B127P500R4	969,35	630,83	0,65

zone) the equaling stresses in struts along the column and piles.

$$\sigma_{zn,s} = \frac{F_{teo,p}}{A_p \cdot \sin^2 \theta} = f_{ck} \quad (1)$$

$$\sigma_{zn,i} = \frac{F_{teo,e}}{2 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta} = f_{ck} \quad (2)$$

where:

A_p – Column cross-sectional area;

A_e – Pile cross-sectional area;

$F_{teo,e}$ – Normal force from the pile;

$F_{teo,p}$ – Normal force from the column;

$\sigma_{zn,s}$ – strength in the upper nodal zone;

$\sigma_{zn,i}$ – strength in the inferior nodal zone.

Theoretical ultimate loads by using the expressions (1) and (2) were been calculated initially, it is expected characteristic of the concrete compressive strength of 25 MPa. The mean compressive strength of concrete was 33.85 MPa, used in models of pile caps, considering that it should multiply by 0.9 so that there is equivalence between specimen and structure, is estimated to average strength of concrete compression equal to 30.47 MPa. Whereas the theoretical ultimate load should be smaller force between the

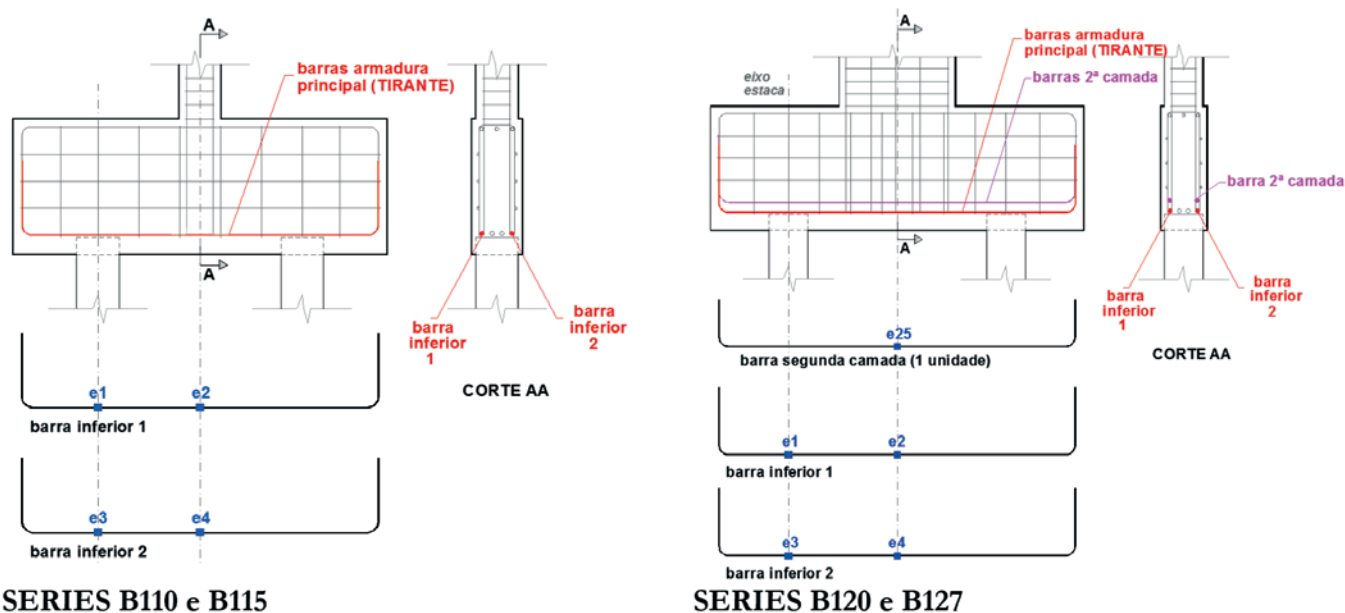


Figure 7
Strain gages positions in tie reinforcement

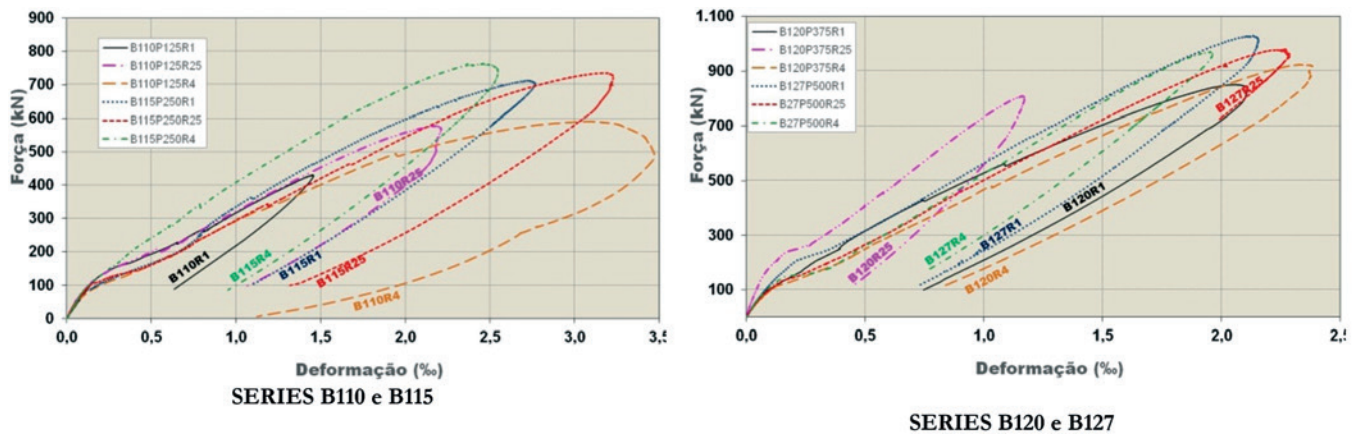


Figure 8
Mean measured strains in strain gages e2 and e4 (central position)

determined verification criteria presented in Table 4 was made a comparative analysis between the experimental and theoretical ultimate strength.

Table 4 we analyzed models B110 series with the increase in reinforcement rate in the columns was been increased in the ultimate experiment strength. In the series B115 and B120 the greatest ultimate strength was achieved by models with higher reinforcement rates in columns, B115P250R4 and B120P375R4. Same analysis for series B127, the greatest ultimate strength occurred in the model with lower reinforcement rate, B127P500R1, this was due to the influence of different reinforcement rates.

The B110 series were the models showed lower values of relationship $F_{u,teo} / F_{u,exp}$, except B110P125R1 model, which had premature failure of the column. All models showed higher experimental strength than the theoretical strength.

4.3 Strain measured on the bars of tie reinforcement

Two pile caps strain measured on the bars of tie reinforcement measured with strain gages. They were instrumented two bars, as shown in Figure 7, strain gages were bonded in the sections coincident with the pile caps center (e2 and e4) and in the position that coincides with the axis of the pile (e1 and e3). Considering the symmetry instrument to one side of the pile caps.

The gages points chosen allowed the calculation of the stress in the tie reinforcement, enabling analysis of experimental and theoretical results. The pile caps of the series B120 and B127 were designed with bar reinforcement in the second layer, had one of the second instrumented layer bars in the center position (e25).

The gages 1, 2, 3 and 4 leased in the same position, but in different bars, showed similar performance can be considered that all

Table 5

Strain measured by strain gages x ultimate experimental strength

Models	Ultimate experimental strength (kN)	Strain measured e1 e e3 (‰)	Strain measured e2 e e4 (‰)
B110P125R1	431,11	0,55	1,45
B110P125R25	577,08	1,31	2,18
B110P125R4	590,73	1,28	3,10
B115P250R1	712,67	1,12	2,71
B115P250R25	736,02	1,30	3,19
B115P250R4	763,64	1,48	2,46
B120P375R1	850,78	0,96	2,06
B120P375R25	807,13	0,80	2,32
B120P375R4	924,26	1,13	2,32
B127P500R1	1028,30	0,29	2,13
B127P500R25	979,88	0,76	2,27
B127P500R4	969,35	0,73	1,95

Table 6

Force R_{st} calculated on the strut reinforcement bars

Series	Models	$R_{st,exp}$ (kN)	$R_{st,efe,teo}$ (kN)
B110	B110P125R1	143,90	279,21
	B110P125R25	215,77	
	B110P125R4	306,53	
B115	B115P250R1	268,59	279,21
	B115P250R25	316,21	
	B115P250R4	243,83	
B120	B120P375R1	290,23	418,81
	B120P375R25	315,50	
	B120P375R4	320,92	
B127	B127P500R1	388,52	577,97
	B127P500R25	417,76	
	B127P500R4	357,89	

the bars had the same strain in equivalent positions. It was used mean strain between ϵ_1 and ϵ_3 , ϵ_2 and ϵ_4 to make a comparative analysis of the models of the same series. The graphs of mean measured strains in strain gages ϵ_2 and ϵ_4 (central position) are shown in Figure 8.

The analysis means deformations in the center of the tie bars B110 models showed an increase in strain with increasing rate column reinforcement. The series B 115 most strain occurred on the pile caps with rate of 2.5% of the column reinforcement, B115P250R25. At B120 and B127 sets the values of strain measured in the cross section are similar in all, the increase in strain is not significant with increasing reinforcement ratio of the column. Table 5 shows the mean values of strain measured by strain gages related steps ultimate experimental strength

Table 5 shows the mean values of strain measured at the center of the strut reinforcement bars (ϵ_2 and ϵ_4) and sections containing the axes of the piles (ϵ_1 and ϵ_3). The purpose of using these strain gages at the positions that coincide with the axes of the pile was verifying the bar is deformed along its length. In most designs had been observed that this strain has a value close to 1 ‰, and this value is smaller than the average strain value in the yield, but being a very non-zero value, which means that it has to provide for anchoring in hook these bars.

4.4 Force estimated the tie

With the strain measured in strain gages, in the main tensile reinforcement bars, it was possible to estimate the force in the tie ($R_{st,exp}$). Considering that all the reinforcement bars of the section are subject to the same stress (instrumented were two of the four bars) was made an average between the gages and calculated the experimental force $R_{st,exp}$.

The values of the forces ($R_{st,exp}$) estimated with the deformations of the reinforcement bars, registered by the strain gages ϵ_2 and

ϵ_4 are shown in Table 6. For this calculation, we used the elastic modulus, obtained to the test of the reinforcement bars, the values obtained were 198.02 GPa to 12.50 mm diameter bars (series B110, B115, B120); and 202.56 GPa to 16mm bars (B127). The values of the forces used in the project, are also shown in Table 6, the theoretical value of the project effective force ($R_{st,efe,teo}$) had been calculated for a medium compressive strength of concrete 30.47 MPa, and medium strength yield of steel bars 558.41 MPa. As shown in Table 6, the values of experimental forces on the ties are changed with the variation rates of reinforcement in columns. Making a comparative analysis between the experimental forces estimated with the bars strains and the theoretical effective force calculated by method Blévoit and Frémy [2], the models of the B110 series only B110P125R4 model showed greater strength than the theoretical. For models of the B115 series, only the B115P250R25 model had the tie experimental force than theoretical. In the B120 and B127 series experimental values in all models were lower.

4.5 Strength parameters determined experimentally for inferior nodal zone

The design of compression struts, considered in a calculation model, is closely linked to how the compressive stresses are distributed in structural element. In experimental models studied in the investigation of strains in the face of the pile caps it was not possible to define a strut strength parameter. However it was found that in some models was the failure by rupture of the concrete in compression strut zone. Therefore, as strength parameter takes lower values than the compression strength of concrete.

Stress in the inferior nodal zone had been checked in the region in which the tie reinforcement is intercepted by the compression strut, perpendicular to the width of the strut. The limits stresses parameters in this region involve the angle of inclination of the strut, set them based on the experimental results is not good alternative

because the studied pile caps remained the same angle of inclination of the struts.

To define the strength parameters, this research stresses the inferior nodal zone (piles) were obtained in each model, considering the ultimate force (F_u), and considering the greater reaction in piles.

To calculate the stress in the inferior nodal zones is first calculated effective stress, considering the area of 156,25 cm² pile; was calculated, also a stress strut in considering the projected area pile on an inclined plane the inclination was adopted in accordance with θ_{exp} angle calculated from experimental values of tie strain. The calculated stresses were related to the average strength of concrete f_c compression (calculated with experimental values) multiplied by 0.9 (coefficient of the relationship between the specimen and real structure). These relations and the values of the stress in the inferior nodal zone are shown in the table 7.

Based on the values of Table 7 nodal stresses in the pile zone were higher in models of the B127 series. Making a comparison between models of the same series it can be said that for B110 series, B115 and B120 larger stresses in nodal areas occurred for models with larger reinforcement rates column (B110P125R4, B115P250R4, B120P375R4) in B127 series the highest stress value occurred to B127P500R1 model (lower rate).

In designs in series B127 relationships between effective stress and the average compressive strength of the concrete were higher than those recommended, a fact that may have been established that rupture of the concrete in that zone. In the B120 series this value was close to one and in the other series the values were well below proving that there was no rupture of the concrete in that zone.

5. Discussion of results

Initially we present a table 8 with a summary of the main influences

of reinforcement ratio values of columns in the operation of the models pile caps.

Analyzing the strain reinforcement tie in the central sections, can be said, except for the models B110 and B120 series, the latest average strain were higher in models with smaller geometric reinforcement ratio of the column. In models of the B120 series of the strain gages has been damaged, hampering the analysis.

The strain measured in pile caps tensile reinforcement, the section containing the axis of the pile, there seems to be a great influence of of the column section because in models of the B127 series reducing strain along the reinforcement bar was lower in models greater reinforcement rate column.

These findings lead to some conclusions about the anchoring bars of the main reinforcement in two pile caps. Some authors suggest that the anchoring start point of the bar is from the of the pile center, and others, recognize that this point is located in the inner plane tangent the pile. The Value of anchoring force is considered in some methods the calculated force equals tie and others suggest the mitigation of this force as there is a favorable effect of the compression strut, improving the anchoring condition. It is clear that the pile caps designs practical considerations are adopted, moreover, there is no consensus on what to adopt and how to project. The main reinforcement bars must be considered in this article and it is always anchored with hooks at the ends where pile caps that receive columns of elongated rectangular section.

Parameters related to strength in the inferior nodal zones as the ratios obtained from the stress struts in the inferior nodal zone, and the average strength of the concrete does not exceed the value of 0.87. This value is 62% lower than that suggested by some authors, indicating the consideration of a coefficient of 1.4 to two pile caps, multiplying 0,85 f_{cd} for setting the limit stress at the pile.

The values of the estimated strength parameters with experimental data for inferior nodal zones (pile), show significant

Table 7
Stress in the inferior nodal zone

Models	Pile reaction (kN)	Effective stress (MPa)	Effective stress / f_c	θ_{exp}	Strut stress (MPa)	Strut stress / f_c
B110P125R1	236,00	15,10	0,50	56,30	12,57	0,41
B110P125R25	286,01	18,30	0,60	53,20	14,66	0,48
B110P125R4	308,13	19,72	0,65	43,90	13,67	0,45
B115P250R1	356,34	22,81	0,75	53,00	18,21	0,60
B115P250R25	375,37	24,02	0,79	49,30	18,21	0,60
B115P250R4	402,27	25,75	0,84	57,40	21,69	0,71
B120P375R1	436,90	27,96	0,92	55,70	23,10	0,76
B120P375R25	436,24	27,92	0,92	51,90	21,97	0,72
B120P375R4	466,33	29,85	0,98	55,20	24,51	0,80
B127P500R1	519,31	33,24	1,09	52,90	26,51	0,87
B127P500R25	494,76	31,66	1,04	49,60	24,11	0,79
B127P500R4	493,22	31,57	1,04	53,60	25,41	0,83

Note: $f_c = 0,9 \cdot f_{cm}$

Table 8

Summary of the main influences of column reinforcement rate variation

Models	Columns		Influence of reinforcement ratio values of columns
	Cross section (cm)	Reinforcement ratio (%)	
B110P125R1	12,5x12,5	1,0	Higher rate of reinforcement showed higher ultimate experimental force Higher rate of reinforcement showed greater strain in the central position of the strut
B110P125R25		2,5	
B110P125R4		4,0	
B115P250R1	12,5x25,0	1,0	Higher rate of reinforcement showed higher ultimate experimental force Higher rate of reinforcement showed less strain in the central position of the strut
B115P250R25		2,5	
B115P250R4		4,0	
B120P375R1	12,5x37,5	1,0	Higher rate of reinforcement showed higher ultimate experimental force Column reinforcement ratio had little influence on the tie reinforcement strain
B120P375R25		2,5	
B120P375R4		4,0	
B127P500R1	12,5x50,0	1,0	Lower rate of reinforcement showed higher ultimate experimental force Higher rate of reinforcement showed less strain in the central position of the strut
B127P500R25		2,5	
B127P500R4		4,0	

Note: in all models the strains of the reinforcement in the position of the axis of the piles was low for columns with lower reinforcement ratio

differences between columns of square section and columns of rectangular section. In general, relations for square section columns parameters are smaller. There is no significant influence of the different columns of reinforcement rates in these parameters. Making a comparative analysis between the experimental values and the parameters suggested by NBR 6118: 2014 [1] and considering that the experimental values no safety factors, it can be said that the smaller experimentally estimated ratios are close to the values suggested by ABNT NBR 6118: 2014 [1]. With this analysis it is clear that there is influence of the section of the elongated columns in the resistance of the inferior nodal zones.

6. Conclusion

With the results obtained in this study, it was possible to analyze the influence of square and rectangular columns and the influence of different longitudinal reinforcement ratios of columns in pile caps tensile reinforcement.

The results corroborated the Fusco [3] method because showed that section of the columns and different reinforcement rates influence the two pile caps's behavior.

It was concluded that the experimental ultimate forces in the main reinforcement bars of the pile caps occur in the central regions, and the cross sections coincide with planes containing the axes of the piles showed lower strengths. This fact can be understood as the influence of compressive stress fields in the distribution of tensile stresses in these regions. In models with elongated rectangular columns this reduction was smaller. This fact shows that the cross section of the columns influences on requests tie. It is

suggested, therefore, that the tie reinforcement bars in such cases must have been anchored to the hook.

This showed that the strains in the tie reinforcement bars are cut from the central section to the sections containing the axis of the pile. This reduction is smaller in models with elongated rectangular columns and large reinforcement rates, thus reducing the anchorage lengths and no provision hooks on the main reinforcement tie can be a misconception, and should be analyzed more criterion each case.

The analysis also performed proved the influence of column sections and reinforcement rates in the tensions that limit the nodal zones of the model, with the possible adoption of criteria that take this into account.

7. Acknowledgments

The authors would like to acknowledge CAPES and CNPq for financial support and the Department of Structural Engineering, School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo.

8. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto- Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur piex. Anales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, v. 20, n. 230, 1967, p. 223-295, fev.
- [3] FUSCO, P. B. Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo, Editora Pini Ltda, 1994.
- [4] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP,

Recommandations particulières na calcul et à l'execution des semelles de fundations. Bulletin D'Information. Paris, n. 73, 1970.

- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2007 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2007.
- [6] COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN - EHE: Instrucción Española de Hormigón Armado. Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, Madrid, 2008.
- [7] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI 318-08 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Farmington Hills, USA, 2008.
- [8] MIGUEL, G. M. Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, Brasil, 2000.
- [9] SOUZA, R. A. Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades. Tese de doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2004.
- [10] DELALIBERA, R. G. Análise experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, Brasil, 2006.
- [11] BUTTIGNOL, T. E. T. Análise Computacional de Blocos sobre Estacas. Campinas. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, 2011.
- [12] BURKE JUNIOR., J. U. (1978). Blocos rígidos sobre apoios diretos. São Paulo, Maubertec, 1978.
- [13] MUNHOZ, F. S. Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, Brasil, 2014.

Variation analysis effects of square and rectangular columns section with different longitudinal reinforcement rates in the main reinforcement two pile caps analysis

Análise dos efeitos da variação da seção de pilares quadrados e retangulares com diferentes taxas de armadura longitudinal na armadura principal de tração de blocos sobre duas estacas



F. S. MUNHOZ^a
fabiana.munhoz@fatec.sp.gov.br

J. S. GIONGO^b
jsgiongo@sc.usp.br

Abstract

The pile-cap structural elements are used as a transition between the columns of buildings and foundations. The most appropriate method for the pile caps design is the Strut and Tie model. In most cases in the structural project is not considered the influence of certain parameters: the columns cross section and the amount of longitudinal reinforcement columns. This paper studies the effect of the variability of the geometric section of square and rectangular columns, with different longitudinal reinforcement rates, in the main reinforcement traction two pile caps. The basis for study was development experimental program in the Structures Laboratory of EESC-USP. The traction reinforcement bars strains are reduced the pile-caps central section to pile-caps sections that approximate cutting axis shows the experimental results. In models with columns of elongated rectangular section and with great reinforcement rates this reduction is smaller.

Keywords: pile caps, reinforced concrete, foundations, method of strut and tie.

Resumo

Os blocos sobre estacas são elementos estruturais utilizados para transição entre os pilares de edifícios e as fundações em estacas ou tubulões. O método das Bielas e Tirantes é recomendado para o projeto de blocos rígidos sobre estacas, mas, não considera a influência de parâmetros no comportamento do bloco, tais como: a forma da seção transversal e a área das barras da armadura longitudinal dos pilares. Este artigo tem o objetivo de estudar a influência da variação da seção de pilares quadrados e retangulares, com diferentes taxas de armadura longitudinal, na armadura principal de tração de blocos rígidos de concreto sobre duas estacas. Para isso foi desenvolvido um programa experimental em que doze modelos reduzidos de blocos sobre duas estacas foram construídos e ensaiados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP. Os resultados experimentais demonstraram que as deformações nas barras de armaduras do tirante são reduzidas da seção central do bloco para as seções que se aproximam do eixo da estaca. Esta redução é menor em modelos com pilares de seção retangular alongada e com grandes taxas de armadura.

Palavras-chave: concreto armado, blocos sobre estacas, fundações, modelo de bielas e tirantes.

^a Centro Paula Souza, FATEC, Faculdade de Tecnologia de Jahu, Jahu, SP, Brasil;

^b Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil.

1. Introdução

A ABNT NBR 6118:2014 [1] define que blocos sobre estacas “são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas as cargas de fundação”. Estas estruturas utilizadas amplamente, como fundação de edifícios precisa receber atenção especial, já que, quando em serviço, a inspeção fica difícil de ser feita.

Os blocos sobre estacas tem seu comportamento estrutural definido como rígido ou flexível. Nos blocos rígidos o comportamento é definido por trabalho à flexão nas duas direções, trabalho ao cisalhamento nas duas direções e forças transmitidas do pilar para bloco essencialmente por bielas de compressão. O método das Bielas e Tirantes é o modelo mais adequado para o dimensionamento de blocos sobre estacas.

No Brasil o método mais usual para projeto de blocos sobre estacas é o método de Blévet & Frémy [2], que consiste na aplicação parcial do Método das Bielas e Tirantes baseado em modelos experimentais ensaiados pelos autores. É recomendado para ações centradas e todas as estacas precisam estar igualmente afastadas do centro do pilar. Pode ser empregado no caso de ações que não são centradas, desde que se admita que todas as estacas fiquem submetidas à maior força atuante. Esse método foi concebido considerando pilares de seção quadrada e forças centradas.

Nos projetos existem variações nos parâmetros dos blocos, ou seja, o bloco pode receber a força de um pilar de seção quadrada, retangular ou circular, e isso altera o esquema a ser adotado e a região nodal a ser verificada. O bloco pode estar submetido a diferentes tipos de ações: forças verticais, momentos e forças horizontais, e, isto também pode alterar o modelo de treliça a ser considerado. Havendo um bloco sobre estacas, existem inúmeros modelos possíveis de treliças que representam campos de tensões estaticamente equilibrados e plasticamente admissíveis.

As pesquisas na área têm buscado estudar os diversos fatores que podem influenciar no modelo de Bielas e Tirantes aplicados aos blocos. Existem dúvidas ainda na questão da área e da forma da seção transversal do pilar, ou seja, qual o modelo que pode ser adotado no projeto de blocos que recebem pilares compostos por vários retângulos, ou até mesmo a associação de vários pilares no mesmo bloco. São escassos os estudos que evidenciam a influência dos diferentes tipos de estacas no modelo de cálculo adotado para o bloco.

Este artigo tem como objetivo estudar a influência da seção geométrica de pilares com diferentes taxas de armadura longitudinal nas barras de armaduras dos tirantes de blocos rígidos sobre duas estacas. A proposta da pesquisa surgiu com a percepção que o projeto de blocos sobre estacas que recebem pilares retangulares (principalmente alongados) não pode ser igual ao considerado para blocos com pilares quadrados. De acordo com Fusco [3] quando há diferentes taxas de armadura nos pilares a força é transmitida para o bloco em alturas diferentes, o que pode alterar a altura da treliça (tema de análise nos diferentes métodos) alterando, portanto, as forças nas barras da armadura principal de tração. Em face do pequeno número de ensaios encontrados na literatura técnica, optou-se pela análise experimental de modelos com diferentes seções de pilares e diferentes taxas de armadura.

2. O Projeto de blocos sobre estacas

2.1 Métodos para dimensionamento de blocos sobre estacas

O Método das Bielas baseado no trabalho de Blévet & Frémy [2] é aplicável a blocos rígidos e é recomendado para forças centradas e todas as estacas devem estar igualmente afastadas do centro do pilar.

Os ensaios realizados por Blévet & Frémy [2] foram considerando blocos sobre duas, três e quatro estacas, e, ainda, para blocos sobre cinco estacas, na qual adaptaram a formulação do modelo de quatro estacas, portanto, este método fica limitado a estes modelos. No método baseado no trabalho de Blévet & Frémy [2], apesar de ser chamado de Método das Bielas, as hipóteses são diferentes do Modelo de Biela e Tirante. O método não define as regiões nodais e as tensões que nelas precisam ser verificadas, ou seja, faz uma verificação apenas da tensão de compressão nas bielas, e não nas regiões nodais, como sugere o modelo de bielas e tirantes. No método também não é definido as dimensões das bielas e tirantes, e, portanto, está mais próximo de um modelo de treliça, ao invés de um modelo de biela e tirante.

Outro procedimento utilizado por alguns projetistas de estruturas de concreto é o processo sugerido pelo CEB-FIP [4] publicado no Boletim de Informação 73. Essa rotina de projeto é aplicada a blocos com distância entre as faces do pilar até o eixo da estaca mais afastada, variando entre um terço e a metade da altura do bloco. O método sugere um cálculo à flexão considerando uma seção de referência interna em relação à face do pilar e distante desta 0,15 vez a medida do lado do pilar na direção considerada. Para verificações da capacidade resistente à força cortante, define-se uma seção de referência externa distante da face do pilar de um comprimento igual a metade da altura do bloco. No caso de as estacas vizinhas ao pilar, que distam menos que a metade da altura do bloco, a seção considerada é a que coincide com a face do pilar. Os dois principais métodos baseiam-se em hipóteses diferentes. O Método das Bielas adota um modelo de treliça e verifica tensões de compressão considerando as áreas do pilar e das estacas projetadas na direção perpendicular ao eixo da biela; o Método do CEB-FIP [4] indica verificações de segurança para tensões normais e tangenciais com os esforços solicitantes determinados em seções transversais particulares.

Neste artigo foram utilizadas algumas recomendações de Fusco [3] para o dimensionamento dos modelos experimentais. Fusco [3] sugere o Método de Bielas e Tirantes para o dimensionamento de blocos sobre estacas, porém, o autor adota particularidades em seu modelo analítico. Na verificação da segurança das bielas comprimidas, o autor considera que a tensão atuante no pilar diminui ao longo de uma altura (x) dentro do bloco, sendo que essa altura é influenciada pela seção do pilar (quadrada ou retangular) e pela taxa de armadura longitudinal dos pilares. Fusco [3] conclui que as bielas diagonais se formam a partir dessa seção horizontal a certa profundidade x em que a tensão atuante no pilar pode ser considerada menor, portanto, em face da colaboração da armadura do pilar. Teoricamente isso reduz a inclinação da biela, influenciando a força resultante no tirante do bloco.

Outro fator importante no projeto de blocos sobre estacas é o comprimento de ancoragem das barras da armadura principal de tração. Alguns autores sugerem procedimentos em que se pode considerar reduções nesses comprimentos, que podem ser medidos a partir do plano que contem o centro da estaca ou do plano tangente a estaca e interno ao bloco. Neste artigo os resultados experimentais também possibilitam a discussão da ancoragem que pode ser adotada nos blocos sobre duas estacas.

2.2 Instruções contidas nas normas

Atualmente, as principais normas internacionais apresentam dois métodos de dimensionamento: Método da Flexão e Modelo de Bielas e Tirantes, havendo uma lógica na preferência para aplicação do primeiro em blocos flexíveis e o segundo nos blocos rígidos.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2007 [5] classificava o comportamento estrutural de blocos em rígidos e flexíveis. No caso de blocos rígidos o modelo estrutural adotado para cálculo e dimensionamento pode ser tridimensional, linear ou não, e modelos de biela e tirantes tridimensionais, sendo estes os preferidos por definir melhor a distribuição de forças nas bielas e tirantes. A ABNT NBR 6118:2007 [5] não fornece em seu texto subsídios para aplicação do método, não havendo um roteiro para as verificações e o dimensionamento.

A norma brasileira mais recente, ABNT NBR 6118:2014 [1] apresenta um capítulo versando a respeito de modelos de bielas e tirantes, assim como as demais normas internacionais. Neste capítulo são recomendados parâmetros limites de resistência das regiões nodais para os modelos de bielas e tirantes.

A recomendação da EHE [6] é que se utilize para cada caso de blocos sobre estacas, um modelo diferente de Bielas e Tirantes, sugerindo a adoção deste conforme capítulo especial a respeito

do assunto. Para o cálculo dos modelos mais frequentes a norma sugere o modelo e as equações para dimensionamento das armaduras principais e secundárias. Ainda de acordo com a norma espanhola a verificação das resistências dos nós, geralmente, não é necessária se as estacas são moldadas no local e se os pilares e as estacas têm resistência característica do à compressão do concreto igual a do bloco. Os demais casos precisam ser feitas as verificações dos das regiões nodais. Para os blocos sobre estacas considerados flexíveis a EHE [6] recomenda o cálculo de momento fletor em seção crítica, Sendo que os critérios adotados neste caso são semelhantes ao Método do CEB-FIP [4]. O código americano ACI-318-08 [7] recomenda que os modelos de blocos sobre estacas em que a distância entre estacas seja superior a duas vezes a altura do bloco sejam verificados conforme a teoria de flexão. O ACI-318-08 [7] indica que nos casos de blocos em que a relação da distância entre as estacas for menor que duas vezes a altura útil do bloco precisa ser utilizado o Modelo de Bielas e Tirantes de acordo com as recomendações do Apêndice A do referido código. Esse apêndice foi incluído na norma americana desde 2002 e apresenta um procedimento geral para projeto de elementos utilizando Bielas e Tirantes, como por exemplo, valores limites para tensões nas bielas e regiões nodais, assim como valores mínimos de inclinação da biela.

Assim, pode-se concluir que a maioria das normas não apresenta modelos orientados nem roteiros para o dimensionamento, com exceção da EHE [6], que apresenta modelos para os casos mais frequentes, e sugere a consideração de modelos para casos particulares.

2.3 Trabalhos recentes, realizados no Brasil, com ênfase na busca de critérios de projeto de blocos sobre estacas

No Brasil havia poucas pesquisas na área nas décadas de 70 e

Tabela 1

Dimensões dos pilares, blocos e estacas e taxa de armadura longitudinal

Série	Modelo	Pilares		Blocos
		Medidas da seção (cm)	Taxa de armadura (%)	Seção (cm)
B110	B110P125R1	12,5x12,5	1,0	15,0x110,0
	B110P125R25		2,5	
	B110P125R4		4,0	
B115	B115P250R1	12,5x25,0	1,0	15,0x115,0
	B115P250R25		2,5	
	B115P250R4			
B120	B120P375R1	12,5x37,5	1,0	15,0x120,0
	B120P375R25		2,5	
	B120P375R4		4,0	
B127	B127P500R1	12,5x50,0	1,0	15,0x127,0
	B127P500R25		2,5	
	B127P500R4		4,0	

80, do século XX, mas, a partir da década de 90 começaram a surgir alguns trabalhos.

Miguel [8] realizou análise numérica e experimental com o objetivo de estudar o comportamento de blocos rígidos sobre três estacas. Nos modelos ensaiados utilizou a mesma área de barras da armadura principal posicionadas sobre as estacas e variou as áreas das barras das armaduras secundárias, com o objetivo de estudar os desenvolvimentos de fissuras e os modos de ruína. Os modelos ensaiados pela pesquisadora romperam por fendilhamento da biela comprimida, e logo após escoamento das barras da armadura. A autora concluiu que de modo geral o Método das Bielas apresenta resultados conservadores, já que todos os modelos experimentais atingiram forças últimas maiores que as estimadas pelo modelo teórico.

Souza [9] investigou métodos como dos Elementos Finitos (MEF), Bielas e Tirantes e o Método Corda-Painel, aplicados em elementos de concreto em que não se pode considerar a Hipótese de Bernoulli, dando ênfase, principalmente, às vigas-parede e blocos de fundação. O pesquisador simulou numericamente blocos sobre duas estacas ensaiados experimentalmente por outros pesquisadores. O autor propôs estabelecer limites de variação para forças de fissuração e ruína, principalmente quando não se têm dados experimentais. De acordo com o autor, uma análise linear pode conduzir a construção de um modelo, e, a análise não linear fornece respostas dos elementos em serviço. Comparando resultados numéricos e analíticos, Souza [9] verificou uma diferença de 20% nos resultados de força de ruína. Observou ainda que no modelo analítico a limitação da tensão igual a $1,4 f_{ck}$ é conservador. De forma geral o pesquisador concluiu que para estruturas comple-

xas, como blocos sobre estacas, uma alternativa para o dimensionamento é o uso em conjunto do Método das Bielas e MEF. Conclui ainda que o Método das Bielas e Tirantes é perfeitamente seguro para o dimensionamento de blocos rígidos.

Delalibera [10] realizou ensaios experimentais e análise numérica de modelos de blocos sobre duas estacas. O pesquisador ensaiou 14 blocos sobre duas estacas em escala real. Nos modelos ensaiados o pesquisador variou os arranjos das armaduras, altura do bloco, as seções transversais dos pilares e a posição da aplicação da força de compressão. Nos modelos ensaiados por Delalibera [10] a ruína foi definida por ruptura do concreto da biela e por cisalhamento, ou seja, após a ruptura do concreto da biela junto ao pilar e em alguns casos junto à estaca, formou-se um plano de ruptura ao longo da altura do bloco provocado pela ação de força cortante. Em função dos resultados obtidos por meio das análises experimental e numérica Delalibera [10] propôs modelos de bielas e tirantes para os casos estudados

Buttignol [11] realizou análise numérica de blocos sobre duas e três estacas. O pesquisador fez uma comparação de resultados numéricos e resultados experimentais de outros autores observando parâmetros como: rigidez, fluxo de tensões, deformações plásticas, tipo de ruína e capacidade portante. O pesquisador efetuou algumas alterações nos modelos para verificação variações no fluxo de tensões e nas armaduras. Analisando os resultados obtidos Buttignol [11] chegou a algumas conclusões importantes: os modelos numéricos apresentaram resultados próximos dos experimentais; o modelo numérico foi mais rígido que o experimental; nos blocos sobre três estacas houve ruína por ruptura do concreto, fendilhamento do bloco e escoamento da armadura dos

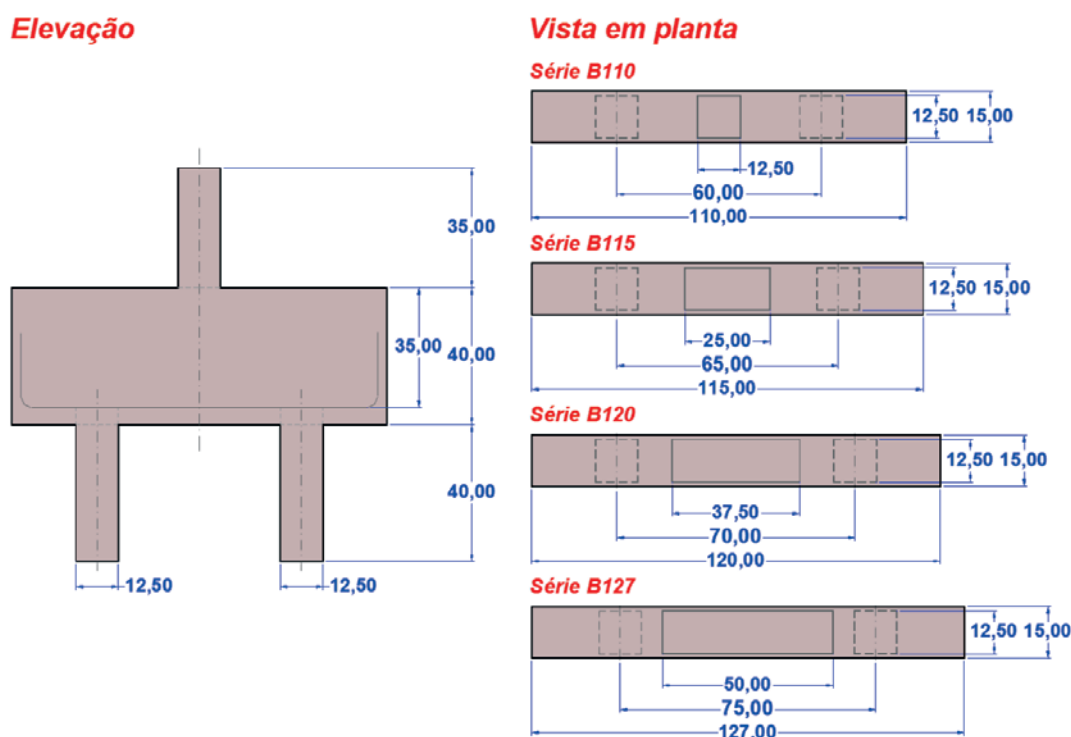


Figura 1

Principais dimensões (em cm) dos modelos experimentais de blocos sobre estacas

Tabela 2

Resumo das armaduras dos modelos experimentais

Série	Modelo	Pilares		Blocos		Estacas	
		Armadura longitudinal	Estribos	Armadura do tirante	Estribos (verticais e horizontais)	Armadura longitudinal	Estribos
CC1	B110P125R1	4 ϕ 8,0	ϕ 5,0 c/2cm	4 ϕ 12,5	ϕ 6,3 c/10cm	4 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/4cm
CC0	B110P125R25	4 ϕ 12,5	(fretagem)				
CA1N	B110P125R4	4 ϕ 16,0	ϕ 5,0 c/4cm				
CA0N	B115P250R1	6 ϕ 8,0	ϕ 5,0 c/2cm	4 ϕ 12,5	ϕ 6,3 c/10cm	4 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/4cm
CA1R	B115P250R25	8 ϕ 12,5	(fretagem)				
CA0R	B115P250R4	8 ϕ 16,0	ϕ 5,0 c/4cm				
CC1	B120P375R1	10 ϕ 8,0	ϕ 5,0 c/2cm	6 ϕ 12,5	ϕ 6,3 c/10cm	4 ϕ 10,0	ϕ 5,0 c/4cm
CC0	B120P375R25	10 ϕ 12,5	(fretagem)				
CA1N	B120P375R4	10 ϕ 16,0	ϕ 5,0 c/4cm				
CA0N	B127P500R1	14 ϕ 8,0	ϕ 5,0 c/2cm	5 ϕ 16,0	ϕ 6,3 c/10cm	4 ϕ 16,0	ϕ 5,0 c/4cm
CA1R	B127P500R25	14 ϕ 12,5	(fretagem)				
CA0R	B127P500R4	14 ϕ 16,0	ϕ 5,0 c/4cm				

tirantes; os ganchos dos tirantes apresentaram tensões pequenas nos blocos sobre duas e três estacas; o Método de Bielas e Tirantes é o que mais se aproxima do comportamento estrutural dos blocos sobre estacas.

Pode-se constatar que as pesquisas com blocos sobre estacas tem avançado no Brasil contribuindo assim com os critérios de projeto para blocos sobre estacas.

3. Materiais e programa experimental

Neste item é descrito o projeto, a construção dos modelos e a descrição dos ensaios realizados. Inicialmente foi feita a análise dos materiais aço e concreto. Posteriormente, foram projetados, construídos e ensaiados doze modelos de blocos sobre duas estacas em escala 1:2, não considerandodo as abas laterais, normalmente feitas em blocos, para melhor compreensão das deformações nas

faces do concreto. Esta etapa foi realizada no Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

3.1 Concepção e projeto dos modelos experimentais

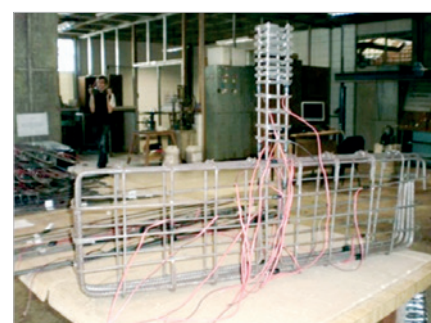
A ideia inicial foi estudar blocos sobre estacas nos casos de pilares com áreas das seções transversais diferentes. Por meio da revisão bibliográfica notou-se que não haviam estudos experimentais que relacionassem a taxa de armadura do pilar com a transmissão das forças no bloco e a influência desses fatores nas armaduras principais (tirantes) dos blocos. Assim, adotaram-se modelos com pilares com medidas das seções transversais de 12,5 cm x 12,5 cm, 12,5 cm x 25,0 cm, 12,5 cm x 37,5 cm e 12,5 cm x 50,0 cm. As taxas de armaduras dos pilares adotadas foram adotadas iguais a



Fôrmas



Instrumentação de armaduras



Montagem das armaduras

Figura 2

Etapas iniciais da construção dos modelos experimentais



Moldagem das estacas



Montagem das armaduras dos blocos nas fôrmas



Concretagem dos blocos

Figura 3

Etapas da construção dos modelos experimentais

1 %, 2,5 % e 4 %, totalizando 12 diferentes tipos de pilares. Para não haver grande variedade de modelos buscou-se adotar a mesma altura para todos os blocos e o mesmo ângulo de inclinação das bielas comprimidas. O dimensionamento dos modelos reduzidos foi feito a partir das medidas em tamanho real, considerando-se a escala geométrica 1:2.

O nome escolhido para os modelos que ficaram divididos em quatro diferentes séries foi baseado na distância entre os eixos das estacas (variou-se esta distância para manter o mesmo ângulo de inclinação), na medida da seção do pilar na direção do eixo que contém as estacas, e nas taxas adotadas de armadura do pilar. Por exemplo, o modelo B110P125R1, B110 refere-se a bloco com distância de 1,10 m entre eixos de estacas, P125 pilar com aresta de 12,5 cm e R1 refere-se a taxa de armadura de 1%. As principais medidas dos modelos são mostradas na Tabela 1.

Todos os pilares foram construídos com 35 cm de altura, os blocos

tinham 40 cm de altura e as estacas 40 cm de altura. Para todas as estacas adotou-se uma seção transversal quadrada de 12,5 cm x 12,5 cm. A Figura 1 também mostra as principais medidas dos modelos de blocos sobre estacas.

Para o projeto dos blocos e pilares adotou-se a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) de 25 MPa, para as estacas consideraram-se $f_{ck} = 50$ MPa e as barras de aço foram da categoria CA-50 ($f_{yk} = 500$ MPa). Por se tratarem de modelos experimentais não foram adotados coeficientes de segurança nos projetos dos pilares e blocos, eles foram considerados apenas no projeto das estacas. A justificativa para adoção desses parâmetros foi possibilitar que durante o ensaio não ocorresse ruína prematura das estacas. Para o dimensionamento dos modelos utilizaram-se o método de Blévoit & Frémy [2], as recomendações da ABNT NBR 6118:2007 [5] e Fusco [3]. Um resumo das armaduras calculadas é mostrado na Tabela 2.



Máquina Instron 8506



Modelo posicionado para o ensaio

Figura 4

Equipamentos para ensaio

Para ancoragem das barras de armadura do tirante adotou-se o procedimento proposto por Burke [12]. O efeito favorável da compressão das bielas foi considerado por meio do aumento da resistência de aderência. O ponto de início de ancoragem das barras foi considerado no plano que contém o eixo da estaca (perpendicular ao bloco).

3.2 Construção dos modelos

A primeira etapa da construção dos modelos de blocos foi a montagem das fôrmas em madeira compensada plastificada de 15 mm de espessura. Na sequência foram feitas as análises dos materiais utilizados, concreto e o aço.

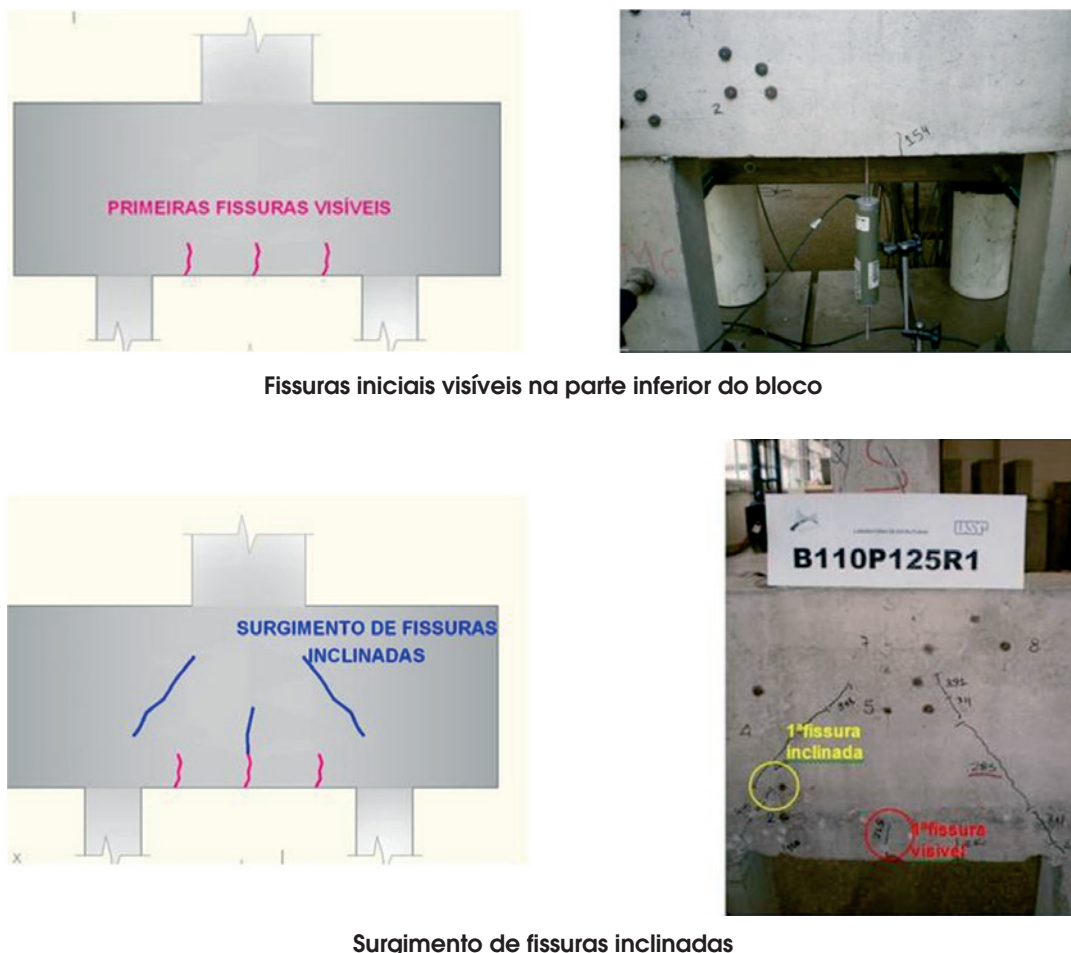
Foram utilizadas resistências característica à compressão do concreto diferentes na construção dos modelos. Para blocos e pilares foi utilizado concreto usinado com resistência característica à compressão de 25 MPa. Para as estacas, o concreto com resistência característica à compressão de 50 Mpa foi feito no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, por se tratar de pequena quantidade. Para as armaduras foram utilizadas barras de aço CA-50 com diâmetros nominais de 6,3 mm, 8,0 mm, 10,0 mm, 12,5 mm

e 16,0 mm, e fios de aço CA-60 de diâmetro de 5,0 mm. As deformações nas barras da armadura foram medidas com a utilização de extensômetros elétricos posicionados nas barras da armadura de tração dos blocos, anteriormente à etapa de concretagem dos modelos.

A Figura 2 mostra as etapas iniciais de construção dos modelos. A concretagem dos modelos de blocos sobre duas estacas foi feita em duas etapas. Primeiramente foram concretadas as estacas e posteriormente os blocos-pilares. A Figura 3 mostra as etapas finais de construção dos modelos experimentais.

3.3 Equipamentos, instrumentos e materiais para o ensaio

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP. O principal equipamento utilizado foi a máquina Instron 8506 com capacidade nominal de força de 2500 kN, a possibilidade de utilizar esta máquina se deu por se ensaiarem modelos reduzidos na escala 1:2. Para a aquisição dos dados utilizou-se um sistema computadorizado System 500. A Figura 4 mostra detalhes dos equipamentos.



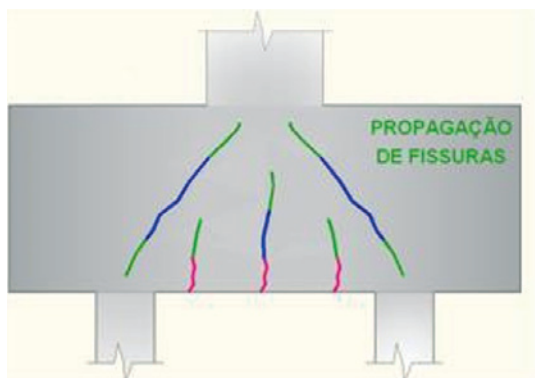
Fissuras iniciais visíveis na parte inferior do bloco

Surgimento de fissuras inclinadas

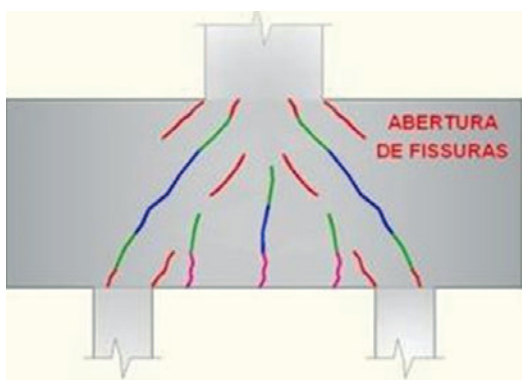
Figura 5
Evolução das fissuras nos modelos de blocos sobre duas estacas

Foram utilizados ainda duas células de carga com capacidade de 2000 kN para a medidas das forças nas estacas. Para as medidas dos deslocamentos na base e nas laterais dos modelos foram

utilizados cinco transdutores. Foi utilizada ainda a máquina Ele-Autotest 2000 para ensaio de corpos de prova, na fase de análise dos materiais.



Propagação de fissuras inclinadas



Abertura de fissuras inclinadas até a ruína

Figura 6
Configuração da fissuração nos modelos ensaiados

Tabela 3
Força última x Força que provoca primeira fissura

Série	Modelo	F_u (kN)	F_r (kN)	F_r / F_u (%)
B110	B110P125R1	431,11	225,00	52,2
	B110P125R25	577,08	198,00	34,3
	B110P125R4	590,73	240,00	40,6
B115	B115P250R1	712,67	158,00	22,2
	B115P250R25	736,02	148,00	20,1
	B115P250R4	763,64	154,00	20,2
B120	B120P375R1	850,78	235,00	27,6
	B120P375R25	807,13	198,00	24,5
	B120P375R4	924,26	201,00	21,7
B127	B127P500R1	1028,30	276,00	26,8
	B127P500R25	979,88	247,00	25,2
	B127P500R4	969,35	185,00	19,1

Tabela 4

Forças últimas teóricas x Forças últimas experimentais

Série	Modelo	$F_{u,exp}$	$F_{u,teo}$	$F_{u,teo} / F_{u,exp}$
B110	B110P125R1	431,11	299,67	0,70
	B110P125R25	577,08	299,67	0,52
	B110P125R4	590,73	299,67	0,51
B115	B115P250R1	712,67	609,73	0,86
	B115P250R25	736,02	609,73	0,83
	B115P250R4	763,64	609,73	0,80
B120	B120P375R1	850,78	620,23	0,73
	B120P375R25	807,13	620,23	0,77
	B120P375R4	924,26	620,23	0,67
B127	B127P500R1	1028,3	630,83	0,61
	B127P500R25	979,88	630,83	0,64
	B127P500R4	969,35	630,83	0,65

4. Apresentação dos resultados

Os resultados experimentais mostrados procuram avaliar a forma de ruína dos blocos analisados e a influência das variações das medidas dos lados maiores e das taxas de armaduras longitudinais dos pilares nas deformações das barras da armadura principal de tração dos blocos. Dados adicionais podem ser obtidos em Munhoz [13].

4.1 Descrição dos ensaios

Os modelos foram ensaiados com equipamento que aplicava força

na face superior do pilar por meio de um pistão controlado por deslocamento. A velocidade de deslocamento do pistão foi de 0,002 mm/s. Todos os modelos tiveram comportamento semelhante durante os ensaios. De forma geral a configuração de fissuras tinha a evolução semelhante em todos os modelo. As primeiras fissuras surgiram na parte inferior dos blocos, com o aumento das forças surgiram fissuras inclinadas na face lateral do bloco, na direção do pilar e estaca, estas fissuras inclinadas evoluíram em comprimento e abertura até a ruína dos modelos. As Figuras 5 e 6 mostram como se deu a evolução da fissuração nos modelos ensaiados. Em todos os modelos após a ruína observou-se a formação de um

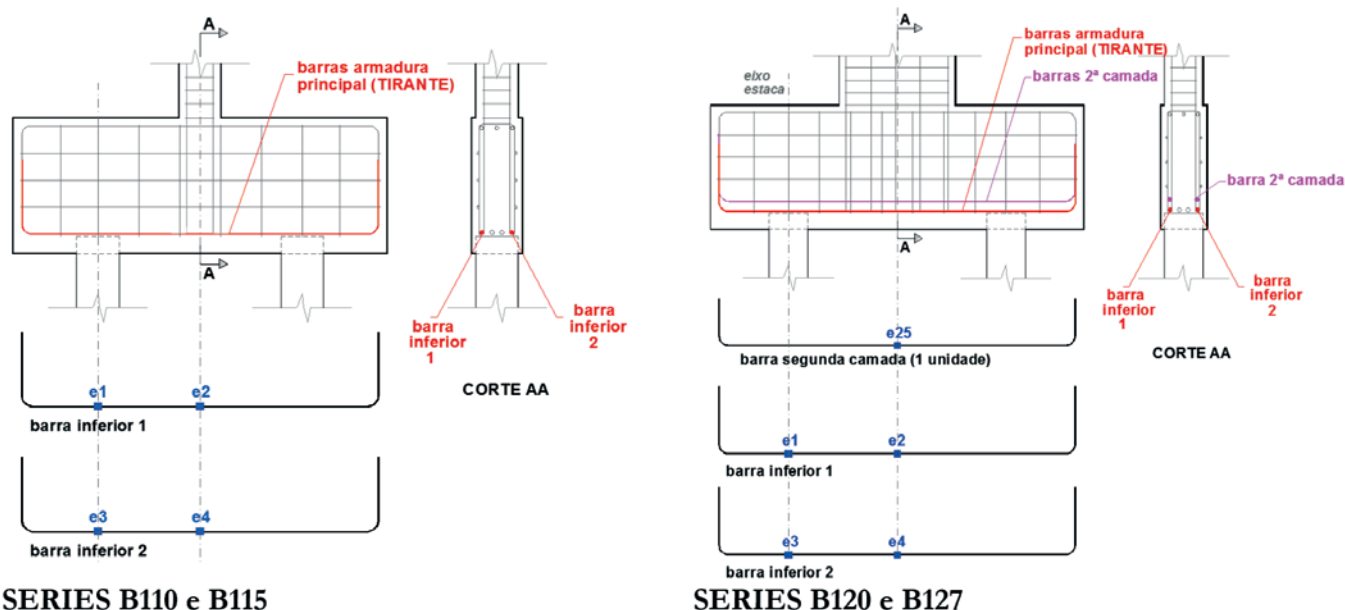


Figura 7
Posições dos extensômetros nas armaduras do tirante

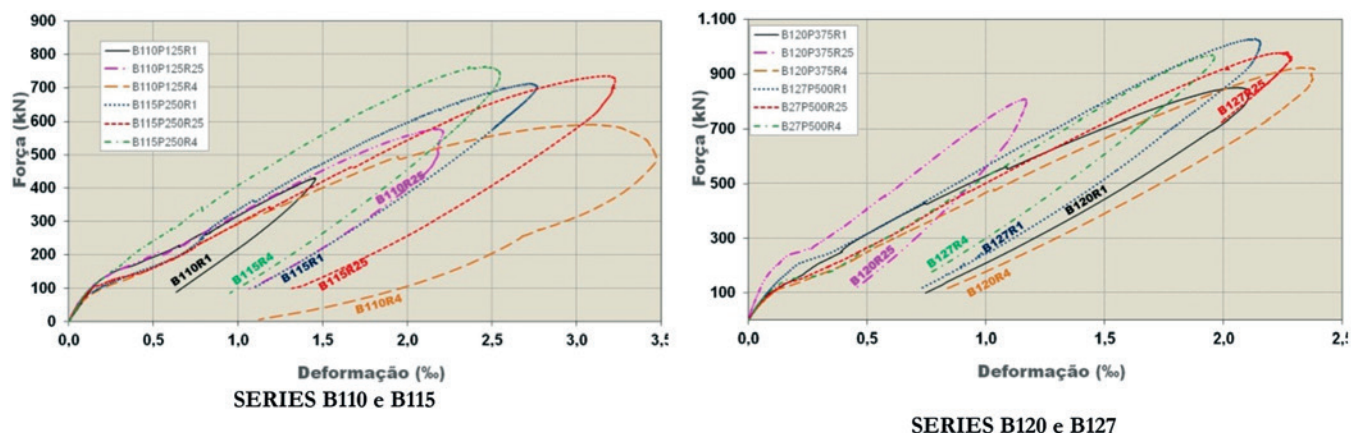


Figura 8
Deformações médias medidas no centro do tirante

arco, delineando a trajetória do fluxo de tensões de compressão. De forma geral não ocorreu fissuração nas regiões localizadas nas bordas superiores e nos cantos. Nos modelos da série B127 foi observado que na região logo abaixo do pilar há uma região íntegra, mais acentuada, sem formação de fissuras.

4.2 Análise das aberturas de fissuras e forças de ruína

Durante os ensaios foram registradas as forças que provocaram as primeiras fissuras além do acompanhamento das aberturas. As aberturas das fissuras nos modelos de blocos ensaiados tiveram valores entre 0,5 mm e 0,8 mm, considerando a etapa final da força. A ABNT NBR 6118:2007 [5] preconizava valores limites de aberturas até 0,40 mm, estrutura em serviço, com finalidade de proteção das

barras da armadura contra corrosão. Neste estudo os cobrimentos foram menores do que o recomendado pela norma já que não existe a aba lateral comum ao tipo de elemento. Importante salientar que os valores máximos apresentados são da estrutura na situação de ruína. Outro dado importante com relação às aberturas das fissuras é o índice que indica a porcentagem de força em que ocorreu a primeira fissura (F_f), comparada à força última (F_u) do modelo. Esses dados são mostrados na Tabela 3.

É possível analisar na Tabela 3 que os modelos da série B110, com pilares de seções quadradas, apresentaram a primeira fissura mais tardiamente. Os demais modelos apresentaram a primeira fissura com valores entre 20% a 27% da força última (de ruína efetiva). As forças últimas teóricas foram calculadas utilizando o método de Blévyot & Frémy [2], primeiramente utilizando as expressões 1 (resistência limite na região nodal superior) e 2 (resistência limite

Tabela 5
Força última experimental x Deformações médias nas barras de armadura do tirante

Modelo	Força última experimental (kN)	Deformação média e1 e e3 (%)	Deformação média e2 e e4 (%)
B110P125R1	431,11	0,55	1,45
B110P125R25	577,08	1,31	2,18
B110P125R4	590,73	1,28	3,10
B115P250R1	712,67	1,12	2,71
B115P250R25	736,02	1,30	3,19
B115P250R4	763,64	1,48	2,46
B120P375R1	850,78	0,96	2,06
B120P375R25	807,13	0,80	2,32
B120P375R4	924,26	1,13	2,32
B127P500R1	1028,30	0,29	2,13
B127P500R25	979,88	0,76	2,27
B127P500R4	969,35	0,73	1,95

Tabela 6

Forças R_{st} calculadas nas barras de armadura do tirante

Série	Modelo	$R_{st,exp}$ (kN)	$R_{st,efe,teo}$ (kN)
B110	B110P125R1	143,90	279,21
	B110P125R25	215,77	
	B110P125R4	306,53	
B115	B115P250R1	268,59	279,21
	B115P250R25	316,21	
	B115P250R4	243,83	
B120	B120P375R1	290,23	418,81
	B120P375R25	315,50	
	B120P375R4	320,92	
B127	B127P500R1	388,52	577,97
	B127P500R25	417,76	
	B127P500R4	357,89	

na região nodal inferior) igualando-se as tensões nas bielas junto ao pilar e junto às estacas.

$$\sigma_{zn,s} = \frac{F_{teo,p}}{A_p \cdot \sin^2 \theta} = f_{ck} \quad (1)$$

$$\sigma_{zn,i} = \frac{F_{teo,e}}{2 \cdot A_e \cdot \sin^2 \theta} = f_{ck} \quad (2)$$

Onde A_p é definida como a área da seção transversal do pilar, A_e é área da seção transversal da estaca, $F_{teo,e}$ é a força teórica na estaca, $F_{teo,p}$ é definida como a força teórica de compressão aplicada no pilar, $\sigma_{zn,s}$ é a tensão na zona nodal superior e $\sigma_{zn,i}$ é definida como a tensão na zona nodal inferior.

As forças teóricas previstas, utilizando as expressões (1) e (2), foram calculadas, inicialmente, prevendo-se uma resistência característica do concreto à compressão de 25 MPa. A resistência média à compressão do concreto foi de 33,85 MPa, utilizado nos modelos de blocos sobre estacas, e, considerando que se deve multiplicar por 0,9 esta resistência para que haja equivalência entre a resistência medida por ensaios de corpos-de-prova e a resistência da estrutura, calcula-se a resistência média à compressão do concreto igual a 30,47 MPa. O coeficiente 0,90 considera a resistência medida em corpos-de-prova cilíndricos de 10cm x 20cm em relação à resistência do concreto no elemento estrutural. Considerando-se ainda que a força última teórica deve ser a menor força entre a determinada com os critérios de verificação das resistências das regiões da estaca ($F_{teo,e}$) e a do pilar ($F_{teo,p}$), apresenta-se na Tabela 4 uma análise comparativa entre as forças últimas experimentais e teóricas.

Nos modelos da série B110 é possível analisar, na Tabela 4, que com o aumento da taxa de armadura nos pilares houve um aumento na força última experimental. Nos modelos da série B115 e B120 a maior força última também foi alcançada pelos mode-

los com maiores taxas de armaduras nos pilares, nos modelos B115P250R4 e B120P375R4. Fazendo a mesma análise para série B127, a maior força última ocorreu no modelo com menor taxa de armadura, o modelo B127P500R1, isto ocorreu, provavelmente devido a influência das diferentes taxas de armadura.

Com exceção do modelo B110P125R1, que teve ruína prematura do pilar, os modelos da série B110 foram os que apresentaram os menores valores da relação $F_{u,teo} / F_{u,exp}$. Todos os modelos apresentaram força última experimental maior que a força última teórica.

4,3 Deformações medidas nas barras das armaduras do tirante

As deformações nas barras das armaduras do tirante dos blocos sobre duas estacas foram medidas por meio de extensômetros elétricos. Foram instrumentadas duas barras, conforme figura 7, e os extensômetros foram colados nas seções coincidentes com o centro do bloco (e2 e e4) e na posição que coincide com eixo da estaca (e1 e e3). A ideia foi instrumentar apenas um lado do bloco, considerando-se a simetria do modelo.

A escolha dos pontos da instrumentação teve o objetivo de permitir o cálculo da tensão nas barras das armaduras do tirante, possibilitando analisar os resultados experimentais e os teóricos. Os blocos das séries que foram projetados com armadura na segunda camada, série B120 e B127, também tiveram uma das barras da segunda camada instrumentada na posição central (e25).

Os extensômetros 1, 2, 3 e 4 localizados na mesma posição, mas em barras diferentes, apresentaram desempenho semelhante das barras, podendo-se considerar que todas as barras estavam com a mesma deformação nas posições equivalentes. Com isso pode-se usar a deformação média entre e1 e e3 e e2 e e4 e fazer uma análise comparativa entre os modelos da mesma série. Os gráficos das médias das deformações medidas nos extensômetros e2 e e4 (posição central) são mostrados na Figura 8.

Analisando-se as deformações médias no centro das barras do tirante pode-se verificar que nos blocos da série B110 houve um aumento na deformação com o aumento da taxa de armadura do pilar. Já nos modelos da série B115 a maior deformação ocorreu no bloco com taxa de 2,5% de armadura do pilar, B115P250R25. Nas séries B120 e B127 os valores da deformação medidas na seção transversal analisada são bem semelhantes em todos os modelos, ou seja, o aumento na deformação não foi significativo com o aumento da taxa de armadura do pilar.

A Tabela 5 apresenta os valores das médias das deformações medidas pelos extensômetros referentes as etapas de força última experimental. Na tabela 5 são apresentados os valores das deformações médias medidas no centro das barras de armadura do tirante (e2 e e4) e nas seções que contém os eixos das estacas (e1 e e3). O objetivo de se utilizar estes extensômetros nas posições que coincidem com os eixos das estacas foi verificar como as barras se deformam ao longo do seu comprimento. Na maioria dos modelos observou-se que esta deformação tem valor próximo de 1‰, sendo este valor é menor que o valor da deformação média no escoamento, mas sendo um valor bem diferente de zero, o que significa que tem que se prever ancoragem em gancho destas barras.

4.4 Estimativa da força no tirante

Por meio das deformações medidas com os extensômetros elétricos, localizados nas barras de aço da armadura principal de tração, foi possível fazer uma estimativa da força no tirante ($R_{st,exp}$). Considerando-se que todas as barras de armadura da seção estejam submetidas a mesma tensão (foram instrumentadas duas das quatro barras de armadura) foi feito uma média entre os extensômetros e calculada a força experimental $R_{st,exp}$. Os valores últimos das forças ($R_{st,exp}$) estimadas com as deforma-

ções das barras da armadura, registradas pelos extensômetros e2 e e4 são mostrados na Tabela 6. Para este cálculo utilizou-se os módulos de elasticidade, obtidos por meio do ensaio das barras de armadura, sendo os valores médios de 198,02 GPa obtidos para as barras de diâmetro de 12,50 mm (modelos da série B110, B115 e B120); e 202,56 GPa para as barras de 16mm (modelos B127). Os valores das forças utilizadas no projeto dos modelos, também são mostrados na Tabela 6, o valor teórico da força efetiva de projeto ($R_{st,efe,teo}$) foi calculada para uma resistência média à compressão do concreto de 30,47 MPa, e resistência média de escoamento das barras de aço de 558,41 MPa.

Conforme mostrado na Tabela 6 os valores das forças experimentais calculadas nos tirantes se modificaram com a variação das taxas de armaduras nos pilares. Fazendo-se uma análise comparativa entre as forças experimentais estimadas com as deformações das barras e a força efetiva teórica calculada pelo Método de Blévet e Fremy (1967), nos modelos da série B110 apenas o modelo B110P125R4 apresentou força maior do que a teórica. Para os modelos da série B115, apenas o modelo B115P250R25 teve a força experimental no tirante maior do que a teórica. Nos modelos da série B120 e B127 os valores experimentais, em todos os modelos, foram menores.

4.5 Parâmetros de resistência para região nodal inferior determinados experimentalmente

O dimensionamento das bielas de compressão, consideradas em um modelo de cálculo, está intimamente ligado ao modo como as tensões de compressão são distribuídas no elemento estrutural. Nos modelos experimentais estudados com relação a investigação das deformações na face do bloco não foi possível definir um parâmetro de resistência das bielas. Mas foi possível constatar que em alguns modelos ocorreu a ruína por ruptura do concreto na região da biela

Tabela 7

Tensões nas regiões nodais inferiores

Modelo	Reação na estaca (kN)	Tensão efetiva (MPa)	Tensão efetiva / f_c	θ_{exp}	Tensão biela (MPa)	Tensão biela / f_c
B110P125R1	236,00	15,10	0,50	56,30	12,57	0,41
B110P125R25	286,01	18,30	0,60	53,20	14,66	0,48
B110P125R4	308,13	19,72	0,65	43,90	13,67	0,45
B115P250R1	356,34	22,81	0,75	53,00	18,21	0,60
B115P250R25	375,37	24,02	0,79	49,30	18,21	0,60
B115P250R4	402,27	25,75	0,84	57,40	21,69	0,71
B120P375R1	436,90	27,96	0,92	55,70	23,10	0,76
B120P375R25	436,24	27,92	0,92	51,90	21,97	0,72
B120P375R4	466,33	29,85	0,98	55,20	24,51	0,80
B127P500R1	519,31	33,24	1,09	52,90	26,51	0,87
B127P500R25	494,76	31,66	1,04	49,60	24,11	0,79
B127P500R4	493,22	31,57	1,04	53,60	25,41	0,83

Observação: $f_c = 0,9 \cdot f_{cm}$

Tabela 8

Resumo das principais influências da variação de taxa de armadura dos pilares

Modelo	Pilares		Influência dos valores de taxa de armadura dos pilares
	Medidas da seção (cm)	Taxa de armadura (%)	
B110P125R1	12,5x12,5	1,0	Taxa maior de armadura apresentou maior força última experimental Taxa maior de armadura apresentou deformação maior na posição central da armadura do tirante
B110P125R25		2,5	
B110P125R4		4,0	
B115P250R1	12,5x25,0	1,0	Taxa maior de armadura apresentou maior força última experimental Taxa maior de armadura apresentou deformação menor na posição central da armadura do tirante
B115P250R25		2,5	
B115P250R4		4,0	
B120P375R1	12,5x37,5	1,0	Taxa maior de armadura apresentou maior força última experimental Taxa de armadura do pilar teve influencia pequena na deformação da armadura do tirante
B120P375R25		2,5	
B120P375R4		4,0	
B127P500R1	12,5x50,0	1,0	Taxa menor de armadura apresentou maior força última experimental Taxa maior de armadura apresentou deformação menor na posição central da armadura do tirante
B127P500R25		2,5	
B127P500R4		4,0	

Observação: em todos os modelos as deformações das armaduras na posição do eixo das estacas foi menor para pilares com menor taxa de armadura.

de compressão. Portanto, como parâmetro de resistência adota-se valores menores do que a resistência à compressão do concreto.

A tensão na região nodal inferior deve ser verificada na região em que a armadura do tirante é interceptada pela biela de compressão, perpendicular a largura da biela. Os parâmetros limites para tensões nessa região envolvem o ângulo de inclinação das bielas, portanto, defini-los com base nos resultados experimentais encontrados não seria uma boa alternativa, já que nos blocos estudados procurou-se manter o mesmo ângulo de inclinação das bielas.

Para definição dos parâmetros de resistência, nesta pesquisa as tensões nas zonas nodais inferiores (estacas) foram obtidas em cada modelo, considerando a última etapa de força (Fu), e considerando ainda, a maior reação obtida nas estacas.

Para o cálculo das tensões nas zonas nodais inferiores primeiramente calculou-se uma tensão efetiva, considerando a área da estaca de 156,25 cm²; calculou-se, ainda, uma tensão na biela, considerando a área da estaca projetada em um plano inclinado, a inclinação foi adotada em conformidade com o ângulo θ_{exp} , calculado com valores experimentais de deformações nos tirantes. As tensões calculadas foram relacionadas com a resistência média à compressão do concreto f_c (calculada com valores experimentais) multiplicada por 0,9 (coeficiente que leva em consideração as relações entre as resistências obtidas nos corpos-de-prova e a real que atua no concreto da estrutura). Essas relações e os valores das tensões nas regiões nodais inferiores são mostrados na tabela. Com base nos valores da tabela 7 as tensões nodais na região da estaca foram maiores nos modelos da série B127. Fazendo uma análise comparativa entre os modelos da mesma série, pode-se dizer que para as séries B110, B115 e B120 as maiores tensões nas regiões nodais ocorreram para os modelos com maiores taxas de armadura geométrica no pilar (B110P125R4, B115P250R4,

B120P375R4), na série B127 o maior valor de tensão ocorreu para o modelo B127P500R1 (menor taxa geométrica).

Nos modelos na série B127 as relações entre a tensão efetiva e a resistência média do concreto à compressão foram maiores do que os recomendados, fato que constata que pode ter havido ruptura do concreto nessa região. Na série B120 esse valor foi próximo de um e nas demais séries os valores foram bem abaixo comprovando que não houve ruptura do concreto nessa região.

5. Discussão dos resultados

Inicialmente apresenta-se uma tabela com um resumo das principais influências dos valores de taxa de armadura de pilares, no funcionamento dos modelos de blocos analisados.

Analisando as deformações nas armaduras dos tirantes nas seções centrais, pode-se dizer, com exceção dos modelos da série B110 e B120, que as deformações médias últimas foram maiores nos modelos com menor taxa de armadura geométrica no pilar. Nos modelos da série B120 um dos extensômetros foi danificado, prejudicando a análise.

As deformações medidas na armadura longitudinal de tração do bloco, na seção que contem o eixo da estaca, parece haver uma grande influência da seção do pilar pois, nos modelos da série B127 a redução da deformação ao longo da barra de armadura foi menor nos modelos com maior taxa de armadura no pilar.

Essas constatações levam a algumas conclusões a respeito da ancoragem das barras das armaduras principais de tração nos blocos sobre duas estacas. Alguns autores sugerem que o ponto de início de ancoragem das barras é a partir do centro da estaca, e outros, admitem que este ponto está localizado no plano tangente interno à estaca. O valor da força a ancorar é considerado em al-

guns métodos igual a força calculada no tirante e outros sugerem a minoração desta força já que existe o efeito favorável da biela de compressão melhorando as condições de ancoragem. Pode-se dizer que nos projetos de blocos sobre estacas são adotadas considerações práticas, além disso, não há consenso sobre o que se adotar e como se projetar. Considerando as análises feitas neste artigo sugerem-se que as barras da armadura principal sejam sempre ancoradas com ganchos nas extremidades nos casos de blocos que recebem pilares de seção retangular alongada.

Com relação aos parâmetros de resistência nas regiões nodais inferiores, as relações obtidas, entre a tensão na biela na zona nodal inferior, e a resistência média do concreto não excederam o valor de 0,87. Esse valor é 62% menor do que aquele sugerido por alguns autores, que indicam a consideração de um coeficiente de 1,4, para blocos sobre duas estacas, multiplicando $0,85f_{cd}$ para definição da tensão limite junto a estaca.

Os valores dos parâmetros de resistência estimados com dados experimentais, para regiões nodais inferiores (região da estaca), demonstram diferenças significativas entre pilares de seção quadrada e pilares de seção retangular. De forma geral as relações para pilares de seção quadrada os parâmetros são menores. Não há uma influência significativa das diferentes taxas de armaduras de pilares nesses parâmetros. Fazendo uma análise comparativa entre os valores experimentais e os parâmetros sugeridos pela ABNT NBR 6118:2014 [1] e considerando que nos valores experimentais não há coeficientes de segurança, pode-se dizer que as menores relações estimadas experimentalmente são próximas dos valores sugeridos pela ABNT NBR 6118:2014 [1]. Com esta análise fica evidente que há influência da seção dos pilares alongados na resistência das regiões nodais inferiores.

6. Conclusão

Por meio dos resultados obtidos neste artigo foi possível analisar a influência das seções de pilares quadrada e retangular e a influência de diferentes taxas de armadura longitudinal de pilares nas armaduras de tração de blocos sobre duas estacas.

A análise dos resultados corroborou com o Método de Fusco [3], já que demonstram que a seção dos pilares e as diferentes taxas de armadura influenciam o comportamento do bloco sobre duas estacas. Conclui-se que as forças última experimentais nas barras da armadura principal dos blocos ocorreram nas regiões centrais, e, nas seções transversais coincidentes com os planos que contêm os eixos das estacas apresentaram forças menores. Esse fato pode ser entendido como a influência dos campos de tensão de compressão na distribuição de tensões de tração nessas regiões. Nos modelos com pilares retangulares alongados essa redução foi menor. Esse fato demonstrou que a seção transversal dos pilares influencia nas solicitações do tirante. Sugere-se, portanto, que as barras da armadura do tirante, nesses casos, devem ser ancoradas com gancho.

Ficou mostrado ainda que as deformações nas barras de armaduras do tirante são reduzidas da seção central para as seções que contêm o eixo da estaca. Esta redução é menor em modelos com pilares de seção retangular alongada e com grandes taxas de armadura, portanto, a redução de comprimentos de ancoragem e a não previsão de ganchos na armadura principal do tirante pode

ser uma ideia equivocada, ou deve ser analisada com mais critério em cada caso.

Nas análises realizadas também se comprovou a influência das seções de pilares e das taxas de armadura nas tensões que limitam as zonas nodais do modelo, sendo possível a adoção de critérios que levem isso em conta.

7. Agradecimentos

Os autores agradecem à CAPES e ao CNPq pelo suporte financeiro e ao Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP pela possibilidade de realizar a pesquisa.

8. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto- Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur piex. *Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, v. 20, n. 230, 1967, p. 223-295, fev.
- [3] FUSCO, P. B. Técnica de armar as estruturas de concreto. São Paulo, Editora Pini Ltda, 1994.
- [4] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP, Recommendations particulières na calcul et à l'execution des semelles de fundations. *Bulletin D'Information*. Paris, n. 73, 1970.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2007 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2007.
- [6] COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN - EHE: Instrucción Española de Hormigón Armado. Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, Madrid, 2008.
- [7] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI 318-08 – Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Farmington Hills, USA, 2008.
- [8] MIGUEL, G. M. Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, Brasil, 2000.
- [9] SOUZA, R. A. Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades. Tese de doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 2004.
- [10] DELALIBERA, R. G. Análise experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, Brasil, 2006.
- [11] BUTTIGNOL, T. E. T. Análise Computacional de Blocos sobre Estacas. Campinas. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil, 2011.
- [12] BURKE JUNIOR., J. U. (1978). Blocos rígidos sobre apoios diretos. São Paulo, Maubertec, 1978.
- [13] MUNHOZ, F. S. Análise experimental e numérica de blocos rígidos sobre duas estacas com pilares de seções quadradas e retangulares e diferentes taxas de armadura. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, Brasil, 2014.

Volume 10, Number 3
June, 2017
ISSN: 1983-4195

Contents

Stress-strain curve of concretes with recycled concrete aggregates: analysis of the NBR 8522 methodology

D. A. GUJEL, C. S. KAZMIERCZAK and J. R. MASUERO

547

Investigation of the influence of different surface regularization methods for cylindrical concrete specimens in axial compression tests

R. MEDEIROS, B. A. PEREIRA, G. SIPP and T. DELFINO

568

Experimental analysis of a mechanical shear connector in concrete filled steel tube column

J. G. R. NETO and A. M. SARMANHO

592

Port structures – the distribution of forces on infrastructure due to mooring and berthing of vessels

C. COMIN and R. M. DE SOUZA

626

Monitoring the carbonation front progress in a cementitious composite having its pore structure analyzed through μ -CT imaging

E. LACERDA, A. G. MAGALHÃES, E. E. BERNARDES, E. H. M. NUNES and W. L. VASCONCELOS

653

Study of blast wave overpressures using the computational fluid dynamics

M. L. COSTA NETO and G. N. DOZ

669

The effect of the failure of the steel roof on the facade concrete columns of a warehouse in fire. A study case

I. PIERIN, V. P. SILVA and M. R. VARGAS

687

The influence of deck flexibility on the dynamic response of road bridges

E. P. SCHMIDT and C. E. N. MAZZILLI

706

Experimental study of the mechanical behavior of self-compacting concrete based on fracture mechanics

G. O. RIBEIRO, P. C. GUETTI and P. SERNA

744

Variation analysis effects of square and rectangular columns section with different longitudinal reinforcement rates in the main reinforcement two pile caps analysis

F. S. MUNHOZ and J. S. GIONGO

760