REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL IBRACON



Evaluation of a method based on image analysis to obtain shape parameters in crushed sand grains A. G. GOLDONI, L. M. PANDOLFO, A. P. GOMES, D. FOLLE, M. S. MARTINS and A. PANDOLFO

Parametric analysis of AAR influent factors on thin-walled columns E. L. MADUREIRA and E. C. RODRIGUES

Bond strength between stell-concrete and between concretes with different ages in structural rehabilitation M. R. DORIA, A. T. C. SALES and N. F. DE A. ANDRADE

State and I

Assessment of cover to reinforcement in slabs using different spacer and tying distances A. P. MARAN, M. F. F. MENNA BARRETO, A. B. ROHDEN, D. C. C. DAL MOLIN and J. R. MASUERO

Geometric characterization of polymeric macrofibers A. R. E. CÁCERES, I. GALOBARDES, M. S. REBMANN, R. MONTE and A. D. DE FIGUEIREDO

Determination of parameters of a viscous-cohesive fracture model by inverse analysis F. L. GEA DOS SANTOS and J. L. A. O. SOUSA

3D investigation of steel fiber distribution in reinforced concrete by X-ray microtomography A.C. MACHADO, M. A. SILVA, R. D. T. FILHO, M. S. PFEIL, I. LIMA and R.T. LOPES

Measurements of bridges' vibration characteristics using a mobile phone Z. M. C. PRAVIA and J. D. BRAIDO

Discussion of "Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures by Couto, D.; Carvalho, M.; Cintra, A. and Helene, P. Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2015, vol.8, n.3, pp. 365-389" D. M. SANTOS, F. R. STUCCHI and A.T. BECK

Response to the Discussion of "Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures, Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2015, vol.8, n.5, pp. 744-748, proposed by Santos, D. M.; Stucchi, F. R. and Beck, A.T." D. COUTO, M. CARVALHO, A. CINTRA and P. HELENE

Editorial

http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952015000500001

We are publishing the October 2015 issue of the IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 8 Number 5, October 2015). This issue contains eight articles on concrete structures and materials, a discussion on a previously published article and the corresponding response by the authors. Image analysis for obtaining shape parameters in crushed sand grains is the subject of the first article. The work described in the second article aims at the numerical simulation of concrete wall-like columns, affected by the alkali-aggregate reaction. The third article deals with the bond strength between steel-concrete and between concretes with different ages, focusing on structural rehabilitation. The fourth article presents an evaluation of reinforcement cover in slabs using different spacer and tying distances. The motivation is durability, directly related to the cover thickness. The geometric characteristics of synthetic macrofibers, important because of their effects on the behavior of fiber reinforced concrete, are the subject of the fifth article. The sixth article describes an inverse analysis strategy for automatically determining cohesive and viscous parameters describing a fracture model for concrete under tensile stresses, using data from three-point bend tests performed at high loading rates. The next article reports an investigation on the spatial distribution of steel fibers in concrete using X-ray microtomography. The last article presents an alternative way for a bridge inspection considering dynamic parameters, using mobile phone equipment to acquire acceleration data and evaluate the structural behavior of two concrete viaducts from natural frequencies. The issue closes with a discussion on a formerly published article and the corresponding response by the authors.

All the articles describe original research and are peer-reviewed by specialists with expertise in the specific subjects. We congratulate authors and reviewers for the high level of this issue.

Américo Campos Filho, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Rafael Giuliano Pileggi and Roberto Caldas de Andrade Pinto, Editors

Estamos publicando a o número de outubro de 2015 da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (Volume 8 Número 5, Outubro de 2015). Esta edição contém oito artigos sobre estruturas e materiais de concreto, uma discussão sobre um artigo publicado anteriormente e a correspondente resposta pelos autores. A análise de imagens para a obtenção de parâmetros de forma em grãos de areia de britagem é o tema do primeiro artigo. O trabalho descrito no segundo artigo tem como objetivo a simulação numérica de pilares-parede de concreto, afetados pela reação álcali-agregado. O terceiro artigo trata da aderência entre o aço-concreto e entre concretos com diferentes idades, com foco na reabilitação estrutural. O quarto artigo apresenta uma avaliação do cobrimento da armadura em lajes utilizando diferentes distâncias espaçadores e pontos de amarração. A motivação é a durabilidade, directamente relacionada com a espessura de cobertura. As características geométricas de macrofibras sintéticas, importantes devido a seus efeitos sobre o comportamento do concreto reforçado com fibras, são o objecto do quinto artigo. O sexto artigo descreve uma estratégia de análise inversa para determinar automaticamente os parâmetros coesivos e viscosos que descrevem um modelo de fratura de concreto em tração, utilizando dados de ensaios de flexão em três pontos sob taxas de carregamento elevadas. O artigo seguinte relata uma investigação sobre a distribuição espacial de fibras de aço no concreto utilizando microtomografia de raios-X. O último artigo apresenta uma forma alternativa para a inspeção em uma ponte considerando parâmetros dinâmicos, usando medições com equipamentos de telefonia móvel para adquirir dados de aceleração e determinar frequências naturais em dois viadutos de concreto. O número se encerra com uma discussão de um artigo publicado anteriormente e a correspondente resposta pelos autores.

Todos os artigos descrevem pesquisas originais e foram avaliados por especialistas com experiência nos assuntos específicos. Parabenizamos os autores e revisores pelo elevado nível desta edição.

Américo Campos Filho, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Rafael Giuliano Pileggi e Roberto Caldas de Andrade Pinto, Editores

Editorial Board

- Américo Campos Filho (Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa (Editor, UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)
 Rafael Giuliano Pileggi
- (Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil)
- Roberto Caldas de Andrade Pinto (Editor, UFSC, Florianópolis, SC, 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, Ciudade Real, Spain) • Guilherme Sales Melo
- (Former Editor, UnB, Brasilia, DF, Brazil) • Ivo José Padaratz
- (UFSC, Florianópolis, SC, Brazil) • Joaquim Figueiras
- (FEUP, Porto, Portugal)
- José Marcio Fonseca Calixto (UFMG, Belo Horizonte, MG, Brazil)
- Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (Former Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- Mounír Khalil El Debs (USP, São Carlos, SP, Brazil)
- Nicole Pagan Hasparyk (Former Editor, FURNAS, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)
 Osvaldo Luís Manzoli
- Osvaldo Luis 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
- Romito Dias Toledo Filho (Former Editor, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brazil)
- Ronaldo Barros Gomes (UFG, Goiânia, GO, Brazil)
- Rubens Machado Bittencourt (Former Editor, FURNAS,
- Àparecida de Goiânia, GO, Brazil) • Túlio Nogueira Bittencourt (Former Editor, USP,
- São Paulo, SP, 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.

Volume 8, Number 5 October 2015 ISSN: 1983-4195



Cover: MUSEU DA IMAGEM E DO SOM, RIO DE JANEIRO

Courtesy:	PHD ENGENHARIA,	São Paulo
-----------	-----------------	-----------



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 Espirito 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)

Rafael Giuliano Pileggi (Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto (Brazil)

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

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Evaluation of a method based on image analysis to obtain shape parameters in crushed sand grains A. G. GOLDONI, L. M. PANDOLFO, A. P. GOMES, D. FOLLE, M. S. MARTINS and A. PANDOLFO	
	577
Parametric analysis of AAR influent factors on thin-walled columns	
E. L. MADUREIRA and E. C. RODRIGUES	
	591
Bond strength between stell-concrete and between concretes with different ages in structural rehabilitation M. R. DORIA, A. T. C. SALES and N. F. DE A. ANDRADE	
	604
Assessment of cover to reinforcement in slabs using different spacer and tying distances A. P. MARAN, M. F. F. MENNA BARRETO, A. B. ROHDEN, D. C. C. DAL MOLIN and J. R. MASUERO	
	625
<i>Geometric characterization of polymeric macrofibers</i> A. R. E. CÁCERES, I. GALOBARDES, M. S. REBMANN, R. MONTE and A. D. DE FIGUEIREDO	
	644
Determination of parameters of a viscous-cohesive fracture model by inverse analysis F. L. GEA DOS SANTOS and J. L. A. O. SOUSA	
	669
3D investigation of steel fiber distribution in reinforced concrete by X-ray microtomography A.C. MACHADO, M. A. SILVA, R. D. T. FILHO, M. S. PFEIL, I. LIMA and R.T. LOPES	
	707
Measurements of bridges' vibration characteristics using a mobile phone Z. M. C. PRAVIA and J. D. BRAIDO	
	721
Discussion of "Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures by Couto, D.; Carvalho, M.; Cintra, A. and Helene, P. Rev. IBRACON Estrut.	
Mater. 2015, vol.8, n.3, pp. 365-389" D. M. SANTOS, F. R. STLICCHI and A.T. BECK	744
Response to the Discussion of "Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures, Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2015, vol.8, n.5, pp. 744-748, proposed by Santos, D. M.; Stucchi, F. R. and Beck, A.T." D. COUTO, M. CARVALHO, A. CINTRA and P. HELENE	

749

Aims and Scope

Aims and Scope

The IBRACON Structures and Materials Journal is a technical and scientifical 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

ARevista 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 subseqüentes 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 2013/2015

Diretor Presidente Túlio Nogueira Bittencourt

Assessores da Presidência Augusto Carlos de Vasconcelos José Tadeu Balbo Selmo Chapira Kuperman

Diretor 1º Vice-Presidente Julio Timerman

Diretor 2º Vice-Presidente Nelson Covas

Diretor 1º Secretário Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário Arcindo Vaqueiro Y Mayor

Diretor 1º Tesoureiro Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro Carlos José Massucato

Diretor de Marketing Hugo da Costa Rodrigues Filho

Diretor de Eventos Luiz Prado Vieira Júnior

Assessor de Eventos Maurice Antoine Traboulsi

Diretor Técnico Inês Laranjeira da Silva Battagin

Diretor de Relações Institucionais Ricardo Lessa

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica Paulo Helene

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho

Diretor de Cursos Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Certificação de Mão-de-obra Roseni Cezimbra

Conselho Diretor Biênio 2013/2015

Sócios Titulares Individuais

Inês Laranjeira da Silva Battagin Cláudio Sbrighi Neto Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho Augusto Carlos de Vasconcelos Nélson Covas Vladimir Paulon Antonio Laranjeiras Enio Pazini Figueiredo Júlio Timermam Luis Prado Vieira Júnior

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland POLI-USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo L. A. FALCÃO BAUER FURNAS ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada em Concreto GERDAU ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem CNO – Companhia Norberto Odebrecht OTTO BAUMGART

Conselheiros Permanentes

Eduardo Antonio Serrano Paulo Helene Ronaldo Tartuce Rubens Machado Bittencourt Selmo Chapira Kuperman Simão Priszkulnik



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Evaluation of a method based on image analysis to obtain shape parameters in crushed sand grains

Avaliação de um método baseado em análise de imagens para obtenção de parâmetros de forma em grãos de areia de britagem

A. G. GOLDONI ^a goldoni@upf.br

L. M. PANDOLFO * marcondes@upf.br

A. P. GOMES ^a alinegomes1977@hotmail.com

D. FOLLE ^a daiane.folle@imed.edu.br

M. S. MARTINS ^a marcelemartins@imed.edu.br

A. PANDOLFO a pandolfo@upf.br

Abstract

The objective of this paper is to evaluate a method based on image analysis to obtain shape parameters in crushed sand grains. There is no consensus about standards and rules for testing aggregates, the lack of methodology to prepare and conduct tests may produce incorrect results, which do not satisfactorily represent the aggregate characteristics. One way to perform these analyzes is the use of images obtained with magnifying glasses or similar equipment. To contribute to this, three experiments were prepared with samples of crushed sand from the city of Passo Fundo. The fixed and evaluated parameters were: samples preparation, zoom used for image acquisition and number of grains representative of the shape parameters. The results were statistically analyzed and significant differences were obtained to the shape factor regarding the fixed parameters, except for the number of grains needed to characterize it, which differs from the currently literature used by academic studies. According to this work it is possible to realize that it is necessary to standardize the tests for shape analysis to eliminate errors generated by the interpretation of incorrect results, which may have been generated by changes in the methodology for conducting the tests.

Keywords: crushed sand, crushed sand grain shape, image analysis.

Resumo

Esse trabalho avalia um método de análise de imagens para obtenção de parâmetros de forma em grãos de areia. Avaliando-se os ensaios utilizados em trabalhos científicos, pode-se considerar a não existência de um consenso nos parâmetros utilizados para avaliação da forma dos grãos de agregados miúdos, ressalta-se que a falta de metodologia definida para a realização dos ensaios pode gerar resultados equivocados, que não representem satisfatoriamente as características dos agregados. Uma das maneiras de realizar essas análises trata-se du a utilização de análise de imagens obtidas a partir do uso de lupas ou equipamentos semelhantes. Para contribuir nesse sentido, foram preparados três experimentos, com amostras de areia de britagem da cidade de Passo Fundo. Os parâmetros fixados foram a preparação das amostras, os aumentos utilizados para aquisição das imagens e o número de grãos representativos dos parâmetros de forma. Os resultados dos experimentos elucidaram a necessidade de estudos mais aprofundados a respeito da padronização do ensaio. E comprovaram a necessidade da padronização dos ensaios para o fator de forma em agregados miúdos. Os dados obtidos foram analisados estatisticamente e obtiveram-se diferenças significativas para o fator de forma em relação aos parâmetros fixados, com o presente trabalho pode-se perceber que existe a necessidade de padronizar os ensaios para análises de forma, de modo a eliminar erros gerados pela interpretação de resultados equivocados, que podem ter sido gerados por pequenas variações na metodologia utilizada para a realização dos ensaios.

Palavras-chave: areia de britagem, forma dos grãos de areia de britagem, análise de imagens.

^a Faculdade de Engenharia e Arquitetura, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, RS, Brasil.

Received: 20 Oct 2014 • Accepted: 28 May 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

1. Introduction

Many studies have concluded that the aggregates used in concretes and mortars are not just inert materials. Among the various functions performed by them there are filling voids, contributing to a continuous grading curve of solids, restricting plastic shrinkage, etc.; there is a consensus that these aggregates are responsible for several of these properties, whether they are in fresh or hardened state. These materials are present in significant proportions in concretes and mortars – in the latter they can correspond to up to 80% of the total mass of the mixture (CINCOTTO, CARNEIRO [1]).

Compared with the aggregate obtained with crushing processes, natural sand has always been the main minute aggregate used for manufacturing mortars and concretes. According to some authors, such as Mehta and Monteiro [2] this preference for natural sand comes from its grains, which are rounder, and from its low content of powder material. This low content of fine material decreases the mixture consumption of water, improving some of the key properties of concrets, such as mechanical and cracking resistance.

The fact that the uncontrolled exploitation of natural sand in quarries and rivers is an activity that caused environmental degradation in many regions generates the need to search for alternative materials. Crushed sand has for years showed itself as a solution to the problem of exponential increases in transportation costs of natural sand, a material which is increasingly difficult to obtain in large centers.

For years, several authors have studied the properties of natural sand and its influence in concrets and mortars. For crushed sand, the studies are more recent. Among the properties of sand there are granulometric and morphologic characteristics, surface texture, and others derived from these, such as the compactness and the swelling coefficient. The main properties addressed in these papers are the granulometric composition and the compactness, and generally little relevance is given to the grain shape, since traditional studies do not normally carry out characterization tests for shape and texture. There is a consensus in literature that the grains from aggregates generated by crushing feature shape and surface texture different from those of aggregates from natural origin. With the use of crushed sand, the study of shape and texture of large aggregates becomes more important to allow sorting, observing the changes and identifying the influence of form in the properties of materials produced with it.

The main factors which influence the grain shape of an aggregate are its original rock and the process of fragmentation the material went through. In relation to the crushing process, several companies employ advanced technological crushers, and processes that improve the shape of the grains, to obtain aggregates with better quality and performance. Moreover, it can be affirmed that, frequently, the crushed sand angular form is a justification for its bad performance in relation to the consumption of cement and water. With precise tools and in-depth studies of its influence, it is believed to be possible to define the real importance of the form in the performance of concrete and mortars.

Normally, the evaluation of the aggregates is centered in the features of granulometry and fineness; this, according to Chaves [3] and Silva [4], is considered one of the main limitations to gauging the real influence of sand in mortars and concretes. The same authors also commented on the lack of simple and fast methods to analyze the shape and to quantify the characteristics of the grains. Since there are no national standards for testing the characterization of form in minute aggregates, each author uses a different method for sample preparation, thus, possibly, not giving margin for significant results. It is still questioned whether these differences regarding tests in works that study the form of minute aggregates generate differences in results and, if so, if it is possible to compare these works.

Therefore, gaps, in methods for determining the shape, still exist, justifying this work. Among the issues to be clarified for the understanding of aggregate grain shape are: if there is an effect regarding the type of sample preparation, which should be the increases used in image obtention and, especially, what would be the required number of grains to be used.

1.1 Objective

This study intends to analyze the results obtained in an analysis method of sand grain shape characterization, checking their variability with image capture changes (augmentation), grain organization and grain number.

2. Methodology

2.1 Selection and preparation of sand

The sand which was used to obtain the images for this work was collected in the city of Passo Fundo, in Rio Grande do Sul, and it matches the type most widely used in the region. Among the sample preparation steps were: collecting, washing, drying in a heater, sample reducing and sand sifting in order to separate it into granulometric fractions.

The sand was washed in a 0.6 mm sieve, resulting in fractions used in this work, corresponding to 0.6 mm, 1.2 mm and 2.4 mm grains. Heater drying took place during 24 hours, and sample reducing was performed with a sample splitter, obtaining 10g of sand to the confection of each blade.

2.2 Definition of the number of necessary grains

Equation 1 was used to calculate the number of grains:



Where:

 $I_{x,}^2$ = Significance value from the Student's T table.

CV = Coefficient of variation

Er = relative error

2.3 Grain preparation for image collection

In order to verify the influence of sample preparation, two means of preparation were analyzed: one with oriented grains and the other with the grains randomly arranged. The grains of each fraction were pasted on double-sided tape over glass plates, which were then placed under the magnifying glass to collect images, always seeking to put the larger grain dimension in the frame. The randomly arranged examined grains were released on a glass plate at a constant height of approximately 3 cm. The sand was then divided into the 3 fractions of sieves in regular series (2.4 mm 1.2 mm; 0.6 mm).

2.4 Obtention and analysis of images

This phase was preceded by the resolution selection and increases (zoom) appropriate for the analysis of images. The equipment used for this research was a magnifying glass of model XTL-101, with a zoom ranging between (0.7 and 4.5) times, direct and indirect lighting possibility and intensity adjustment, in addition to a support for a digital camera, which processes the images in digital format for computer analysis.

The next stage was to obtain the images with the magnifying glass and the LABView software. At the time of collection, multiple configurations were tested, such as brightness, contrast and saturation. The objective was to obtain a standardization of the process and to specifically eliminate some distortions on the grain edges, a recurrent problem in images obtained with a digital camera. The edges feature a different color from the rest of the grain, a fact that can cause them not to be processed by the image analysis program as the grain limit.

Similarly, another important adjustment required was the choice of the lighting to be used in the image collection: direct lighting, indirect lighting or both at the same time; it was also necessary to determine the intensity that would result in better definition at the time of the capture.

The obtention of the images for calculating the parameters of grain shape in crushed sand was made under the conditions of ideal brightness, saturation, contrast and lighting.

Parameters of shape calculation were preceded by an image treatment and by using an image analysis program. The program, used in this work, was the Image J program found in the World Wide Web.

Image analysis procedure consists of the following steps:

- Changing the format of the original image to 8 bits;
- Closing the edges of the open grains with a program command;
- Filling the grains that will be measured with a determined color;
- Painting the background with a different color;
- Obtaining a bicolor design, which serves as basis for the program to automatically attain values of area, perimeter and cross-sectional dimension of grains;





```
Where:
```

E: sphericity;

 $D_c=d_{max}$: diameter of the smallest circle circumscribed in the grain, which corresponds to the maximum diameter or Feret's diameter, directly measured in grain projection (mm);

 d_c : diameter corresponding to the projection area of the grain, calculated from the area of the circle (A_{circle}) using Equation (3):

$$A_{circulo} = \frac{\pi \cdot (d_c)^2}{4} \quad \therefore \quad d_c = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$
(3)

Where:

A: the projection area of the grain (mm²), measured directly on the two-dimensional projection image of the grain.

$$Ar = \frac{4A_p}{\pi \cdot (d_{\max})^2}$$
(4)

Where:

Ar: rounding;

 A_{ρ} : projection of grain area, measured directly on the image of grain (mm²);

 A_c : area of the circle circumscribed in the grain, calculated with equation (5):

$$A_c = \frac{\pi \cdot (d_{\max})^2}{4}$$
(5)

Where:

 d_{max} : maximum diameter or Feret's diameter, also measured on the projection of grain (mm²).

$$F_{forma} = \frac{4\pi A}{P^2}$$
(6)

Where:

A: area of grain projection, measured directly on the image of grains (mm²);

P: perimeter of the projection of grain, measured directly on the image of grains (mm).

- To evaluate the influence of sample preparation, images of the three fractions of sand were obtained: (2.4 - 1.2 - 0.6) mm, captured in two arrangements, randomly positioned and oriented. The choice was related to the fact that it is difficult to orient the smaller fractions (0.3 mm, 0.15 mm and 0.075 mm);
- To assess the influence of the zoom, the fraction 1.2 mm was chosen, for its possibility of being photographed with a larger number of increases without any harm to the visualization. Increases of (0.7-1.5-3.0) times were used.
- To evaluate the number of grains, the 0.6 mm fraction was chosen; being the smallest fraction, it enabled to capture more grains per image and therefore resulted in fewer images, which perfected the work.

After image analysis, a statistical analysis of the results was performed with the MiniTab program. Analysis of variance ANOVA was employed, and the real influence of various factors in the tests and of their interaction with the parameters of the form presented in the results were obtained.



3. Presentation and examination of the experimental results

After the application of the image analysis method, the appearance of the observations can be seen in Figure 1, both before and after the treatment described in the method. The images with this configuration permitted to obtain the results used in the statistical analysis.

3.1 Influence of sample preparation

Figure 2 presents the images of the 0.6 mm fraction grains randomly distributed (a) and oriented (b). A small difference can be noted, which could be attributed to the fact that the oriented grains can be placed with their greatest dimension in the frame.

The average results of rounding, sphericity and form factor obtained for the three parameters studied are shown in table 1, as well as the standard deviation and coefficient of variation (CV).

Evaluating the coefficient of variation presented in table 1, it is observed that the rounding is the parameter with the highest values. This can be related to the fact that the parameter takes into account the square of the maximum observed diameter, thus any variation in measure generates a greater difference. In variance analysis, the form factor was the only parameter to show significant difference between the oriented and random samples, as it can be observed in the value obtained with the F test in table 2.

It is believed that the significant effect of sample preparation can be attributed to the perimeter of the grains, the only information that is not taken into account in the equations that determine rounding and sphericity. Thus, it can be affirmed that the measurement of the perimeter is the main element subjected to variability, for as previously stated there have been distortions at the edges that may not have been eliminated entirely, making it harder for the program to recognize the image captured by the camera.

3.2 Influence of the applied increases

To evaluate the influence of the increases (zoom) used to obtain the images of the grains, the 1.2 mm fraction was selected, since it presented the best framing with the chosen increases. The adopted increases were of (0.7-1.5-3.0) times. Figure 3 presents the pictures of the grains of chosen fraction captured with different increases.

The average results obtained for the three form factors calculated are shown in table 3.

The study initiated with the idea of working with a minimum of 30



Table 1 – Forms factors calculated to evaluate the influenceof sample preparation - 30 grains											
Fraction	Grains	Ar	s	CV (%)	E	s	CV (%)	Ff	s	CV (%)	
2.4 mm oriented	30	0.67	0.09	14	0.82	0.06	7	0.61	0.07	11	
2.4 mm random	30	0.63	0.10	15	0.79	0.06	8	0.63	0.05	7	
1.2 mm oriented	30	0.66	0.11	16	0.81	0.07	8	0.65	0.08	8	
1.2 mm random	30	0.62	0.10	16	0.79	0.06	8	0.64	0.06	9	
0.6 mm oriented	30	0.66	0.09	14	0.81	0.06	7	0.65	0.06	9	
0.6 mm random	30	0.66	0.08	12	0.81	0.05	6	0.67	0.04	6	

Ar: rounding (dimensionless); E: sphericity (dimensionless), Ff: form factor (dimensionless); s: standard deviation (dimensionless); CV: coefficient of variation (dimensionless).

Table 2 - Variance analysis for the form factor - influence of sample preparation

Treatments	Degrees of freedom	Sum of the squares	Average of the squares	F	Р	Significance level					
Orientation	2	0.101058	0.050529	9.54	0.000	S					
Error	51	0.270159	0.005297	-	-	-					
Total	53	0.371216	-	-	-	-					
Factor F or Test F = squa	actor F or Test F = square mean of treatment/square mean of error; P: Probability or Value-p: from Student's distribution t.										

grains, but since some grains were not recognized by the program during the image treatment, the number of grains that could be used in the statistical analysis was limited to 18. The coefficient of variation had higher values to those seen in the preparation analysis, but similar values to those observed in the analysis of grain number, being the rounding the value that presented most differences.

Observing table 4, it can be noticed that, once again, only in the form factor the zoom had a significant effect: the form factor decreases as the zoom increases, as shown in Figure 4.

This can be explained by the increase in the level of detail of the

grain contour with the highest zooms, increasing the value of the perimeter and, thus, reducing the value of the form factor. This does not occur for sphericity and rounding.

3.3 Influence of the number of grains

Using Equation 1, as suggested by Bussab and Morettin [5], with a standard confidence level of 95%, a standard deviation of approximately 0.1, and 0.01 precision, the representative number of 386 grains was obtained. This number approached the 400 grains



Table 3 – Form parameters calculated to evaluate the influence of different increases – 18 grains											
Increase	Grains	Ar	S	CV (%)	E	S	CV (%)	Ff	S	CV (%)	
0.7x	18	0.67	0.13	20%	0.82	0.09	11%	0.68	0.07	11%	
1.5x	18	0.60	0.11	18%	0.77	0.07	9%	0.63	0.07	11%	
3.0x	18	0.65	0.14	21%	0.80	0.09	11%	0.57	0.08	13%	
Ar: rounding: F	sphericity Ff: f	orm factor: s: sta	andard deviatio	on: CV: coefficier	nt of variation						

Table 4 – Analysis of variance for the form factor												
Treatments	Degrees of freedom	Sum of the squares	Average of the squares	F	Р	Significance level						
Fraction	2	0.101058	0.050529	9.54	0.000	S						
Error	51	0.270159	0.005297	-	-	-						
Total	Total 53 0.371216 - - - - -											
Eactor E or Tost E - sau	are mean of treatment/se	uare mean of error: P: P	Probability or Value p; from	Student's distribution t								

used by Persson [6], Araújo [7] and Tristan [8] in their experiments for form analysis.

The calculation resulted in a relatively high number, which in practice demands a lot of time to obtain the images. Considering a relative error of 0.02, the value would remain around 90 grains, a number that this study aimed to decrease. It was then decided to work with a reduced number of thirty grains to enable the analysis. To evaluate this and facilitate the analysis, reducing the demanded time, it was designed an experiment that evaluated the influence of the number of grains analyzed in the calculated form parameters. To evaluate the influence of the number of grains used, the 1.2 mm fraction was chosen, for it was the one which presented the best framings with the applied increases. The average results obtained for the three form factors calculated are shown in table 5.

Once more, the standard deviation and the coefficient of variation are greater for rounding, and have the same value for sphericity and the form factor.

The analysis of variance showed that the number of grains adopted has no significant effect on any of the form parameters, which might be attributed to the tendency of population distribution normality. The sampling seemed to well represent the population - the quartile dosage of the material appears to have helped, so that it became difficult not to generate a significant sample.



Table 5 – Form factors calculated for samples with different numbers of grains											
Grains	Ar	S	CV (%)	E	S	CV (%)	Ff	S	CV (%)		
30	0.65	0.11	18%	0.80	0.07	9%	0.62	0.08	12%		
60	0.63	0.11	17%	0.79	0.07	9%	0.60	0.07	12%		
90	0.66	0.09	14%	0.81	0.06	10%	0.62	0.06	10%		
Ar: rounding; E:	Ar: rounding; E: sphericity, Ff: form factor; s: standard deviation; CV: coefficient of variation.										

4. Conclusions

It can be stated that the form analysis of minute aggregates requires standardization, so that its results might not be influenced by the method of image obtention, especially regarding the increases adopted in the process.

In sample preparation and in augmentation choice, it can be observed that the form factor was the only affected parameter, and that the perimeter seems to influence this atypical result. Depending on the number of pixels that the edge of the grain presents, it is believed that the program reads inaccurate or even incorrect values, regardless of the number of grains.

In relation to the sample size, it can be noted that the number of around 400 grains cited by the studied authors can be decreased, since the form factors corresponding to 30, 60 and 90 grains showed no significant difference in their values.

Considering the measured parameters, the one which presented the most problems related to the image analysis method was the form factor – with variations in the sample preparation and the image amplification, values that do not realistically represent the true characteristic of the sand being measured were obtained.

When it comes to pointing a parameter which is best for the analysis, the rounding and sphericity, which are not affected by the method employed, are indicated.

It is suggested to extend the experiments to other sand fractions and to analyze all the results, therefore obtaining the interaction regarding all the factors involved in the analysis.

There is also the need of applied experiments to indicate what can be the indicated value of shape variation parameters for sand, concrete and mortars.

5. References

- CINCOTTO, M. A.; SILVA, M. A. C.; CASCUDO, H. C. Argamassas de revestimento: características, propriedades e métodos de ensaio. Boletim Técnico 68 do Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, 1995.
- [2] MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: Pini, 2008.
- [3] CHAVES, A. P. Estado da arte da produção de areia de britagem. In: SUFFIB - SEMINÁRIO: O USO DA FRAÇÃO FINA DE BRITAGEM, 2, 2005, São Paulo. Anais... São Paulo: [s.n.], 2005.
- [4] SILVA, N. G. Argamassa de revestimento de cimento, cal e areia britada de rocha calcária. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia/Construção Civil) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2006.
- [5] BUSSAB, W.; MORETTIN, P.A. Estatística Básica. Editora Atual. São Paulo, 1993.
- [6] PERSSON. Anna-Lena. Image analysis of shape and size of fine aggregates. Engineering Geology, Elsevier Science Ltd, v.50, 1998.
- [7] ARAÚJO, G. S. Estudo dos parâmetros texturais das areias para argamassas de revestimento através da análise de imagens. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2001.
- [8] TRISTÃO, F. A. Influência dos parâmetros texturais das areias nas propriedades das argamassas mistas de revestimento. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Evaluation of a method based on image analysis to obtain shape parameters in crushed sand grains

Avaliação de um método baseado em análise de imagens para obtenção de parâmetros de forma em grãos de areia de britagem

A. G. GOLDONI ^a goldoni@upf.br

L. M. PANDOLFO * marcondes@upf.br

A. P. GOMES ^a alinegomes1977@hotmail.com

D. FOLLE ^a daiane.folle@imed.edu.br

M. S. MARTINS ^a marcelemartins@imed.edu.br

A. PANDOLFO a pandolfo@upf.br

Abstract

The objective of this paper is to evaluate a method based on image analysis to obtain shape parameters in crushed sand grains. There is no consensus about standards and rules for testing aggregates, the lack of methodology to prepare and conduct tests may produce incorrect results, which do not satisfactorily represent the aggregate characteristics. One way to perform these analyzes is the use of images obtained with magnifying glasses or similar equipment. To contribute to this, three experiments were prepared with samples of crushed sand from the city of Passo Fundo. The fixed and evaluated parameters were: samples preparation, zoom used for image acquisition and number of grains representative of the shape parameters. The results were statistically analyzed and significant differences were obtained to the shape factor regarding the fixed parameters, except for the number of grains needed to characterize it, which differs from the currently literature used by academic studies. According to this work it is possible to realize that it is necessary to standardize the tests for shape analysis to eliminate errors generated by the interpretation of incorrect results, which may have been generated by changes in the methodology for conducting the tests.

Keywords: crushed sand, crushed sand grain shape, image analysis.

Resumo

Esse trabalho avalia um método de análise de imagens para obtenção de parâmetros de forma em grãos de areia. Avaliando-se os ensaios utilizados em trabalhos científicos, pode-se considerar a não existência de um consenso nos parâmetros utilizados para avaliação da forma dos grãos de agregados miúdos, ressalta-se que a falta de metodologia definida para a realização dos ensaios pode gerar resultados equivocados, que não representem satisfatoriamente as características dos agregados. Uma das maneiras de realizar essas análises trata-se du a utilização de análise de imagens obtidas a partir do uso de lupas ou equipamentos semelhantes. Para contribuir nesse sentido, foram preparados três experimentos, com amostras de areia de britagem da cidade de Passo Fundo. Os parâmetros fixados foram a preparação das amostras, os aumentos utilizados para aquisição das imagens e o número de grãos representativos dos parâmetros de forma. Os resultados dos experimentos elucidaram a necessidade de estudos mais aprofundados a respeito da padronização do ensaio. E comprovaram a necessidade da padronização dos ensaios para o fator de forma em agregados miúdos. Os dados obtidos foram analisados estatisticamente e obtiveram-se diferenças significativas para o fator de forma em relação aos parâmetros fixados, com o presente trabalho pode-se perceber que existe a necessidade de padronizar os ensaios para análises de forma, de modo a eliminar erros gerados pela interpretação de resultados equivocados, que podem ter sido gerados por pequenas variações na metodologia utilizada para a realização dos ensaios.

Palavras-chave: areia de britagem, forma dos grãos de areia de britagem, análise de imagens.

^a Faculdade de Engenharia e Arquitetura, Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, RS, Brasil.

Received: 20 Oct 2014 • Accepted: 28 May 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

1. Introdução

Muitos estudos já concluíram que os agregados usados em concretos e argamassas não são apenas materiais inertes, dentre as várias funções exercidas pelos agregados estão preencher vazios, contribuir para uma curva granulométrica contínua dos sólidos, restringir retração plástica, etc. É consenso que são eles os responsáveis por várias dessas propriedades, seja no estado fresco ou no estado endurecido. Estão presentes em proporções significativas em argamassas e concretos, podendo, em argamassas, corresponder a 80% da massa total da mistura (CINCOTTO, CARNEIRO [1]). Comparando-se com o agregado obtido por processos de britagem, a areia natural sempre foi o principal agregado miúdo utilizado na confecção de argamassas e concretos. Segundo alguns autores, como Mehta e Monteiro [2] essa preferência pela areia natural advém de seus grãos mais arredondados e o baixo teor de material pulverulento. O baixo teor de finos diminui o consumo de água na mistura, beneficiando algumas das principais propriedades de concretos, como resistência mecânica e à fissuração.

O fato da exploração não controlada de areia natural em jazidas e rios ser uma atividade que ocasionou degradação do meio ambiente em várias regiões gera a necessidade da busca por materiais alternativos. A areia de britagem vem se apresentando há anos como uma solução para o problema do aumento exponencial dos custos com transportes da areia natural, de cada vez mais difícil obtenção em grandes centros.

As propriedades da areia natural e sua influência nos concretos e argamassas sempre foi estudada por vários autores. Para areia de britagem, os trabalhos são mais recentes. Entre as propriedades das areias encontram-se: características granulométricas, morfológicas, textura superficial e outras, derivadas dessas, como a compacidade e o coeficiente de inchamento. As principais propriedades abordadas são a composição granulométrica e a compacidade, dando-se geralmente menor relevância para a forma dos grãos, pois normalmente não realizam-se ensaios de caracterização da forma e textura para os estudos mais usuais. É consenso da literatura que os grão de agregados oriundos de britagem apresentam forma e textura superficial diferente do agregado de origem natural. Com a utilização da areia de britagem, o estudo da forma e textura dos agregados graúdos torna-se mais importante para classificar, observar as mudanças e identificar as influências da forma nas propriedades dos materiais com ela produzidos.

Os principais fatores que influenciam a forma dos grãos de um agregado, os principais são a rocha de origem e o processo de fragmentação que o material sofreu. Em relação ao processo de britagem, pode-se afirmar que várias empresas adotam britadores com tecnologias avançadas e processos que melhoram a forma dos grãos, para obter agregados de melhor qualidade e desempenho. Ainda pode-se afirmar que constantemente a forma angulosa da areia de britagem é justificativa para seu mau comportamento em relação ao consumo de cimento e água. Com ferramentas precisas e estudos aprofundados de sua influência, acredita-se ser possível definir a real importância da forma no comportamento de concretos e argamassas.

Normalmente, as principais características avaliadas dos agregados eram a granulometria e módulo de finura, o que, segundo Chaves [3] e Silva [4] é considerada uma das principais limitações para a obtenção da real influência da areia de britagem em argamassas e concretos. Os mesmos autores ainda comentaram que faltam metodologias simples e rápidas que sirvam para analisar a forma e quantificar as características dos grãos. Por não existirem normas nacionais para a realização do ensaio de caracterização de forma em agregados miúdos, cada autor utiliza um método diferente para preparação das amostras, dando talvez margem para resultados não significativos. Ainda questiona-se se essas diferenças de ensaio entre os trabalhos que estudam a forma de agregados miúdos geram diferenças nos resultados e se, dessa forma, pode-se comparar esses trabalhos.

Portanto, lacunas ainda existem nos métodos de determinação da forma. E são elas que justificam a realização desse trabalho. Entre as dúvidas a serem esclarecidas para o entendimento da forma dos grãos dos agregados destacam-se: se há efeito do tipo de preparação da amostra, quais devem ser os aumentos utilizados na aquisição das imagens e, principalmente, qual seria o número necessário de grãos a serem utilizados.

1.1 Objetivo

O presente trabalho tem como objetivo analisar os resultados obtidos em um método de análise de imagens de caracterização da forma de grãos de areia, verificando sua variabilidade com as alterações de captação da imagem (aproximação), organização dos grãos e número de grãos.

2. Metodologia

2.1 Seleção e preparação da areia

A areia que foi utilizada na obtenção das imagens deste trabalho foi coletada na cidade de Passo Fundo no Rio Grande do Sul e corresponde ao tipo mais utilizado na região. Fizeram parte das etapas de preparação das amostras: a coleta, lavagem, secagem em estufa, quarteamento e peneiramento da areia, de maneira a separá-la em frações granulométricas.

A areia foi lavada na peneira 0,6 mm, obtendo-se as frações que foram utilizadas no trabalho, correspondendo a grãos de 0,6 mm, 1,2 mm e 2,4 mm. A secagem em estufa aconteceu durante 24 horas, sendo que o quarteamento foi feito com um quarteador de amostras obtendo-se 10g de areia para a confecção de cada lâmina.

2.2 Definição do número de grãos necessários

Para o cálculo do número de grãos utilizou-se a Equação 1:



Onde:

 $t_{x_2}^2$ = valor de significância retirado da tabela T de Student.

CV = coeficiente de variação

Er = Erro relativo

2.3 Preparação dos grãos para aquisição das imagens

De maneira a verificar a influência da preparação das amos-

tras foram analisadas duas formas de preparo, com os grãos orientados e com os grãos aleatoriamente dispostos. Os grãos de cada fração foram colados sobre fita dupla-face em placas de vidro a serem posicionadas sob a lupa para aquisição das imagens, buscando-se sempre colocar a maior dimensão do grão no plano. Os grãos analisados sob preparação aleatória foram lançados sobre uma lâmina de vidro a uma altura constante de, aproximadamente, 3 cm. A areia foi divida em 3 frações retidas nas peneiras da série normal (2,4 mm; 1,2 mm; 0,6 mm).

2.4 Aquisição e análise das imagens

Essa etapa foi precedida da seleção da resolução e dos aumentos (zoom) adequados à análise das imagens. O equipamento utilizado para essa pesquisa foi uma lupa modelo XTL-101, com um zoom entre (0,7 e 4,5) vezes, possibilidade de iluminação direta e indireta, com ajuste de intensidade, além de suporte para câmera digital própria, que obtém as imagens em formato digital para análise em computadores.

A etapa seguinte do trabalho foi a obtenção das imagens com a utilização da lupa e do software LABView. No momento dessas aquisições foram testadas várias configurações, como: brilho, contraste e saturação. Visando obter uma padronização do processo e eliminar principalmente algumas distorções presentes nas bordas dos grãos, problema presente nas imagens captadas pela câmera digital. As bordas apresentam uma cor diferenciada do resto do grão, o que pode não ser entendido pelo programa de análise de imagem como limite do grão.

Da mesma forma, outro ajuste importante que se fez necessário foi a escolha do tipo de iluminação a ser utilizada nas aquisições: iluminação direta, indireta ou as duas ao mesmo tempo. Assim como a intensidade que apresentava melhores definições no momento da captura.

A aquisição das imagens para o cálculo dos parâmetros de forma dos grãos de areia de britagem foi realizada com as condições consideradas ideais de brilho, saturação, contraste e iluminação.

O cálculo dos parâmetros de forma passa antes por um tratamento da imagem e pela utilização de um programa de análise de imagem. O programa utilizado neste trabalho foi o programa Image J, encontrado na rede mundial de computadores.

O procedimento de análise de imagens consta das seguintes etapas:

- alteração do formato da imagem original para 8 bits;
- fechamento das bordas dos grãs abertos com um comando do programa;
- preenchimento dos grãos a serem medidos com uma cor;
- pintura do fundo de outra cor;
- obtenção de um desenho bicolor que serve de base para que o programa obtenha, automaticamente, valores de área, perímetro e maior dimensão dos grãos;
- aplicando-se as Equações 2, 3 e 5, podem ser calculados os parâmetros de forma.



Em que:

E: esfericidade;

 $D_c=d_{max}$: diâmetro do menor círculo circunscrito no grão, que corresponde ao diâmetro máximo ou diâmetro de Feret, medido diretamente na projeção do grão (mm);

d_c: diâmetro correspondente à área da projeção do grão, calculado a partir da área do círculo (*A_{circulo}*) através da Equação (3):

$$A_{circulo} = \frac{\pi \cdot (d_c)^2}{4} \quad \therefore \quad d_c = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}$$
(3)

Em que:

A: a área da projeção do grão (mm²), medida diretamente na imagem bidimensional da projeção do grão.

$$Ar = \frac{4A_p}{\pi \cdot (d_{\max})^2}$$
(4)

Em que:

Ar: arredondamento; A_{p} : área da projeção do grão, medida diretamente na imagem do grão (mm²);

A_c: área do círculo circunscrito ao grão, calculada a partir da Equação (5):

$$A_c = \frac{\pi \cdot (d_{\max})^2}{4}$$
(5)

Em que:

 d_{max} : diâmetro máximo ou diâmetro de Feret, também medido na projeção do grão (mm²).

$$F_{forma} = \frac{4\pi A}{P^2}$$
 (6)

Em que:

A: área da projeção do grão, medida diretamente na imagem dos grãos (mm2);

P: perímetro da projeção do grão, medido diretamente na imagem dos grãos (mm).

- Para a avaliação da influência da preparação das amostras foram realizadas capturas de imagens de três frações das areias: (2,4 - 1,2 - 0,6) mm, ambas capturadas de duas formas, aleatoriamente posicionadas e orientadas. A escolha deu-se pelo fato de ser difícil orientar as frações menores (0,3 mm, 0,15 mm e 0,075 mm);
- Para avaliação da influência do zoom foi escolhida a fração 1,2mm, pela possibilidade de ser fotografada com um número maior de aumentos sem prejuízo da sua visualização. Utilizaram-se aumentos de (0,7-1,5-3,0) vezes.
- Para avaliação do número de grãos foi escolhida a fração 0,6



mm, que por ser a fração menor, possibilitou a captura de mais grãos por imagem e, portanto, menos imagens, o que aperfeiçoou o trabalho.

Após a análise das imagens foi realizada a análise estatística dos resultados, com o programa MiniTab. Foi realizada a análise de variância ANOVA e foi obtida a real influência dos fatores variados nos ensaios e também da sua interação sobre os parâmetros de forma apresentados nos resultados.

3. Apresentação e análise dos resultados experimentais

Após a aplicação do método de análise de imagem, o aspecto das observações pode ser verificado na Figura 1, tanto antes como depois do tratamento descrito no método. As imagens com essa configuração permitiram a obtenção dos resultados que foram utilizados nas análises estatísticas.

3.1 Influência da preparação das amostras

A Figura 2 apresenta as imagens dos grãos da fração 0,6 mm, aleatoriamente distribuídos (a) e orientados (b). Nota-se uma pequena diferença, o que poderia ser atribuído ao fato dos grãos orientados poderem ser colocados com a sua maior dimensão no plano.

Os resultados médios de arredondamento, esfericidade e fator de forma obtidos para os três parâmetros estudados são apresentados na Tabela 1, assim como os desvios padrão e coeficientes de variação correspondentes.

Avaliando o coeficiente de variação apresentado na Tabela 1, observa-se que o arredondamento é o parâmetro que apresentou valores mais altos. Pode-se atribuir isso ao fato do parâmetro levar em conta o quadrado do diâmetro máximo observado, onde, qualquer variação na medida gera uma diferença maior.

Na análise de variância, o fator de forma foi o único parâmetro que apresentou significativa diferença entre as amostras orientadas e aleatórias, conforme pode ser observado pelo valor obtido com o Teste F na Tabela 2.

Acredita-se que o efeito significativo da preparação das amostras possa ser atribuído ao do perímetro dos grãos, única informação que não é levada em conta nas equações que determinam arredondamento e esfericidade. Sobre isso, pode-se afirmar que a medição do perímetro é a mais sujeita à variabilidade, pois, como foi dito anteriormente, houveram distorções nas bordas que podem não ter sido eliminadas totalmente, dificultando ao programa o reconhecimento da imagem capturada pela câmera.



Tabela 1 – Fatores de forma calculados para avaliar a influência da preparação das amostras - 30 grãos											
Fração	Grãos	Ar	s	CV (%)	E	s	CV (%)	Ff	s	CV (%)	
2,4 mm orientada	30	0,67	0,09	14	0,82	0,06	7	0,61	0,07	11	
2,4 mm aleatória	30	0,63	0,10	15	0,79	0,06	8	0,63	0,05	7	
1,2 mm orientada	30	0,66	0,11	16	0,81	0,07	8	0,65	0,08	8	
1,2 mm aleatória	30	0,62	0,10	16	0,79	0,06	8	0,64	0,06	9	
0,6 mm orientada	30	0,66	0,09	14	0,81	0,06	7	0,65	0,06	9	
0,6 mm aleatória	30	0,66	0,08	12	0,81	0,05	6	0,67	0,04	6	
Ar: arredondamento (adimensional); E: esfericidad	e (adimensia	onal), Ff: fator (de forma (ad	imensional); s	: desvio padrā	ăo (adimensia	onal); CV: coe	eficiente de vo	iriação	

Ar: arredondamento (adimensional); E: esfericidade (adimensional), Ff: fator de forma (adimensional); s: desvio padrão (adimensional); CV: coeficiente de variação (adimensional).

Tabela 2 - Análise de variância para o Fator de Forma - influência da preparação das amostras

Tratamentos	Graus de liberdade	Soma dos quadrados	Média dos quadrados	F	Р	Nível de significância					
Orientação	2	0,101058	0,050529	9,54	0,000	S					
Erro	51	0,270159	0,005297	-	-	-					
Total	53	0,371216	-	-	-	-					
Fator F ou Teste F = méd	Fator F ou Teste F = média quadrada do tratamento/média quadrada do erro; P: Probabilidade ou Valor-p: da distribuição t de Student.										

3.2 Influência dos aumentos utilizados

Para avaliar a influência dos aumentos (zoom) utilizados para adquirir as imagens dos grãos foi escolhida a fração 1,2 mm, pois foi a que apresentou melhor enquadramento nos aumentos escolhidos. Os aumentos adotados foram de (0,7-1,5-3,0) vezes. A Figura 3 apresenta as imagens dos grãos da fração escolhida capturadas com os diferentes aumentos.Os resultados médios obtidos para os três fatores de forma calculados são apresentados na Tabela 3. Partiu-se da ideia de trabalhar com um número mínimo de 30 grãos, mas como alguns grãos não foram reconhecidos pelo programa no momento do tratamento da imagem, o número de grãos que puderam ser utilizados no momento da análise estatística ficou limitado em 18 grãos. O coeficiente de variação teve valores superiores aos observados na análise da preparação, mas valores próximos dos observados na análise do número de grãos, sendo o arredondamento o valor que mais teve diferenças.

Observando-se a Tabela 4, percebe-se que, novamente, apenas



Tabela 3 - Parâmetros de forma calculados para avaliar a influência dos diferentes aumentos - 18 grãos											
Aumento	Grãos	Ar	S	CV (%)	E	S	CV (%)	Ff	S	CV (%)	
0,7x	18	0,67	0,13	20%	0,82	0,09	11%	0,68	0,07	11%	
1,5x	18	0,60	0,11	18%	0,77	0,07	9%	0,63	0,07	11%	
3,0x	18	0,65	0,14	21%	0,80	0,09	11%	0,57	0,08	13%	
Ar: arredondar	nento; E: esferio	cidade, Ff: fator	de forma; s: de	esvio padrão; CV	: coeficiente d	e variação.					

Tabela 4 - Análise de variância para o Fator de Forma										
Tratamentos	Graus de liberdade	Soma dos quadrados	Média dos quadrados	F	Р	Nível de significância				
Fração	2	0,101058	0,050529	9,54	0,000	S				
Erro	51	0,270159	0,005297	-	-	-				
Total	53	0,371216	-	-	-	-				

para o fator de forma houve efeito significativo do zoom, cujo comportamento é decrescente quanto maior o aumento do zoom, conforme apresentado na Figura 4.

Isso pode ser explicado pelo aumento do nível de detalhes do contorno do grão para os maiores aumentos, aumentando o valor do perímetro e, dessa forma, reduzindo o valor do fator de forma. Isso não ocorre para a esfericidade e para o arredondamento.

3.3 Influência do número de grãos

Utilizando-se a Equação 1, sugerida por Bussab e Morettin [5], com um nível de confiança padrão de 95%, assim como um desvio padrão da ordem de 0,1 e uma precisão de 0,01, foi obtido o número representativo de 386 grãos. Da mesma forma esse número aproximou-se dos 400 grãos usados por Persson [6], Araújo [7] e Tristão [8] em seus experimentos para análise de forma.

Nota-se que o cálculo resultou em um número relativamente alto, o que na prática demanda muito tempo para a aquisição das imagens. Considerando-se um erro relativo de 0,02, ainda assim se teria um valor próximo de 90 grãos, o que pretende-se diminuir com esse estudo. Optou-se, então, por trabalhar com um número reduzido de trinta grãos para viabilizar as análises. Para avaliar essa viabilidade, o que facilita as análises, reduzindo o tempo de-



Tabela 5 - Fatores de forma calculados para amostras com diferentes números de grãos											
Grãos	Ar	S	CV (%)	E	s	CV (%)	Ff	S	CV (%)		
30	0,65	0,11	18%	0,80	0,07	9%	0,62	0,08	12%		
60	0,63	0,11	17%	0,79	0,07	9%	0,60	0,07	12%		
90	0,66	0,09	14%	0,81	0,06	10%	0,62	0,06	10%		
Ar: arredondan	Ar: arredondamento; E: esfericidade, Ff: fator de forma; s: desvio padrão; CV: coeficiente de variação.										

mandado, foi elaborado um experimento que avaliou a influência do número de grãos analisados nos parâmetros de forma calculados. Para avaliar a influência do número de grãos utilizados foi escolhida a fração 1,2 mm, pois foi a que apresentou melhor enquadramento nos aumentos escolhidos. Os resultados médios obtidos para os três fatores de forma calculados são apresentados na Tabela 5.

Novamente, o desvio padrão e o coeficiente de variação são maiores para o arredondamento, e da mesma ordem para a esfericidade e o fator de forma.

A análise de variância demonstrou que o número de grãos adotado não tem efeito significativo sobre nenhum dos parâmetros de forma, o que talvez possa ser atribuído à tendência de normalidade da distribuição da população. A amostragem pareceu representar bem a população, para a qual o quarte citadosamento do material demonstra ter ajudado para que dificilmente se gerasse uma amostra não significativa.

4. Conclusões

Pode-se afirmar que a análise de forma de agregados miúdos requer padronizações para que seus resultados não sejam influenciados pelo método de obtenção das imagens, principalmente quanto aos aumentos adotados para aquisição das mesmas.

Na preparação das amostras e na escolha dos aumentos pode-se observar que o fator de forma foi o único parâmetro afetado, e que o perímetro parece influenciar esse resultado atípico. Dependendo do número de pixels que a borda do grão apresenta, acredita-se que o programa lê valores pouco precisos ou mesmo errados, independente do número de grãos.

Em relação ao tamanho da amostra, pode-se perceber que o número próximo de 400 grãos citados pelos autores estudados pode ser diminuído, pois os fatores de forma correspondentes a 30, 60 e 90 não apresentaram diferença significativa nos seus valores.

Dentre os parâmetros medidos, o que mais apresentou problemas relacionados ao método de análise de imagens foi o fator de forma - variando-se a preparação da amostra e a ampliação da imagem foram obtidos valores que não representam fielmente a verdadeira característica dos grãos de areia que se deseja medir. Em se tratando de indicar um parâmetro que seja melhor para as análises, podem-se indicar o arredondamento e a esfericidade, não são afetados pelo método utilizado.

Sugere-se ampliar os experimentos para outras frações de areia e analisar a totalidade dos resultados, obtendo-se a interação entre todos os fatores intervenientes na análise.

Existe ainda a necessidade de experimentos aplicados que indiquem qual grandeza de variação dos parâmetros de forma seja das propriedades de areias, de argamassas e de concretos.

5. Referências bibliográficas

- CINCOTTO, M. A.; SILVA, M. A. C.; CASCUDO, H. C. Argamassas de revestimento: características, propriedades e métodos de ensaio. Boletim Técnico 68 do Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, 1995.
- [2] MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: Pini, 2008.
- [3] CHAVES, A. P. Estado da arte da produção de areia de britagem. In: SUFFIB - SEMINÁRIO: O USO DA FRAÇÃO FINA DE

BRITAGEM, 2, 2005, São Paulo. Anais... São Paulo: [s.n.], 2005.

- [4] SILVA, N. G. Argamassa de revestimento de cimento, cal e areia britada de rocha calcária. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia/Construção Civil) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2006.
- [5] BUSSAB, W.; MORETTIN, P.A. Estatística Básica. Editora Atual. São Paulo, 1993.
- [6] PERSSON. Anna-Lena. Image analysis of shape and size of fine aggregates. Engineering Geology, Elsevier Science Ltd, v.50, 1998.
- [7] ARAÚJO, G. S. Estudo dos parâmetros texturais das areias para argamassas de revestimento através da análise de imagens. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2001.
- [8] TRISTÃO, F. A. Influência dos parâmetros texturais das areias nas propriedades das argamassas mistas de revestimento. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Parametric analysis of AAR influent factors on thin-walled columns

Análise paramétrica dos fatores influentes da RAA em pilares parede

E. L. MADUREIRA ^a edmadurei@yahoo.com.br

E. C. RODRIGUES ^a edmilsoncrodrigues@gmail.com

Abstract

The chemical reaction involving the alkalis of the cement and some minerals of the concrete aggregates, the Alkali-Aggregate Reaction or, simply, the AAR, promotes swelling and material damages. Despite the development stage of the researches on this pathology effects, its solution modeling still lacks refinement. The numerical simulation is an important resource for the structural damages evaluation due to AAR, and their repairs. The aim of this work is the numerical simulation of concrete thin-walled columns, affected by the AAR, from the finite element approximation on an orthotropic nonlinear framework, and a thermodynamic model designed to the assessment of the AAR swelling, with highlight on the compressive stress, the reinforcement and the temperature influences on the phenomenon. The obtained results revealed that the AAR induced the concrete strength decrease and the consequent reduction in preventive safety margin to the material failure, being more precocious at higher temperatures.

Keywords: simulation, alkali-aggregate reaction, column, temperature.

Resumo

A reação química que envolve os álcalis do cimento e alguns minerais dos agregados de concreto, a reação álcali-agregado ou, simplesmente, a RAA, promove danos materiais e expansão. Apesar do avanço das pesquisas sobre os efeitos desta patologia, a modelagem de sua solução ainda carece de refinamento. A simulação numérica é um recurso importante para a avaliação de danos estruturais devido a RAA e os seus reparos. O objetivo deste trabalho é a simulação numérica de pilares parede de concreto, afetados pela RAA, A partir da aproximação por elementos finitos sobre um esquema de cálculo ortotrópic não-linear e um modelo termodinâmico, voltado para a avaliação das expansões por RAA, destacando a influência da tensão de compressão, da armadura e da sobre o fenômeno. Os resultados obtidos revelaram que a RAA induziu a diminuição da resistência do concreto e a consequente redução da margem de segurança prévia à ruína do material, sendo mais precoce para temperaturas mais elevadas.

Palavras-chave: simulação, reação álcali-agregado, pilar, temperatura.

Received: 23 Oct 2015 • Accepted: 24 Jun 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

^a Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Natal, Rio Grande do Norte, Brasil.

1. Introduction

The Alkali-Aggregate Reaction, or simply the AAR, is a chemical transformation involving the alkalis from Portland cement and some minerals from concrete aggregates [16], and aroused interest in the Civil Engineering scope when it was observed some damages in concrete structures affected by its deleterious action. The pathology includes cracking that can culminate in widespread ruin and impairment of serviceability.

Despite the availability of experimental results, the formulation of the problem still lacks refinement, so that the effectiveness of your solution remains doubtful. The numerical simulation represents a suitable tool for the quantification of the damages caused by the AAR, may assist the structural recovery tasks and serve as a basis for design criteria formulation.

The most of the models so far developed adopts linear constitutive relations, despite the nonlinear concrete behavior, and the AAR random and its anisotropic nature.

The aim of this work is the numerical simulation of the mechanical performance of reinforced concrete thin-walled columns, affected by the swelling due to the AAR, emphasizing the compressive stress magnitude, the steel reinforcement ratio and the temperature level influences on the phenomenon.

In order to achieve such purpose it was used a computational support that was developed on the basis of the finite element method on an orthotropic framework and nonlinear constitutive relationships for concrete, in addition to a thermodynamic model for the assessment of the deformations due to AAR.

2. Modeling

2.1 Concrete response to loading

The numerical analysis was performed on an incremental iterative procedure and finite element approach adopting the orthotropic nonlinear formulation proposed by KWAK and FILIPPOU [9], from which the constitutive matrix is defined through the equivalent strains " $\epsilon_{\rm ei}$ ", that are given by:

$$\varepsilon_{ei} = \varepsilon_i + D_{ij} \varepsilon_j / D_{ii}$$

The "i" and "j" indexes refer to principal plane direction. The "D $_{ij}$ " parameters represent the constitutive matrix elements.

For the simulation of concrete in compression it was adopted the constitutive relationships proposed by HOGNESTAD [7] whose hardening branch, OA segment of the curve illustrated in figure 1, is represented by the form:

$$\sigma_{i} = \frac{2.\sigma_{ip}}{\varepsilon_{ip}} \left(1 - \frac{\varepsilon_{ei}}{2.\varepsilon_{ip}} \right) \varepsilon_{ei} \quad \text{for} \quad \varepsilon_{ip} < \varepsilon_{ei} < 0; \quad (2)$$

The parameters " σ_{ip} " and " ϵ_{tp} " represent the concrete peak stress and its correspondent strain beyond every "i" principal direction.



The adopted concrete deformation module is the secant modulus " E_c " that is obtained according to [1].

The concrete ultimate stresses are defined from the failure envelope proposed by KUPFER and GERSTLE [8], figure 2, whose analytical representation in biaxial compression state is:

$$(\beta_1 + \beta_2)^2 - \beta_2 - 3.65\beta_1 = 0$$
 (3)

where, $\beta_1 = \sigma_1 / f_c$ and $\beta_2 = \sigma_2 / f_c$, and σ_1 and $\sigma_2, \sigma_2 < \sigma_1 < 0$, are the principal stresses. " f_c " is the concrete uniaxial compressive strength. If $\alpha = \sigma_1 / \sigma_2$ in equation 3, the concrete peak stresses,



on the principal directions, would be given by:

$$\sigma_{2c} = \frac{1+3.65.\alpha}{(1+\alpha)^2} f_c \quad \text{and} \quad \sigma_{1c} = \sigma_{cu} = \alpha.\sigma_{2c} \quad (4)$$

The strains related to peak stresses in biaxial compression state, " ϵ_{2p} " and " ϵ_{1p} ", according to [9], would be obtained from the expressions:

$$\varepsilon_{2p} = \varepsilon_{co} (3\beta_2 - 2) \text{ and}$$

$$\varepsilon_{1p} = \varepsilon_{co} \left(-1.6\beta_1^3 + 2.25\beta_1^2 + 0.35\beta_1 \right)$$
(5)

where $\beta_I = \frac{\sigma_{Ip}}{f_c}$ and $\beta_2 = \frac{\sigma_{2p}}{f_c}$. The parameter " ε_{co} " is the strain

corresponding to the compressive peak stress in uniaxial state of stress.

For concrete subjected to biaxial state of stresses, it was adopted the constitutive relationship on incremental form proposed by DESAI and SIRIWARDANCE [5], according the equation:

$$\begin{vmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{vmatrix} = \frac{1}{1 - v^2} \begin{vmatrix} E_1 & v\sqrt{E_1E_2} & 0 \\ v\sqrt{E_1E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1 - v^2).G \end{vmatrix} \begin{vmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{vmatrix}$$
(6)

The "d\sigma₁", "d\sigma₂" e "dτ₁₂" parameters presented on equation 6 are the stress increments on the principal directions. The "E_i's" parameters are the tangent deformation modules relating to such directions and "v" is the Poisson's ratio. The "G" parameter is the transversal deformation module that is given by:

$$(1-v^2).G = 0.25 \left(E_1 + E_2 - 2v \sqrt{E_1.E_2} \right)$$
 (7)

In this analysis were adopted the quadratic approximation isoparametric finite elements.

The solid mass of concrete region is represented by the plane eight-node quadrilateral elements Q8, as shown in figure 3.a.

2.2 Steel response to loading

The steel behaviour is considered as been elastic perfectly plastic and the reinforcement steel bars are simulated by bar three-node elements L3, figure 3.b. In this way, the stiffness matrix "K" is expressed by:





The parameter "E" is the steel Young's modulus, "A" is the reinforcement bar elements cross sectional area and "L" is the bar finite element length.

2.3 Alkali-aggregate reation swelling effect

For the swelling over time simulation it was adopted the thermodynamic formulation proposed by CAPRA and SELLIER [3] that correlates the deformations by AAR to the kinetic of the reaction in the form:

$$\varepsilon^{RAA} \approx 0 \quad \text{for } A < A_o$$

$$\varepsilon^{RAA} = \frac{\varepsilon_o}{A_o} (A - A_o) \quad \text{for } A > A_0$$
(9)

where the "A" parameter is the reacted alkalis content over time; "A_o" is the "A" value corresponding to the beginning of the concrete matrix swelling by AAR, and, " ε_{o} " is the deformation parcel to be subtracted from the total value, with the aim to consider the time gap between the beginning of the reaction and the instant in which the concrete matrix expansion is triggered, as shown in Figure 4. For the reaction kinetic modeling, CAPRA and BOURNAZEL [2], has proposed the equation:

$$\frac{dA}{dt} = k(T)(1-A) \tag{10}$$

for which "k (T)" is the kinetic constant associated to the Arhenius law, that is evaluated from:

$$k(T) = k_o e^{\frac{-E_a}{RT}}$$
(11)



where "E_a" is the reaction activation energy, "R" is the ideal gas constant, "T" is the temperature and "k_o" is the basic kinetic constant. The solution for equation 10 is:

$$A = 1 - (1 - A_o)e^{-kt}$$
(12)

Resulting for Equation 9, in the range at $A > A_{a}$, the relationship:

$$\varepsilon^{RAA}(t,T) = \frac{\varepsilon_o}{A_o} (1 - A_o) (1 - e^{-(k_o e^{-E_a/RT})t})$$
(13)

The confining stress influence was considered from the criterion proposed by CHARLWOOD [4], expressed in the form:

$$0 \le \sigma_i \le \sigma_L \to \varepsilon_g = \varepsilon_u$$

$$\sigma_L \le \sigma_i \le \sigma_{\max} \to \varepsilon_g = \varepsilon_u - K \cdot \log_{10} \begin{pmatrix} \sigma_i \\ \sigma_L \end{pmatrix}$$
(14)

where " σ_i " is the principal stress in the "i" direction, expressed in MPa, " ε_g " is the confined deformation, " ε_u " is the unconfined deformation. " σ_L ", whose value may be fixed approximately equal to 0.3 MPa, is the stress below which the expansion may be considered as unconfined one. The parameter " σ_{max} ", whose magnitude is closed to 8.0 MPa, is the stress at which the AAR deformation may be considered null, and the "K" constant is the slope of the straight line $\varepsilon x \log \sigma$.

The moisture content influence on the phenomenon is expressed through the curve proposed by POOLE [14], expressed on the form of the equation 15.

$$F(H) = H^m \tag{15}$$

where "m" is an adjustment parameter that must be considered as equal to 8. "H" is the moisture content value.

To express the degradation of concrete by AAR, was adopted a framework similar to that proposed by PIETRUSZCZAC [12], that was adapted by RODRIGUES [15] to the deformation by AAR progress according CAPRA and SELLIER [3], that resulted on the relationships:

$$E = E_o \left[1 - (1 - A_E) (1 - \frac{1}{1 - A_o} e^{-(k_o e^{-E_a/RT})t}) \right]$$
(16)

$$f_{c} = f_{co} \left[1 - (1 - A_{f}) (1 - \frac{1}{1 - A_{o}} e^{-(k_{o}e^{-E_{a}/RT})t}) \right]$$
(17)

for which "E" and "E_o" are the final and initial deformation modules, respectively, and, similarly, "f_o" and "f_{oo}" refer to the compressive strength. The parameters "A_E" and "A_f" represent the concrete deformation modulus and compressive strength degradation intensity factors, respectively.

The concrete failure possibility analysis was performed taking into reference the Normalized Stress that was defined as the ratio between the stress magnitude on the concrete solid mass and its strength values at the considered instant of time. So that, the Normalized Stress represents a dimensionless parameter whose value is little than the unit and reach such limit values in those cases in which the failure is imminent.

Table 1 – Program validation: displacements by AAR								
Displacements (10 ⁻³ mm)								
Time (Days)	Theoretical model	Numerical model	Difference (%)					
75	5.27	5.24	0.6					
150	9.90	9.80	1.0					
300	17.40	17.30	0.6					
600	28.30	28.10	0.7					
1200	41.20	40.90	0.7					
2500	54.00	53.60	0.7					
5000	62.90	62.50	0.6					
10000	68.60	68.10	0.7					



3. Computational support

In this work it was applied the software non-Linear Constitutive Analysis-ACNL, based on the finite element method (FEM) and written in the FORTRAN codification as described in [10]. The computational code includes in its algorithmic framework the formulations of the bar and the plane elements, both isoparametrics, on a quadratic approximation. The displacement fields were plotted from the graphic post-processor named NLPOS developed by PITANGUEIRA and PARENTE Jr [13], while the stress fields were drawn up from the graphic postprocessor PROJECT1 developed by MADUREIRA and SILVA [11].

4. Computational program validation

For its validation purpose, the program was used to analyze, in a plane state of stresses, a concrete thin-walled column, 3.00 m length and rectangular cross-section 0.20 m width and 1.00 m height, reinforced by eight 10 mm diameter bars. The structural member is subjected to an axial load of 800 kN. The results of such analysis were compared with their corresponding values, obtained by calculations that were carried out from a simplified model, drawn up on the basis of the Solid Mechanic Postulates, in the uniaxial state of stresses, as performed by RODRIGUES [15]. The obtained results presented good agreement as shown in Table 1.

5. Analysed specimens

The analysis was carried out considering as studying subject a thin-walled column constituted by concrete C20 reinforced by CA-50 steel bars. The concrete Poisson's ratio and its deformation module value were fixed at 0.17 and 21300 MPa, respectively. The steel Young modulus and the steel yielding stress were fixed, respectively, at 210000 MPa and 500 MPa.

For the reaction activation energy was adopted the value of 8500 m^3 .Pa. mol-1, proposed by GHANEM et al. [6]. And, for the Avogadro's number, it was used the conventional value 6.02214129 x 1023 mol-1.





For the concrete modulus of deformation and the compressive strength degradation intensity factors, were adopted the values $A_E = 0.3$ and $A_r = 0.4$, respectively, that was based on the experimen-

tal results obtained by SWAMY and AL-ASALI [17]. The studied columns are 3.00 m height and presents rectangular cross-section 1.60 m width and 0.20 m thick, and was submitted,

Table 2 – Studied models and displacements							
Orres		A = (= m= 2)			Displacement		
Case			σ (MPG)	Loading	AAR		
1	20	12.80	2.0	0,30	-0,27		
2	20	12.80	4.0	0,61	-0,14		
3	20	12.80	8.0	1,30	0,00		
4	20	20.00	2.0	0,30	-0,27		
5	20	20.00	4.0	0,61	-0,13		
6	20	20.00	8.0	1,30	0,00		
7	20	32.00	2.0	0,30	-0,26		
8	20	32.00	4.0	0,61	-0,13		
9	20	32.00	8.0	1,30	0,00		
10	50	12.80	2.0	0,30	-0,28		
11	50	12.80	4.0	0,61	-0,14		
12	50	12.80	8.0	1,30	0,00		
13	50	20.00	2.0	0,30	-0,27		
14	50	20.00	4.0	0,61	-0,13		
15	50	20.00	8.0	1,30	0,00		
16	50	32.00	2.0	0,30	-0,26		
17	50	32.00	4.0	0,61	-0,13		
18	50	32.00	8.0	1,30	0,00		
19	100	12.80	2.0	0,30	-0,27		
20	100	12.80	4.0	0,61	-0,14		
21	100	12.80	8.0	1,30	0,00		
22	100	20.00	2.0	0,30	-0,27		
23	100	20.00	4.0	0,61	-0,13		
24	100	20.00	8.0	1,30	0,00		
25	100	32.00	2.0	0,30	-0,26		
26	100	32.00	4.0	0,61	-0,13		
27	100	32.00	8.0	1,30	0,00		



after 28 days, computed from the concrete casting date, to a uniformly distributed load along its top cross section area, Figure 5. For the purposes of the structural member graphic representation it was promoted a 90° rotation on its longitudinal axis, which was drawn on this fashion in order to coincide with the horizontal direction in the page plane (direction "x"). Taking advantage of the its symmetry, the problem mathmatical domain at the "xy" plane was defined as shown in Figure 5.

For the plane finite elements was adopted the square shape and for the problem domain discretization was considered that both types of finite element are 0.10 m length, resulting for the finite element mesh 240 plane elements and 120 bar elements, Figure 5. The analysis was performed over twenty-seven cases, differentiated among themselves by the concrete solid mass temperature, by the steel bar reinforcement cross-sectional area and by the compressive stress magnitude, as shown in table 2.

6. Results and discussions

The obtained results showed that, for the "1", "4", "7", "10", "13", "16", "19", "22" and "25" cases, for which the compressive stress in the column longitudinal axis direction is the order of 2.0 MPa, the displacements and the stresses fields at the instant of loading presented themselves as shown in figures 6 and 7, respectively. The





structural member shortening was by 0.3 mm, approximately. For the cases concerning to the stress magnitude by 4.0 and 8.0 MPa, that shortening was by 0.6 mm and 1.3 mm, respectively, table 2. Once the AAR swelling effect on concrete solid mass was triggered, the columns stretched themselves progressively as shown on the curves of Figure 8. It may be identified in that picture three distinct bundles of lines, pointing out that, for compression stresses of lesser magnitude, the expansions by AAR assumed larger values. It also may be noted that, for the "1", "4", "7", "10", "13", "16", "19", "22" and "25" cases, the AAR swelling was already stabilized after 8000 days from its beginning, and the corresponding displacement field exhibited the aspect shown in Figure 9. The final stretches were closed to 0.27 mm, representing 90% of the contraction value occurred at the instant of loading, table 2. For the "2", "5", "8", "11", "14", "17", "20", "23" and "26" cases, corresponding to the stress magnitude of 4.0 MPa, the column response was similar, nevertheless, the stretching was about 0.13 mm, table 2, reaching thus 21% of the contraction at the instant of loading. For the other cases, which are referred to the stress magnitude of 8.0 MPa, the expansions due to AAR swelling were, virtually, null, as expected from the problem modeling criterion.

It was also noted that, for the "1", "2", "4", "5", "7" and "8" cases, referring to the 20°C temperature, the expansions by AAR solely began and one stabilized at 510 and 8000 days, respectively, from the AAR beginning. For "10", "11", "13", "14", "16" and "17" cases, in turn, related to the 50°C temperature, such a dates were 370 and 6000 days, and, for "19", "20", "22", "23", "25" and "26" cases, con-

cerning to the 100°C temperature, they were 240 and 4000 days, Figure 8 and Figure 10.

One may be observed that the columns referring to "2", "5", "8", "11", "14", "17", "20", "23" and "26" cases, whose stress magnitude is of 4.0 MPa, presented final displacements due to AAR, virtually, identical. Such a response, specially, for the "2", "11", and "20" cases, differentiated among themselves, solely, by the temperature, were to be expected because that parameter doesn't affect the AAR final swelling magnitude. The temperature catalytic effect is restricted to the reaction kinetic exerting, exclusively, the accelerator effect on the concrete matrix expansions. On the other hand, for those columns of this set, whose reinforcement is different from case to case, such king of response stays on apparent contradiction in terms to the expected results because, for the greatest reinforcement ratio the corresponding displacement would be smaller, due to the steel bars restraint effect. Nevertheless, for these cases, it must consider that, as higher the reinforcement ratio as higher will be its capacity to absorb forces and, therefore, to make decrease the stress on the concrete solid mass, promoting, in this way, higher AAR deformations. Thus, the greatest deformations by AAR associated to the lowest compressive stress magnitude, may have compensated the steel reinforcement restraint effect that, certainly, would result on smaller stretching. Such explanation is valid, included, for those cases in which the stress magnitude was of 2.0 MPa.

It may also be note that, during the AAR swellings, the normal stresses in the concrete solid mass presented fairly discrete magni-



tude variations, Figure 11. One may attribute this kind of response to the fact that the deformations by AAR have been little significant. For the cases referring to the higher reinforcement ratio, as the case 7, the stress fields at the instant of loading presented discrete disturbing in the immediate vicinity of the load application surface that was attenuated by the deformation reversal trend due to AAR expansions, as shown in figures 12 and 13.

For the aims of this work it was introduced a parameter named

Normalized Compressive Stress defined as the ratio between the normal stress magnitude and the stress value corresponding to the concrete failure.

The deleterious effect of the AAR was obvious because, despite its expansions had promoted little variations in the concrete solid mass stresses fields, it made decrease the concrete strength, inducing remarkable variations in the Normalized Compressive Stress, Figure 14. For the "1", "4", "7", "10", "13", "16", "19", "22"





and "25" cases, the increase was discreet, remaining a substantial safety margin at 8000 days, computed from AAR initiation. On the other hand, for the "2", "5", "8", "11", "14", "17", "20", "23" and "26" cases, it was noted an increase from 0.20 to 0.67, at that age, remaining a safety margin of 33%. For the "3", "12" and "21" cases, for which the compressive stress was about 8.0 MPa and for the smallest reinforcement steel ratio, the increase in Normalized Compressive Stress was from 0.40 to 1.0, indicating a high probability of concrete failure condition by crushing, at 1600, 2500 and 3600 days, respectively, after the AAR swelling has triggered. It may note that, in the cases for which was prescribed the higher temperatures and, therefore, the AAR swelling triggered in younger ages of concrete, the structural member failure was anticipated. Such reality induces the need to set up different schedules for





corrective interventions, aimed at preserving the satisfactory mechanical performance of the structural member, and even reduce the legal prediction of its lifetime.

In a general way the stresses on the concrete solid mass at the "y" direction remained stable presenting magnitudes far below its tensile strength, as shown by the fields of figures 15 and 16. For the columns referring to "8", "17" and "26" cases, especially, that presents the greatest steel bars reinforcement ratio, it occurred Tensile Normalized Stress increase, at a point localized into the loading introduction region at the cross-section gravity center vicinity. Such an increase hit, after 8000 days, referred to the AAR initiation age, a value about 0.83. The "6", "15" and "24" cases, and, the "9", "18" and "27" cases, corresponding to the stress magnitude equal to 8.0 MPa, presented Tensile Normalized Stress of 0.4 and 0.7, respectively, at the concrete AAR swelling beginning. Such a parameter has assumed value equal to 1.0, establishing great probability condition of failure, after a period since 500 days until 3100 days, Figure 17. It is observed that, as higher the reinforcement ratio and the concrete solid mass temperature, the material failure was triggered more early, Figure 17. Nevertheless, the fact that, such stresses have been greatest for higher reinforcement ratios drops the association of such an occurrence to the cracking effort reported by MADUREIRA [10].

7. Conclusions

This work refers to AAR swelling effect analysis in reinforced concrete thin-walled columns, on the basis of a thermodynamic model, from a non-linear orthotropic framework and the finite element approximation.

The analysis subject of this work was carried out to evaluate the reinforcement ratio, the compressive stress and the temperature influences on the AAR swelling effects.

For the aims of this work it was introduced a parameter named Normalized Compressive Stress defined as the ratio between the normal stress magnitude and the stress value corresponding to the concrete failure.

The obtained results showed that, for the analyzed cases, the expansions had already been stabilized at 8000 days after the swelling by AAR initiation.





Such a results revealed that the column stretching induced by the AAR was as smaller as higher the compressive stress magnitude and that the swellings were virtually null for the stress magnitude about 8.0 MPa, confirming the stress confinement effect on the AAR expansions.

The AAR deleterious effect on the concrete solid mass was obvious that's why such chemical reaction promoted the structural member mechanical performance impoverishment, specially, the concrete strength reduction. Such an effect was remarkable because, for the cases corresponding to greatest compressive stress magnitude, although the variability of such kind of stress was negligible, the Normalized Compressive Stress hit values equal to the unit, featuring a condition of imminent failure.

For the cases referring to the higher reinforcement ratio, the stress fields at the instant of loading presented discrete disturbing in the immediate vicinity of the load application surface that was attenuated by the deformation reversal trend due the AAR expansions.

The results corroborated that the temperature exerts, exclusively, the accelerator effect on the concrete matrix expansions, because, although, for higher temperatures, the swelling effect had been triggered and stabilized at earlier ages of concrete, it did not influence the final AAR displacement magnitude. Nevertheless, one must consider this effect relevant that's why, for the higher temperatures, the structural member failure was anticipated inducing the needing for set up different elapsing time for corrective interventions, aimed to preserving the satisfactory mechanical performance of the structural member, and even to reduce the legal prediction of its lifetime.

In addition, although a higher reinforcement ratio must exert a higher AAR deformation restraint effect, on the other hand, because the steel bars supplementary capacity to absorb forces, the compression stress magnitude on the concrete solid mass would be smaller, thus contributing to higher AAR deformation. One may considered that these effects were mutually compensated that's why the AAR deformation magnitude held, virtually, constant. Such a trend is a probable indication that the adoption of passive reinforcement on concrete confers low effectiveness to the AAR swelling effect attenuation.

For some of the cases referring to the greatest steel bars reinforcement ratio it was developed Tensile Normalized Stress increase at "y" direction by AAR that culminated into a great probability condition of failure. Nevertheless, considering that such an effect have been more pronounced for higher reinforcement ratios, its association to the cracking effort reported by MADUREIRA [10] must be discarded. To diagnose the actual consequences of this fact, on the overall performance of the structural member, it would be necessary to analyze the cracking propagation over time in a detailed fashion.

8. Acknowledgements

This report is part of a research work on the numerical simulation of the reological effects on reinforced concrete members supported by the Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, by the Programa de Apoio a Planos de Reestruturação e Expansão das Universidades Federais – REUNI, and, by the Pró-Reitoria de Pesquisa da Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN. Their support is grate-fully acknowledged.

9. References

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- [2] CAPRA, B. e BOURNAZEL, J. P. Modeling of Induced Mechanical effects of Alkali-Aggregate Reactions. Cement and Concrete Research, Vol. 28, N.2, pp. 251-260. 1998.
- [3] CAPRA, B. e SELLIER, A. Ortotropic Modelling of Alkali-Aggregate Reaction in Concrete Structures: Numerical Simulations. Mechanics of Materials, Vol 35, pp. 817-830, 2002..
- [4] CHARLWOOD, R.G. A Review of Alkali-aggregate Reaction in Hydro-electric Plants and Dams. Hydropower Dams, n 1, pp. 73-80. 1994.
- [5] DESAI, C.S. e SIRIWARDANCE, H.J. Constitutive Laws for Engineering Material. Prentice-Hall, New Jersey, 1972.
- [6] GHANEM, H., ZOLLINGER, D. e LYTTON, R Predicting ASR aggregate reactivity in terms of its activation energy. Construction and Building Materials, Vol. 24, pp. 1101–1108, 2010.
- [7] HOGNESTAD, E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. Bolletin n. 399, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, Illinóis, Vol. 49, n 22. 1951.
- [8] KUPFER, H.B.; GERSTLE, K.H. Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses. Journal of Engineering Mechanics, [S.I.], vol. 99, n. 4, p. 853-866, 1973.
- [9] KWAK, H.G. and FILIPPOU, F.C. Finite Elements Analysis of Reinforced Concrete Structures under Monotonic Loads. Report UCB/SEMM-90/14, Berkeley, California. 1990. s
- [10] MADUREIRA, E.L. Simulação Numérica do Comportamento Mecânico de Elementos de Concreto Armado Afetados pela Reação Álcali-Agregado. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, p. 208. 2007.
- [11] MADUREIRA, E.L. e SILVA, A.L.A. Project1 Programa para visualização de campos de tensões resultates de analises não lineares de modelos bidimensionais de elementos finitos. Versão 1.0, Rio Grande do Norte: DEC/UFRN. 2013.
- [12] PIETRUSZCZAC, S. On the Mechanical Behaviour of Concrete Subjected to Alkali-Aggregate reaction. Computers & Structures. Vol. 58, n. 6, pp. 1093-1097. 1996.
- [13] PITANGUEIRA, R. L. S. e PARENTE JR., E. NLPOS Programa para visualização de resultados de analises não lineares de modelos bidimensionais de elementos finitos. Versão 1.0, Rio de Janeiro: DEC/PUC-Rio. 1997.
- [14] POOLE, A.B. The Alkali-silica Reaction in Concrete. Ed Swamy, Blackie, London. 1992. s
- [15] RODRIGUES, E.C. (2014). Análise Numérica do Efeito de Fatores Influentes da Reação Álcali-Agregado no Desempenho de Estruturas de Concreto. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal. p. 121. 2014.
- [16] STANTON, T.E. Expansion of Concrete Through Reaction Between Cement and Aggregates. Proceedings of the American Society of Civil Engineering. 1940.

[17] SWAMY, R. N., e AL-ASALI, M. M. Engineering Properties of Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction. ACI Materials Journal, September/October 1988, pp.367-374. 1988.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Bond strength between stell-concrete and between concretes with different ages in structural rehabilitation

Aderência aço-concreto e entre concretos de diferentes idades em recuperação de estruturas





M. R. DORIA ^a rezende_mariana@yahoo.com.br

> A. T. C. SALES ^a angelasales19@gmail.com

N. F. de A. ANDRADE ^a nilmaandrade@hotmail.com

Abstract

In inspections of buildings, it is common to find structures that, well before reaching its useful life longer require repairs and reinforcements. This study examined the bond strength between concrete of different ages and between steel and concrete, focusing on the recovery of reinforced concrete structures. To analyze the bond between concrete of different ages, trials with specimens receiving three different types of treatments at the interface between the concrete were performed: brushing; brushing and mortar equal to concrete of substrate and brushing and epoxy layer. Indirect tensile tests and oblique and vertical shear tests at the interface were made. The bond stress between steel and concrete was evaluated by pull out test under the conditions of the bar inserted in the still fresh concrete and when inserted in the hardened concrete with epoxy. Results showed increased bond strength by indirect tensile stress of 15% and 37%; 4% and 12% for the adherence test by oblique shear, and 108% and 178%, for the testing of vertical shear, respectively, for the specimens whose interfaces have received, in addition to brushing, layer of mortar and epoxy bridge, compared to those who received only brushing. Insignificant loss (about 0.52%) of bond stress was noticed for pull out test of steel bar when compared with test results of the specimens that had steel bar inserted in the concrete in the hardened state with epoxy adhesion bridge, with those who had inserted steel bar in fresh concrete.

Keywords: concrete structures, recovery materials, bond strength.

Resumo

Em inspeções de construções, é comum encontrar estruturas que, muito antes de atingirem sua vida útil, já necessitam de reparos e reforços. O presente trabalho analisou a resistência de aderência entre concretos de diferentes idades e entre aço e concreto, visando à recuperação de estruturas de concreto armado. Para análise da aderência entre concretos de diferentes idades, foram realizados ensaios com corpos de prova que receberam três tipos de tratamentos distintos na interface entre os concretos: escovação; escovação e camada de argamassa igual à do concreto de substrato e escovação e camada de epóxi. Foram feitos ensaios de tração indireta e cisalhamento oblíquo e vertical na interface. Foi avaliada a aderência entre aço e concreto, por ensaio de arrancamento, nas condições da barra inserida no concreto ainda fresco e quando inserida no concreto endurecido, com ponte de aderência de epóxi. Os resultados dos ensaios de aderência dos corpos de prova de prova de escovação, camada de argamassa igual à do inserida no concreto endurecido, com ponte de aderência de epóxi. Os resultados dos ensaios de aderência dos corpos de prova de concreto mostraram aumento na resistência de aderência por tração indireta de 15% e 37%; de 4% e 12%, para o ensaio de aderência por cisalhamento oblíquo, e de 108% e 178%, para o ensaio de cisalhamento vertical, respectivamente, para os corpos de prova cujas interfaces receberam, além de escovação, camada de aço, perda insignificante (cerca de 0,52%) na aderência, quando compararam-se os resultados dos ensaios dos corpos de so concreto pos de prova que tiveram a barra de aço inserida no concreto no estado endurecido com ponte de aderência no concreto no estado se dos ensaios dos corpos de prova cujas interfaces receberam, além de acon que tiveram a barra de aço, perda insignificante (cerca de 0,52%) na aderência, quando compararam-se os resultados dos ensaios dos corpos de prova que tiveram a barra de aço inserida no concreto no estado endurecido com ponte de aderência epóxi, com os q

Palavras-chave: estruturas de concreto, materiais de recuperação, aderência.

Received: 06 Apr 2014 • Accepted: 13 Apr 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

^a Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, SE, Brasil.

1. Introduction

As Mehta & Monteiro [1], it can be said that concrete is the building material most consumed worldwide. Its application is quite old and its composition almost did not undergo major changes over time. Thus, it is possible to conclude that, for its wide application and relatively little compositional variability over the years, the concrete execution technique should be well established as to obtain almost perfect structures. However, what is seen in the practical environment is increasingly common appearance of damages in concrete structures and their early degradation, often making necessary to restrict the use or demolish the structure.

According Helene [2], Portland cement concrete has proven to be the most suitable construction material for structures with advantages in relation to other building systems such as wood, steel and masonry. However, since the first evidence of use, the concrete is subjected to various mechanical loads and environmental aggressions, leading to high incidence of pathological manifestations, which are accompanied by high recovery costs.

In a concrete structure recovery that requires good adhesion between concrete of different ages, it is important to have knowledge about the factors that influence the interfacial strength between substrate concrete and concrete for recovery. The incompatibility of deformations between concretes with different ages creates tensions in the connecting interface, particularly those generated by differential shrinkage. In some situations where there is need for steel reinforcement replacement or complementation, the transfer of efforts between steel and concrete and the compatibility of deformations between these materials, guaranteed by the adhesion between the two materials, are important to the performance of the reinforced concrete structure. According to Neville and Brooks [3], the bond strength between reinforcement and concrete comes mainly from friction and adhesion and is affected both by the properties of steel as those of concrete and the relative movement due to volume changes, such as concrete shrinkage.

Souza & Ripper [4] relate that loss of adhesion can happen between two concrete of different ages, in interface between two different concretes, or in the contact between steel bar and concrete. This effect can be quite harmful and can lead to poor performance of the structure. Thus, it becomes important that experimental studies show the importance and effectiveness of the specific treatments of interface in concrete recovery, as well as between the steel and concrete, to achieve adequate adhesion between these materials in recovery services and strengthening of reinforced concrete structures.

1.1 Bond strength between concretes of different ages

Dimensional compatibility between concrete from repair and substrate is related to the ability of recovery material to distribute tensions at the contact surface, which are caused by different deformations of materials, without detachment or cracking in repair layer, after Li & Li [5]. The lack of dimensional compatibility is cited as one of the leading causes of premature failure of the repaired structure, which can generate repair durability problems. Beushausen & Alexander [6] state that is common for union of concretes of different ages, occurring during repair of concrete structures, and at the junction of precast concrete elements. Cánovas [7] refers to usual situation where there is bond between concrete of different ages, in the joints of concrete which occur in practice, in a planned manner, or by involuntary interruptions. The interval between the casting of first and second concrete can be several hours or even days. According Beushausen and Alexander [6], just an overlap of concrete with different age can lead to cracking and detachment in elements that was intended to unite. The causes that lead to inefficiency of this union are related to several factors such as the preparation of the substrate surface, the method of applying the newest concrete, curing procedure and even environmental factors. However, the main negative influences for the failure of link between old and new concrete is unsuitable execution of connection and differential shrinkage between new and old concrete.

Bissonnette et al. [8] stated that the preparation of surface where there will be the union between old concrete and new concrete is one of the key issues for obtaining high quality in this type of connection. The proper preparation of the surface is not limited to the processes that occur immediately before application of new concrete. Procedures such as cleaning of the surface, concrete casting and cure must be thoroughly conducted, so that bond strength is developed sufficiently in order to provide the stresses accommodation.

According to Alexander & Beushausen [6], bond strength is made by mechanical interaction, besides thermo-dynamical and chemical mechanisms. It is important to know that mechanical bond differs significantly from shear strength. For example, high roughness at the interface can enhance shear strength, though the bond strength depend mainly on the transverse anchoring in the pores and voids.

Courard et al. [9] refer to surface treatments on the concrete substrate to promote the mechanical interlocking. The most commonly used treatment is to increase the surface roughness by different methods abrasion. However, for very aggressive methods, there may be some undesirable side effects, especially the development of micro cracks within the substrate. In this experiment, authors have found evidence that, for concrete with compressive strength less than 30 MPa, there is increase of bond strength between original concrete and new concrete, if surface is prepared with sand blasting process and hydro-demolition. However, more aggressive treatments such as polishing and surface drilling led to significant loss of bond strength, which did not occur with stronger concrete. Thus, it can be said that concrete compressive strength is an important parameter for choosing the type of surface treatment, in order to obtain bond strength between concrete of different ages.

Bissonnette et al. [8] assert that there is extensive research related to factors that affect the bond between concrete substrate and repair material. In order to obtain results that can be quantified, it is necessary bond strength test and, therefore, a large number of tests have been developed. Tests analyze the performance under tensile forces, shear and various combinations of tension and compression. The predominant test is the pull out test, however faults may occur in the substrate concrete, interface or recovery layer. When the damage does not occur in interface, test result will only be a lower limit for bond strength.

As Beushausen [10], the connecting elements to improve interface between new and old concrete ranging from ready-made products until cement mixtures produced in situ. Despite the variety of products for connecting bridges between new concrete and old concrete, the efficiency of these products is still a subject much debated among researchers and practitioners. Conflicting opinions also exist as to the possibility of positive influence on the bond strength when making wetting of concrete substrate. The author found that when comparing the bond strength between a substrate prepared by pre-wetting and another that was dry, there was no significant increase in adhesion and, in some cases, there was significantly lower strength values, when the surfaces were saturated. This can be explained by the fact that, when the substrate is dry, there is a better penetration of fresh concrete or bonding material into unsaturated pores of substrate concrete.

According to Brazilian standard NBR 14931: 2004 [11], readymade products can be used to improve the adhesion between concretes of different ages, since they do not cause damage to concrete and demonstrate performance at least equal to the interface produced by usual methods. If resins will be used one should check its burning behavior.

Cánovas [7] mentions a study in Eduardo Torroja Institute, Madrid, Spain, where the use of epoxy resin as bonding bridge between concrete of different ages took to get a bonding with 100% efficiency, making structure fully monolithic.

1.2 Bonding between steel and concrete

In a reinforced concrete structure, the bond strength between concrete and steel is as important as the compressive strength of concrete. According to Neville [12], bonding between concrete and steel is important both in terms of structural behavior as in relation to cracking caused by shrinkage and thermal effects at early ages. According to Araújo et al. [13], it is usual the separation of bond strength in three parts, as adhesion, friction and mechanical interaction. This classification is based on stress vs displacement curves. Adhesion is the chemical union, friction arises when there is movement between the materials and the mechanical grip relates to mechanical gearing.

However, these authors assert that the separation of bond strength in these three parts is only schematic due the impossibility to assess each one. This is justified by the fact that even a steel bar having smooth appearance may provide mechanical adhesion, depending on the surface roughness due to corrosion and manufacturing process that can produce ledges on the surface.

Tower-Casanova et al. [14] affirm that the main characteristics that influence the bond strength are the type of concrete used (geom-

etry of aggregates, supplementary cementing materials, fibers), geometry of steel bars and loading parameters.

Besides those features, Soylev & Francois [15] indicate the position of steel bars and the method for compacting concrete as influencing factors of steel-concrete bond, but the ratio water/cement ratio (w/c ratio) is highlighted as the main factor influencing bond strength. Therefore, the authors proposed an experiment in which steel-concrete bond strength was measured with steel bar positioned horizontally in the concrete, simulating what occurs in slabs, in practical environment. It was observed that, for concrete with high w/c ratio, voids arose around steel bar, making weaker the bond strength to at these points. Five concrete samples were studied, with w/c ratio of 0.75, 0.53, 0.60 and 0.39, the latter being used for conventional and self-compacting concretes. The results showed that only the samples with w/c ratio of 0.39 showed no segregation. The best bond performance was obtained with the self-compacting concrete. As Neville [12], various factors may promote bond strength, such as the shrinkage of concrete in relation to steel, the geometry and surface texture of steel bar. The presence of rust on the steel bars favors the adhesion, while coating by galvanizing or epoxy resin impairs the steel-concrete bond.

According to brazilian standard NBR 6118: 2014 [16], the anchorage due to adherence occurs when efforts are supported by means of a straight length or by a large curvature radius, followed or did not followed by hook. This length is called "anchoring length" and it is important to have a sufficient size so that occurs the transfer of the bar's efforts for concrete. The standard also shows formulas for calculating the bond strength and anchorage length required to allow that steel and concrete to act together.

2. Experimental program

Bond strength tests were carried out between concretes of different ages on different mechanical stress conditions, such as tensile stress under diametric compression, shear stress at 45° and vertical shear stress. Measurement of bond strength between concrete and steel was made by pullout test. Table [1] summarizes the amounts of specimens for each type of test and treatment of contact surface. Beushausen & Alexander [6] stated that when assessing the bond strength values between concretes, it is important to consider the stress state of the interface caused by the test method, which may represent the main stress state found in

Table 1 – Number of specimens for test type							
Interfacial treatment		Bond strength test techniques					
		Indirect tensile	Oblique shear	Vertical shear	Pull out		
Concretes with diferente ages	Bru1	4	4	3	-		
	Bru/Mor ²	4	4	3	-		
	Bru/Epx ³	4	4	3	-		
Steel-concrete	Stl Mold ⁴	-	-	-	4		
	Hole/Epx⁵	-	-	-	4		
¹ Brusing; ² Brushing and mortar; ³ Brushing and epoxy; ⁴ Steel bar inserted into the molding; ⁵ Drilling and epoxy.							
structure. However, due to variety of stress states that can cause loss of bond between the materials, it is difficult to choose the method that best represents the condition of given structure, leading to often be the chosen the method for which there is available equipment.

Aimed at finding the most appropriate method for evaluating the bond strength between substrate concrete and materials for structural recovery, Momayez et al. [17] developed a comparative study on the main bond strength tests between concretes. Test methods applied in the present study were based on methods from the cited study. According to these authors, to measure the adhesion between concretes of different ages, the tests that presented the best results, based on lowest coefficient of variation and lower level of execution difficulty, were the oblique shear tests, followed by vertical shear tests, concluding that the bond strength test by indirect traction was the least efficient.

In this study, two types of concrete were used, named substrate concrete, with mass proportions 1.00: 1.74: 2.37 and w/c ratio of 0.45; and recovery concrete, with mass proportions 1.00: 1.56: 1.85 and w/c ratio of 0.40. A characteristic compressive strength (f_{ck}) of substrate concrete was specified to 30 MPa with slump of 80 mm. Recovery concrete was a self-compacting concrete (scc) with f_{ck} of 35 MPa. Silica fume was applied as 12.5% ent content in recovery concrete to improve the mechanical strength and stability of the fresh mixture. The slump flow test reached a spread diameter of 600 mm, according to brazilian standard NBR 15823-2: 2010 [18].

Specimens were molded according to brazilian standard NBR 5738: 2003 [19], compacted by immersion vibrator and cured immersed in water for 28 days. Seeking to reproduce a structural reinforcement situation by increasing the section of structural member, recovery concrete was a self-compacting concrete, since the casting conditions of concrete in recovery structures, often hinder the compaction. For recovery concrete, w/c ratio was lower than that for substrate concrete, in order to promote high durability, delaying possible structural deterioration.

Analysis of variance (ANOVA one factor) was used to compare the bond strength in relation to surface treatments used.

2.1 Bond Strength tests by tensile stress under diametric compression

For substrate concrete, ten specimens were casted in cylindrical molds with 100 mm diameter and 200 mm height, compacted by immersion vibrator and cured by water immersion. At 28 days age, the specimens were broken by tensile stress under diametric compressive load (indirect tensile test). The average value of this tensile strength was taken as comparison parameter with the result to be obtained for bond between the old and new concrete under same test conditions. From 20 halves of specimens, 12 of them were chosen, which were let at environment of the Laboratory, for six months for aging.

The halves of specimens were put into cylindrical molds and then these were complemented with the recovery of concrete. The rupture surfaces of the halves of substrate concrete specimens received one of three types of treatments, before casting of recovery concrete, as described below.

Only brushing the surface with brush with steel bristles

- Brushing and application of layer about 1 cm of mortar with the same proportions of the substrate concrete
- Surface brushing and epoxy adhesive application

For each type of surface treatment, four specimens were molded. After mold removal, with 24 hours, the specimens with substrate and recovery concretes were kept in water for 28 days. After this time, tensile tests were performed by diametrical compression, so as to request the interface between old and new concrete. Thus, the bond strength at the interface was obtained. Obtained values were compared with the strength of concrete substrate under same stress condition.

Bond strength values were obtained from diametrical compressive rupture load by Equation 1.



Where:

P is the load at rupture of the specimen; d is the specimen diameter; l_i is the specimen length.

2.2 Bond Strength test by oblique shear

For these tests, 12 prismatic specimens were produced with substrate concrete and recovery concrete, as shown in Figure [1]. Each specimen measured 100 mm x 100 mm x 300 mm. First, substrate concrete was applied up to one half of the mold, where there was a separator plate. After being demolded and cured for 28 days by immersion in water, the halves of specimens with concrete substrate were undergone a process of natural aging in the laboratory environment for 90 days. After that, these specimens





received the specified treatment at the interface between the two types of concrete. Thus, four specimens were produced for each series, with its respective type of treatment, among those already used in tensile tests by diametrical compression (Item 2.1). After applying the treatments, aged samples were replaced in the molds and these were supplemented with recovery concrete as shown in Figure [2]. After curing by immersion for 28 days, the samples were submitted to axial compressive test to cause oblique shear stress, measuring the bond strength between new concrete and old concrete.

The bond stress at rupture by oblique shear was obtained by Equation 2.

$$\tau_{\rm b} = \frac{P.(\cos 45^{\circ}).(\sin 45^{\circ})}{{l_{\rm i}}^2}$$
(2)

Where:

P is the load at rupture of specimen; li is the side length of transversal section of specimen.

2.3 Bond strength test by vertical shear

Nine specimens were produced, with the front shape and dimensions shown in the scheme of Figure [3] and with 180 mm length. First, the central part of specimens was molded. These elements were demolded after 24 h and were cured immersed in water for 28 days. After that, the specimens, still incomplete, were divided into three groups with three specimens, which later received the specified treatment at the interface and, then, the recovery concrete, as described in item 2.1.

These incomplete specimens were subjected to aging in the laboratory for 90 days. After aging, the samples were replaced in the molds and complemented with recovery concrete, on both sides of the mold, after specific treatment for the interface between the two types of concrete, according to each group of specimens. The samples were submitted to axial compressive test.

Results of bond strength through vertical shear stress were obtained by Equation 3.



Where:

P is the load at rupture of specimen;

b is the horizontal dimension of the contact surface between the concretes;

h is the vertical dimension of the contact surface between the concretes.

2.4 Pull out test of steel bars inserted in concrete

Pull out tests were carried out to determine the steel-concrete bon strength, simulating the replacement situation or addition of steel bar in reinforced concrete structures. Eight prismatic specimens of substrate concrete were produced, with dimensions of 100 mm x 100 mm x 200 mm. Four of them were produced with a steel bar segment of eight millimeters (5/16") in diameter, already inserted during casting, with inserted length of 80 mm, i.e., ten times the nominal diameter of the bar. The other four specimens were kept without steel bar inserted, from curing until the end of the aging period. These specimens were cured envolved in airtight plastic bags for 28 days. After the curing period, the samples were left to air in the laboratory for 90 days. Then the specimens that did not contain inserted bars were drilled with a drill with diameter of 10 mm and the holes were filled with epoxy resin as a bridge for bond between steel and concrete. Immediately, the steel rod segments were inserted and their diameters had the same dimensions as those that were used in the four specimens already molded with bar segment inserted.

Both the bar segments placed during casting, for the inputted with epoxy-based adhesive, had 80 mm length inserted in the concrete,





as shown in Figure [4]. This steel bar inserted length value was established in this study based on study of Zhu et al. [20], which carried out pull out tests to determine the bond strength between steel bar and concrete, according to the recommendation of RILEM TC 9-RC [21], in that each specimen was reinforced with steel bar with 12 mm or 20 mm in diameter and utilized the anchorage length of 120 mm for all steel bars. For the 12 mm diameter bars, the anchoring length corresponds to 10 times the bar diameter. Further-



more, the brazilian standard NBR 6118: 2014 [16] recommends that in intermediate supports, the anchoring length should be equal to 10 times the diameter of the bar in the absence of positive moment in the region.

The specimens were submitted to tensile test to pull out the steel bar segment inserted in concrete. An apparatus was fitted to pull out test, comprising a support for the concrete specimen. This apparatus had a smooth steel bar welded to its top, so that, in the claw of the tensile testing equipment, the smooth steel bar was fixed superiorly, the flat bar welded to the apparatus, and inferiorly, the steel bar segment inserted in concrete was pulled out, as shown in Figure [5]. From the pullout loads that broke the bonds between steel bar and concrete, the bond strength (fb) was calculated by Equation 4.



Where:

P is the load that pulls out the steel bar; d is the diameter of the steel bar;

I is the length of steel bar inserted in the concrete specimen.

3. Results and discussion

3.1 Tensile strength by diametrical compression of substrate concrete

The cylindrical specimens molded only with substrate concrete were tested in tensile test for diametrical compression and the measurements values were used as a reference for analyzing the performance of the connection between the original concrete and the recovery concrete when subjected to this stress condition. Ten specimens were tested resulting in the average value of 2.88 MPa, with standard deviation of 0.45. As the substrate concrete has a characteristic compressive strength (f_{ck}) of 30 MPa, the average value obtained in the tensile test by diametrical compression is next of expected. According to Mehta & Monteiro [1], the relationship between the tensile strength values and the compressive strength of concrete is around 7% to 10%.

3.2 Bond strength between substrate concrete and recovery concrete under traction by diametrical compression

The results obtained for the bond strength by tensile stress by diametrical compression are shown in Table [2]. Regarding the interface between the substrate and the recovery concrete that received only brushing, the results showed that there was a 15% increase in bond when applied, besides brushing, a thin layer of mortar on the contact surface between concretes. When comparing the average values of the specimens submitted only to brushing with those submitted to brushing and applying epoxy layer, there was a 37% increase in bond strength for the specimens with bonding bridge of epoxy.

Table 2 – Results of bond strength of tensile by diametrical compression						
Troatmont	Bond strength parameters					
method	Average (MPa)	Coef. of variation (%)				
Brushing	1.94	8.99				
Brushing-mortar	2.23	9.00				
Brushing- epoxy	2.66	19.49				

Comparing the average diametrical compression tensile strength of the substrate concrete, which was 2.88 MPa, the average value obtained for bond strength by the indirect tensile test of specimens composed of substrate concrete and recovery concrete, only with brushing, there was a reduction of about 33% in tensile strength by diametrical compression. This reduction was 23% for specimens receiving brushing and mortar layer, and 8% for specimens receiving brushing and epoxy layer. This leads to the conclusion that under tensile stress by diametrical compression, the bond between the substrate concrete and recovery concrete does not reach the level of strength for monolithic specimens, in spite of using the bonding bridge with epoxy adhesive. According to analysis of variance, there was no significant difference between the values obtained (ANOVA, F = 3.49; Fcrit = 5.14; p = 0.10).

It is possible to notice the failure mode at the interface between the substrate concrete and recovery concrete by direct observation of where the break of the specimens happened. In specimens which only brushing was performed, it was observed that the breakage of the connection occurred both at the interface between the two concretes, as in some regions in substrate concrete, as shown in Figure [6]. In specimens that received brushing and mortar layer,



concrete

Figure 7 – Specimens after bond strength test of tensile by diametrical compression with brushing and mortar layer



the rupture occurred in the mortar of the binding layer, as shown in Figure [7]. Remaining adhered parts of mortar were observed on the concrete substrate and another parts attached to the recovery concrete.

In specimens that received brushing and epoxy bonding bridge, preferential fracture between the epoxy resin and the recovery concrete was observed, as shown in Figure [8], indicating a greater adherence between the epoxy resin and the substrate concrete, which had higher w/c ratio that the recovery concrete, therefore more porous.



Table 3 – Results of bond strength test by oblique shear						
Troatmont	Bond strength parameters					
method	Average (MPa)	Coef. of variation (%)				
Brushing	20.88	17.83				
Brushing-mortar 21.71 14.07						
Brushing-epoxy	23.38	8.07				

3.3 Bond strength by oblique shear between substrate concrete and recovery concrete

The results for the bond strength by oblique shear tests are shown in Table [3]. In relation to the interface between substrate and recovery concretes that received only brushing, the average bond strength value of the samples, which received brushing and intermediate layer of mortar, was 4% higher. For the samples with epoxy bonding bridge, the average bond strength was 12% higher. According to the analysis of variance there was no significant difference between the values obtained (ANOVA, F = 0.75; Fcrit = 4.74; p = 0.51). It was noted that specimens with any of interfacial treatment type showed a disintegration in part of the substrate concrete, but the fracture was initiated and propagated at the interface between the two concretes, as shown in Figure [9].

3.4 Bond strength by vertical shear between substrate concrete and recovery concrete

Table [4] shows the values obtained in bond strength test by vertical shear. Comparing the bond performance by vertical shear between



Table 4 – Results of bond strength test by vertical shear						
Bond strength parameters						
method	Average (MPa)	Coef. of variation (%)				
Brushing	1.43	6.68				
Brushing-mortar 2.97 4.58						
Brushing- epoxy	3.97	25.48				

substrate concrete and recovery concrete, it was observed that for specimens with mortar as interfacial layer, the bond strength was more than twice the bond strength of specimens that received only brushing at the interface, with increase of 108%. For the specimens receiving epoxy layer at the interface, this increase in bond strength was 178%. According to the variance analysis, there was significant difference between the values (ANOVA, F = 15.30; Fcrit = 6.94; p = 0.01).

It can be seen that fracture occurred in both contact faces between concretes, as shown in Figure [10]. Specimens, that received brushing and mortar interfacial layer, broke, preferably, at the mortar layer. In specimens that receiving brushing and bonding bridge of epoxy, it was noted that the epoxy layer remained adhered to substrate concrete, probably due to the same reason mentioned in item 3.2.

Figure 10 – Specimen after bond strength test by vertical shear



3.5 Comparison of bond strength test methods

Comparing the test methods (tensile by diametrical compression, vertical shear and oblique shear), it was realized that the latter showed higher bond strength average value than those obtained in the other test types. While the values obtained in bond strength test by indirect tensile and vertical shear ranged from 2 to 4 MPa, those obtained in the oblique shear test were in the range of 21 to 23 MPa. Such discrepancy between the results of bond strength tests should be mainly due to stress states that predominated in specimens. It could be explained by the fact that the predominant stress states, in this test type, is a combination of compressive stress and shear stress. Compressive stress is the more favorable condition for concrete.

Variations between the results of testing, on specimens with different interfacial treatments for the same type of test, were noted as quite important. While for oblique shear bond test there was an increase in bond strength, between specimens with epoxy resin treatment and specimens only with brushing, of 12%, for bond test by vertical shear, that increase was 178%. Thus, it can be stated that, for different test types, the importance of the treatment applied to the interface between the concretes is variable. That is, for the bond strength test by vertical shear, the effect of the interfacial treatment showed more important than for other test types.

3.6 Bond strength between steel and concrete

Results of pull out tests of steel bar inserted in concrete are shown in Table [5]. It was noted no significant difference for steel-concrete bond strength for the steel bar inserted into the still fresh concrete or inserted into concrete after 90 days age. Although specific conditions of this study should be considered, test results may suggest that the anchoring steel bars at recovering structures, using epoxy resin bonding, can be approximate in performance of steel bar originally inserted in concrete.

After testing, it was noted that the specimens that did not receive bonding bridge with epoxy resin had fragmented concrete, while those who received that bonding bridge showed cracks that have spread from the bar insertion point in the concrete, as shown in Figure [11]. It can be assumed that the steel that was inserted into the still fresh concrete, when steel bar is pulled out, the concrete surrounding the steel bar is punched, creating a tensile stress state to be supported by concrete. The insertion of steel bar with bonding bridge of epoxy promotes reduction of damage caused by pull out of steel bar, because this polymer is endowed with higher tensile strength than that of concrete.

Table 5 – Results of bond strength test between steel and concrete						
Pond	Bond strengt	n parameters				
condition	Average (MPa)	Coef. of variation (%)				
Steel bar inserted during casting	13.47	16.8				
Steel bar inserted by drilling and epoxy	13.40	12.5				

4. Conclusions

Results from bond strength test in tensile by diametrical compression showed that even with the use of interfacial treatments between substrate concrete and recovery, the bond between these two concretes is not equal to indirect tensile strength value of the monolithic element, composed of single concrete. Comparing the bond strength between substrate and recovery concretes and the tensile strength by diametrical compression of specimens with substrate concrete, it was observed a reduction in strength of about 8% even when interfacial treatment was applied with brushing and subsequent bonding bridge of epoxy.

Comparing the results from bond strength tests of traction by diametrical compression between substrate and recovery concretes, it was noticed that there was a 15% increase in bond strength, when in addition to simply brushing, a layer of mortar was applied at the interface between the concretes. When the treatment consisted of brushing and a epoxy bonding bridge, this increase was 37%, compared to bond strength at interface between concretes that was simply brushed.

Bond strength tests by oblique shear between substrate and recovery concrete showed a minor variation for the three types of interfacial treatment applied. Specimens that received brushing

Figure 11 – Specimen with epoxy bonding bridge after pull out test



and mortar layer had an average bond strength value only 4% superior, compared to those who received only a brushing at interface. Specimens that received, in addition to brushing, the epoxy interfacial layer had increased the average bond strength value of about 12% compared to those who received only brushing.

For bond strength tests by vertical shear, the results showed a highly significant variation between the average values of the bond strength between the two types of concrete for the different treatments at the interface. This increase reached 178% among the specimens receiving epoxy layer at the interface and those that receiving only a brushing. Among those who received mortar layer and those who received only brushing, the increase was 108%.

Momayez et al. [17] stated that, among the bond strength tests for concretes, which showed the highest reliability, based on coefficients of variation, was the oblique shear. However, when assessing the means values of bond strength tests between concretes for the three types of tests performed, it was realized that bond tests by oblique shear showed the highest average values for this property, in a range between 20 and 24 MPa. For bond strength tests by indirect traction and vertical shear, average bond strength values were in the same order of magnitude ranging between 1.5 and 4.0 MPa. In this study, the results showed that the bond strength test by indirect tensile and by vertical shear caused stress states in specimens that requested more intensely the interface between the substrate concrete and recovery concrete. It can be assumed that the greatest bond strength averages observed in the oblique shear tests were a result of the stress state to which the specimens were subjected during the test, with a prevalence of compressive stresses in the concrete. As compressive stress is the best condition for concrete, it can be concluded that this factor had a great influence in determining values for the resistance in this test type.

The analysis of bond strength between concrete and steel showed irrelevant difference in the interface bond strength between the two materials, both when the steel was inserted in the fresh concrete, as when the steel was inserted by drilling in the hardened concrete, with bonding bridge of epoxy. This shows the great adhesiveness of epoxy, in relation to the concrete and steel.

It was possible to conclude that the interfacial treatment that presented the best results in bond strength between the substrate concrete and recovery concrete, among the three types studied treatment was brushing the surface and then applying epoxy bonding bridge. This treatment can be taken as the best alternative for repair or reinforcement of concrete structures, among the studied treatments, surpassing in up to 178% as compared to simply brushing, as showed in results of vertical shear test.

5. Acknowledgement

The authors thank CAPES for granting the scholarship to the master's student.

6. References

- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto. Microestrutura, Propriedades e Materiais. HASPARYK, N. P.; HELENE, P.; PAULON, V. A. (rev. e coord.). São Paulo: IBRACON, 2008.
- [2] HELENE, P. Introducción. In: HELENE, P., PEREIRA, F. (Ed). Rehabilitación y Mantenimiento de Estructuras de

Concreto. Bogotá, Colombia, SIKA, 2007, p. 17-32.

- [3] NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. Tecnologia do concreto. Porto Alegre: Bookman, 2013.
- [4] SOUZA, V. C. M; RIPPER, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: PINI, 2005.
- [5] LI, M.; LI, C. V. High-early strength engineered cementitious composites for fast, durable concrete repair: its fol just online journalism. ACI Material Journal. Miami. Mai, 2011.
- [6] BEUSHAUSEN, H.; ALEXANDER, M. G. Bond strength development between concretes of different ages. Magazine of Concrete Research, v. 60, n. 1, 2008, p. 65-74.
- [7] CÁNOVAS, M. F. Patologia y Terapéutica del Hormigon Armado. Madrid: ETS de Ingenieros de Caminos, 1994.
- [8] BISSONNETTE, B.; COURARD, L.; BEUSHAUSEN, H.; FOWLER, D.; TREVINO, M.; VAYSBURD, A. Recommendations for the repair, the lining or the strengthening of concrete slabs or pavements with bonded cement-based material overlays. Materials and Structures, vol 46, 2013, p. 481- 494.
- [9] COURARD, L.; PIETROWSKI, T.; GARBACZ, A. Near-tosurface properties affecting bond strength in concrete repair. Cement & Concrete Composites, vol. 46, 2013, p.73-80.
- [10] BEUSHAUSEN, H. The influence of concrete substrate preparation on overlay bond strength. Magazine of Concrete Research, v. 62, n. 11, 2010, p. 845-852.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Execução de estruturas de concreto - Procedimento. – NBR 14931, Rio de Janeiro, 2004
- [12] NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto. São Paulo: PINI, 1997.
- [13] ARAÚJO, D. L.; DANIN, A. R.; MELO, M. B.; RODRIGUES, P. F. Influence of steel fibers on the reinforcement bond of straight steel. Revista IBRACON de Estruturas e Materriais - RIEM, v.6, n.2, 2013.
- [14] TORRE-CASANOVA, A.; JASON, L.; DAVENNE, L.; PI-NELLI, X. Confinement effects on the steel–concrete bond strength and pull-out failure. Engineering Fracture Mechanics. Paris, out. 2012.
- [15] SOYLEV, T. A.; FRANÇOIS, R. Effects of bar-placement conditions on steel-concrete bond. Materials and Structures, v. 39, n.2, 2006, p 221-222.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. – NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [17] MOMAYEZ, A.; EHSANI, M.R.; RAMEZANIANPOUR, A. A.; RAJAIE, H. Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials. Cement and Concrete Research, n.35, 2005, p. 748–757.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto auto-adensável- Classificação, controle e aceitação no estado fresco – NBR 15823-2, Rio de Janeiro, 2010.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corposde-prova. – NBR 5738, Rio de Janeiro, 2003.
- [20] ZHU, W.; SONEBI, M.; BARTOS, P. J. M. Bond and interfacial properties of reinforcement in self-compacting concrete. Materials and Structures, v. 37, 2004, p. 442-448.
- [21] RILEM TC 9-RC. Bond test for reinforcement: Pull-out test. 1992.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Bond strength between stell-concrete and between concretes with different ages in structural rehabilitation

Aderência aço-concreto e entre concretos de diferentes idades em recuperação de estruturas





M. R. DORIA ^a rezende_mariana@yahoo.com.br

A. T. C. SALES ^a angelasales19@gmail.com

N. F. de A. ANDRADE ^a nilmaandrade@hotmail.com

Abstract

In inspections of buildings, it is common to find structures that, well before reaching its useful life longer require repairs and reinforcements. This study examined the bond strength between concrete of different ages and between steel and concrete, focusing on the recovery of reinforced concrete structures. To analyze the bond between concrete of different ages, trials with specimens receiving three different types of treatments at the interface between the concrete were performed: brushing; brushing and mortar equal to concrete of substrate and brushing and epoxy layer. Indirect tensile tests and oblique and vertical shear tests at the interface were made. The bond stress between steel and concrete was evaluated by pull out test under the conditions of the bar inserted in the still fresh concrete and when inserted in the hardened concrete with epoxy. Results showed increased bond strength by indirect tensile stress of 15% and 37%; 4% and 12% for the adherence test by oblique shear, and 108% and 178%, for the testing of vertical shear, respectively, for the specimens whose interfaces have received, in addition to brushing, layer of mortar and epoxy bridge, compared to those who received only brushing. Insignificant loss (about 0.52%) of bond stress was noticed for pull out test of steel bar when compared with test results of the specimens that had steel bar inserted in the concrete in the hardened state with epoxy adhesion bridge, with those who had inserted steel bar in fresh concrete.

Keywords: concrete structures, recovery materials, bond strength.

Resumo

Em inspeções de construções, é comum encontrar estruturas que, muito antes de atingirem sua vida útil, já necessitam de reparos e reforços. O presente trabalho analisou a resistência de aderência entre concretos de diferentes idades e entre aço e concreto, visando à recuperação de estruturas de concreto armado. Para análise da aderência entre concretos de diferentes idades, foram realizados ensaios com corpos de prova que receberam três tipos de tratamentos distintos na interface entre os concretos: escovação; escovação e camada de argamassa igual à do concreto de substrato e escovação e camada de epóxi. Foram feitos ensaios de tração indireta e cisalhamento oblíquo e vertical na interface. Foi avaliada a aderência entre aço e concreto, por ensaio de arrancamento, nas condições da barra inserida no concreto ainda fresco e quando inserida no concreto endurecido, com ponte de aderência de epóxi. Os resultados dos ensaios de aderência dos corpos de prova de prova de escovação, camada de argamassa igual à do inserida no concreto endurecido, com ponte de aderência de epóxi. Os resultados dos ensaios de aderência dos corpos de prova de concreto mostraram aumento na resistência de aderência por tração indireta de 15% e 37%; de 4% e 12%, para o ensaio de aderência por cisalhamento oblíquo, e de 108% e 178%, para o ensaio de cisalhamento vertical, respectivamente, para os corpos de prova cujas interfaces receberam, além de escovação, camada de aço, perda insignificante (cerca de 0,52%) na aderência, quando compararam-se os resultados dos ensaios dos corpos de so concreto pos de prova que tiveram a barra de aço inserida no concreto no estado endurecido com ponte de aderência no concreto no estado se dos ensaios dos corpos de prova cujas interfaces receberam, além de acon que tiveram a barra de aço, perda insignificante (cerca de 0,52%) na aderência, quando compararam-se os resultados dos ensaios dos corpos de prova que tiveram a barra de aço inserida no concreto no estado endurecido com ponte de aderência epóxi, com os q

Palavras-chave: estruturas de concreto, materiais de recuperação, aderência.

^a Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, SE, Brasil.

Received: 06 Apr 2014 • Accepted: 13 Apr 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

1. Introdução

Conforme Mehta & Monteiro [1], pode-se afirmar que o material de construção mais consumido em todo o planeta é o concreto. Sua aplicação é bastante antiga e sua composição praticamente não so-freu grandes modificações ao longo do tempo. Assim, seria possível chegar à conclusão de que, pela sua vasta aplicação e relativamente pouca variabilidade de composição ao longo dos anos, a técnica de execução do concreto já estaria consolidada, a ponto de se obter estruturas quase que perfeitas. Entretanto, o que se vê no ambiente prático é o aparecimento cada vez mais comum de falhas em estruturas de concreto e a sua degradação precoce, sendo muitas vezes necessário restringir o uso da estrutura ou até mesmo demoli-la.

Segundo Helene [2], o concreto de cimento Portland tem provado ser o material de construção mais adequado para estruturas, apresentando vantagens em relação a outros sistemas construtivos, como madeira, aço e alvenaria. Entretanto, desde os primeiros indícios de seu uso, o concreto é submetido às mais variadas sobrecargas e ações ambientais, que culminam em uma grande incidência de manifestações patológicas, que são acompanhadas por altos custos das medidas tratativas.

Numa recuperação ou reparo em estrutura de concreto, em que haja necessidade de aderência entre concretos de diferentes idades, é importante que se tenha conhecimento acerca dos fatores que influenciam na resistência da interface entre concreto de substrato e concreto de recuperação. A incompatibilidade de deformações entre concretos de diferentes idades geram tensões na interface de ligação, principalmente as geradas por retração diferenciada. Em situações em que haja necessidade de reposição ou complementação de armadura, a transferência de esforços entre aço e concreto e a compatibilidade de deformações entre esses materiais, garantidas pela aderência entre os dois materiais, mostram-se importantes para a atuação da estrutura de concreto armado. De acordo com Neville e Brooks [3], a resistência de aderência entre armadura e concreto vem principalmente do atrito e da adesão e é afetada tanto pelas propriedades do aço quanto do concreto e pela movimentação relativa devido às variações de volume, como a retração do concreto.

De acordo com Souza & Ripper [4], a perda de aderência pode acontecer, entre dois concretos de idades diferentes, na interface de duas concretagens, ou no contato entre barra de aço e concreto. Este efeito pode ser bastante danoso, podendo levar a um baixo desempenho da estrutura. Assim, torna-se relevante o estudo experimental que mostre a importância e a eficácia do tratamento da interface concreto de substrato-concreto de recuperação, bem como entre o aço e o concreto, para o alcance da adequada aderência entre esses materiais, nos serviços de recuperação e reforço de estruturas de concreto armado.

1.1 Aderência entre concretos de diferentes idades

A compatibilidade dimensional entre concretos de reparo e de substrato está relacionada à capacidade do material de recuperação de difundir as tensões existentes na superfície de contato, causadas pelas diferentes deformações dos materiais, sem que haja descolamento do reparo ou aparecimento de fissuras, conforme Li & Li [5]. A falta de compatibilidade dimensional é citada como uma das principais causas de falha prematura da estrutura reparada, podendo gerar problemas de durabilidade do reparo. Beushausen & Alexander [6] citam que é comum haver a união de concretos de diferentes idades, ocorrendo durante o reparo de estruturas de concreto e na junção de elementos de concreto pré-moldado. Cánovas [7] faz referência à frequente situação em que há ligação entre concretos de diferentes idades, nas juntas de concretagem, que ocorrem, na prática, de forma planejada, ou por interrupções involuntárias. O intervalo entre a primeira e a segunda concretagem pode ser de algumas horas, ou até mesmo dias. De acordo com Beushausen e Alexander [6], a simples sobreposição de concretos de diferentes idades pode levar ao aparecimento de fissuras e descolamento dos elementos que se pretendia unir. As causas que levam à ineficiência desta união são relacionadas a diversos fatores, como a preparação da superfície do substrato, a forma de aplicação do concreto mais novo, procedimento de cura e até mesmo fatores ambientais. Entretanto, as principais influências negativas para o insucesso da ligação entre concreto novo e antigo é a má execução da ligação e a retração de diferentes magnitudes entre os materiais com diferença de idade.

Bissonnette et al. [8] afirmam que a preparação de superfície onde haverá a união entre concreto velho e concreto novo é uma das questões-chaves para a obtenção de alta qualidade neste tipo de ligação. A boa preparação da superfície não se limita aos processos que ocorrem imediatamente antes da aplicação do concreto novo. Procedimentos, como a limpeza da superfície, lançamento do concreto e cura, devem ser meticulosamente conduzidos, até que se desenvolva uma resistência de união suficientemente elevada para que ocorra a acomodação das tensões.

De acordo com Beushausen & Alexander [6], a aderência é composta por mecanismos de interação mecânica, termodinâmica e química. É importante que se tenha a noção de que a aderência mecânica difere significativamente da resistência à tensão de cisalhamento. Por exemplo, alta rugosidade na interface pode melhorar a resistência ao cisalhamento, entretanto a resistência de ligação dependerá principalmente da ancoragem transversal nos poros e vazios.

Courard et al. [9] referem-se aos tratamentos superficiais no substrato de concreto para promover a interligação mecânica, sendo que o mais comumente utilizado é o aumento da rugosidade superficial, através de diferentes métodos de abrasão. No entanto, para métodos muito agressivos, podem surgir alguns efeitos colaterais indesejáveis, especialmente o desenvolvimento de microfissuras no interior do substrato. No experimento desenvolvido pelos autores citados, houve a comprovação de que, para concretos com resistência à compressão menor que 30 MPa, há acréscimo de aderência entre concreto do substrato e concreto novo, ao preparar-se a superfície com processo de jateamento de areia e hidrodemolição. Porém, ao utilizar tratamentos mais agressivos, como polimento e perfurações da superfície, houve uma perda significativa da aderência, o que não ocorreu com os concretos mais resistentes. Assim, pode-se afirmar que a resistência à compressão dos concretos é parâmetro importante para escolha do tipo de tratamento superficial, visando à boa aderência entre concretos de diferentes idades.

Bissonnette et al. [8] afirmam que há uma extensa pesquisa relacionada a fatores que afetam o vínculo entre substrato e sobreposição. Para que se obtenham resultados que possam ser quantificados, são necessários testes de resistência da união e, por esse motivo, um grande número de ensaios tem sido desenvolvido. Os testes analisam a atuação de forças de tração pura, cisalhamento e várias combinações de tração e compressão. O ensaio predominante é o teste de arrancamento, entretanto podem ocorrer falhas no substrato, na interface ou na camada de recuperação e, quando a falha não se dá na interface, os resultados do teste serão apenas um limite inferior da resistência do vínculo.

Para Beushausen [10], os elementos de ligação, a serem utilizados na união entre concreto novo e concreto velho, vão desde produtos pré-fabricados até misturas cimentícias produzidas in loco. Apesar do grande número de aplicações de pontes de ligação entre concreto novo e concreto velho, a eficiência dos agentes de ligação ainda é um assunto muito debatido entre os pesquisadores e profissionais da área. Opiniões conflitantes também existem quanto à possibilidade da influência positiva na resistência da união de se fazer a molhagem prévia do substrato de concreto. Esse autor constatou que, ao comparar a aderência entre um substrato preparado por pré-molhagem e outro, que se encontrava seco, não houve aumento significativo na aderência e, em alguns casos, houve valores de resistência significativamente menores, quando as superfícies se encontravam saturadas. Esta situação pode ser explicada pelo fato de que, quando o substrato está seco, há uma maior penetração do concreto novo, ou do material de ponte de ligação, nos poros insaturados do concreto do substrato.

De acordo com a norma NBR 14931:2004 [11], podem-se utilizar produtos que melhorem a aderência entre concretos de diferentes idades, desde que não causem danos ao concreto e seja possível comprovar um desempenho pelo menos igual ao da interface produzida por métodos usuais, ressaltando-se que, no caso de uso de resinas, deve-se verificar seu comportamento ao fogo.

Cánovas [7] cita um estudo realizado no Instituto Eduardo Torroja, de Madri, Espanha, em que, com o emprego de resina epóxi como elemento de ligação entre concretos de diferentes idades, obteve-se uma eficiência de união de até 100%, levando ao total monolitismo da estrutura de concreto.

1.2 Aderência entre aço e concreto

Numa estrutura de concreto armado, a aderência entre concreto e aço é tão importante quanto a resistência à compressão do concreto. De acordo com Neville [12], a ligação entre concreto e aço é importante tanto em relação ao comportamento estrutural, como em relação à fissuração provocada pela retração e aos efeitos térmicos nas primeiras idades.

De acordo com Araújo et al. [13], costuma-se separar a aderência em três parcelas que seriam adesão, atrito e mecânica, classificação baseada em curvas de tensão de cisalhamento *versus* deslocamento relativo. A adesão é a aderência química, o atrito surge quando há deslocamento entre os materiais e a aderência mecânica se refere ao engrenamento mecânico.

Entretanto, esses autores afirmam que a separação da aderência nessas três partes é apenas esquemática, pois não se pode avaliar isoladamente cada uma delas. Isso se justifica pelo fato de que mesmo uma barra que possua aspecto visual liso pode apresentar aderência mecânica, em função da rugosidade superficial, devida à corrosão e ao processo de fabricação, gerando saliências na superfície. Torre-Casanova et al. [14] afirmam que as principais características que influenciam no vínculo de aderência são o tipo de concreto usado (geometria dos agregados, adições com propriedades pozolânicas, fibras), a geometria das nervuras das barras e parâmetros de carregamento. Além das características citadas, Soylev & François [15] indicam a posição das barras e o método de execução do adensamento do concreto como fatores influenciadores do vínculo aço-concreto, sendo a relação água/cimento ressaltada como principal fator influenciador da aderência. Dentro do exposto, os autores propuseram um experimento em que foi medida a aderência das barras de aço posicionadas horizontalmente no concreto, simulando o que ocorre em lajes, em ambiente prático. Foi observado que, quando usado o concreto com alta relação água/cimento, houve a formação de vazios em volta da barra de aço, caracterizando um enfraquecimento da aderência nestes pontos. Foram estudadas cinco amostras de concreto, com relações água/cimento de 0,75, 0,53, 0,60 e 0,39, sendo essa última usada para concreto convencional e auto-adensável. Os resultados mostraram que apenas as amostras com relação água/cimento de 0,39 não apresentaram segregação. O melhor desempenho de aderência foi obtido com o concreto auto-adensável. Conforme Neville [12], vários fatores podem favorecer a aderência, tais como a retração do concreto em relação ao aço, a geometria da armadura e o estado da superfície do aço. A presença de ferrugem na barra favorece a aderência, enquanto o uso de revestimento por galvanização ou resina epóxi prejudica a ligação aço-concreto.

De acordo com a norma NBR 6118:2014 [16], a ancoragem por aderência se dá quando os esforços são ancorados por meio de um comprimento reto, ou com um grande raio de curvatura, seguido, ou não, de gancho. Este comprimento é denominado "comprimento de ancoragem" e é importante que haja um tamanho suficiente, para que ocorra a transferência dos esforços da barra para o concreto. A norma também apresenta fórmulas para o cálculo da resistência de aderência e do comprimento de ancoragem necessário para que se garanta que o aço trabalhe solidariamente ao concreto.

2. Procedimento experimental

Nesse estudo, foram feitos ensaios de medida da resistência de aderência entre concretos de diferentes idades, sob condições diferenciadas de solicitação mecânica, tais como: sob tração por compressão diametral, sob cisalhamento oblíquo a 45° e sob cisalhamento vertical. A medida da aderência entre concreto e aço foi feita por ensaio de arrancamento (pull out). A Tabela [1] resume as quantidades de corpos de prova para cada tipo de ensaio e de tratamento de superfície. Beushausen & Alexander [6] afirmam que, ao avaliar os valores de resistência de aderência entre concretos, é importante considerar o estado de tensão da interface, causado pelo respectivo método de avaliação, que pode, ou não, representar o principal estado de tensão encontrado na estrutura. Entretanto, pela variedade de estados de tensão que podem causar perda de aderência entre os materiais, há dificuldade em eleger o método que melhor represente a condição presente em determinada estrutura, levando a que, muitas vezes, seja escolhido o método para o qual há disponibilidade de equipamentos.

Visando encontrar o método mais adequado de avaliação da resistência de aderência entre o concreto de substrato e os materiais de recuperação estrutural, Momayez et al. [17] desenvolveram um estudo comparativo entre os principais testes de aderência entre concretos. Os procedimentos descritos no

Tabela 1 – Número de corpos-de-prova dos ensaios								
Técnicas de ensaio de aderência								
Tratamento da sup	erfície de contato	Tração indireta	Cisalhamento oblíquo	Cisalhamento vertical	Arrancamento			
	Esc1	4	4	3	-			
Concretos diferentes idades	Esc/Arg ²	4	4	3	-			
	Esc/epx ³	4	4	3	-			
	Aço Mold ⁴	-	-	-	4			
Aço-concreto	Fur/epx⁵	-	-	-	-			
	Standard	-	-	-	4			
¹ Escovação; ² Escovação e	e argamassa; ³ Escovação e	epóxi; ⁴ Aço inserido na mold	agem; ⁵ Furação e epóxi.					

estudo desses autores basearam a escolha dos tipos de ensaios do presente estudo. Segundo os autores citados, para medida da aderência entre concretos de diferentes idades, os testes que apresentaram melhores resultados, baseando-se no menor coeficiente de variação, e menor nível de dificuldade de execução, foram os ensaios de cisalhamento oblíquo, seguidos dos ensaios de cisalhamento vertical, concluindo que o ensaio aderência por tração indireta foi o menos eficiente.

No presente estudo, foram utilizados dois tipos de concreto para a realização dos experimentos, denominados concreto de substrato, com o traço em massa 1,00: 1,74: 2,37 e relação água/cimento de 0,45, e concreto de recuperação, com traço em massa 1,00: 1,56: 1,85 e relação água/cimento de 0,40. Para o concreto do substrato, foi estabelecida uma resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) de 30 MPa, com abatimento de 80 mm. Para o concreto utilizado na recuperação, o f_{ck} foi de 35 MPa, com características auto-adensáveis. Usou-se a sílica ativa para melhoria da resistência mecânica e da estabilidade da mistura fresca, num teor de substituição do cimento de 12,5%. O ensaio de espalhamento desse concreto resultou em 600 mm, segundo a norma NBR 15823-2:2010 [18].

Os corpos de prova foram moldados de acordo com a NBR 5738:2003 [19], adensados por vibrador de imersão e curados imersos em água por 28 dias. Buscando reproduzir uma situação de recuperação ou reforço estrutural por aumento da seção da peça, o concreto de recuperação foi do tipo auto-adensável, pois as condições de lançamento do concreto, em recuperação de estruturas, costumam dificultar o adensamento. Utilizou-se uma menor relação água/cimento que a utilizada para o concreto do substrato, no intuito de promover maior durabilidade, na tentativa de evitar possíveis fatores causadores de deterioração da estrutura.

A análise de variância (ANOVA um fator) foi utilizada para comparar as resistências de aderência para os tipos de tratamentos de superfície utilizados.

2.1 Ensaios de resistência de aderência por tração por compressão diametral

Com o concreto do substrato, foram moldados 10 corpos de prova

cilíndricos, com diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm, adensados com vibrador de imersão, curados por imersão em água saturada de cal, por 28 dias de idade e rompidos sob tração por compressão diametral (tração indireta). Foi obtido o valor médio de resistência a esse esforço, tomado como parâmetro de comparação com o resultado a ser obtido para a ligação entre concreto novo e concreto antigo, sob as mesmas condições de solicitação. Obtiveram-se, dessa forma, 20 metades dos corpos de prova seccionados, sendo escolhidas as 12 com melhor geometria, que foram deixadas ao ar, no ambiente do Laboratório de Materiais de Construção e Estruturas, por seis meses, para envelhecimento. Após esse período, as metades dos corpos de prova produzidas

Apos esse periodo, as metades dos corpos de prova produzidas foram recolocadas nos moldes cilíndricos e estes foram complementados com o concreto de recuperação. As superfícies de ruptura das metades dos corpos de prova do concreto de substrato receberam um dos três tipos de tratamentos, antes do lançamento do concreto de recuperação, descritos a seguir.

- Apenas escovação da superfície com escova de fios de aço
- Escovação e aplicação de camada de cerca de um centímetro de argamassa do mesmo traço do concreto de substrato

Escovação da superfície e aplicação de adesivo epóxi Para cada tipo de tratamento da superfície, foram moldados quatro corpos de prova. Após a desmoldagem, com 24 horas, os corpos de prova, com concretos de substrato e recuperação, foram mantidos em cura por imersão em água por 28 dias. Após esse período, foram realizados ensaios de tração por compressão diametral, de modo a solicitar a interface entre concreto novo e concreto antigo. Dessa forma, foi obtida a resistência de aderência na interface. Os valores obtidos foram comparados com a resistência do concreto do substrato a esse esforço.

Para encontrar os valores da tensão de resistência de aderência por tração por compressão diametral nos corpos de prova, foram utilizados os valores de força fornecidos pela máquina universal de ensaios na Equação 1.





Onde:

P é a carga de ruptura à tração do corpo de prova; d é o diâmetro do corpo de prova;

l, é o comprimento do corpo de prova de concreto.

2.2 Ensaios de aderência por cisalhamento oblíquo

Para esses ensaios, foram produzidos 12 corpos de prova prismáticos de concreto, medindo 100 mm x 100 mm x 300 mm, com os concretos de substrato e de recuperação, conforme a Figura [1]. Inicialmente, foi aplicado, em uma das metades da forma, o concreto do substrato, limitando-o à



metade do molde, através de uma placa separadora. Após serem desmoldados e curados por 28 dias por imersão em água, os meios corpos de prova, com concreto de substrato, passaram por um processo de envelhecimento natural, no ambiente do laboratório por 90 dias. Após esse período, esses corpos de prova receberam os tratamentos previstos para a interface entre os dois tipos de concreto. Assim, foram produzidos quatro corpos de prova para cada série, com seu respectivo tipo de tratamento, dentre aqueles utilizados nos ensaios de resistência de aderência por tração por compressão diametral (Item 2.1).

Após aplicação dos tratamentos, os corpos de prova envelhecidos foram recolocados nos moldes e esses foram completados com concreto de recuperação, como mostrado na Figura [2]. Após a cura por imersão durante 28 dias, os corpos de prova foram ensaiados à compressão axial de modo a provocar tensões de cisalhamento oblíquo, para a verificação da aderência entre concreto novo e concreto antigo.

As tensões de aderência por cisalhamento oblíquo foram obtidas através da Equação 2.



Onde:

P é a carga de ruptura do corpo de prova;

li é o comprimento do lado da seção transversal do corpo de prova de concreto.

2.3 Ensaios de aderência por cisalhamento vertical

Foram produzidos nove corpos de prova, com a forma e as dimensões frontais mostradas no esquema da Figura [3] e com 180 mm de comprimento. Inicialmente, foram moldadas as partes centrais dos corpos de prova. Esses elementos foram





desmoldados com 24 h e curados imersos em água, por 28 dias. Após esse período, os corpos de prova, ainda incompletos, foram divididos em três grupos de três corpos de prova cada um, que posteriormente receberam os tratamentos na interface com o concreto de recuperação, descritos no item 2.1. Esses corpos de prova incompletos foram submetidos a envelhecimento no ambiente do laboratório, por 90 dias. Após o envelhecimento, os corpos de prova foram recolocados nos moldes e complementados com concreto de recuperação, nas duas laterais do molde, após o tratamento específico para a interface entre os dois tipos de concreto, conforme a cada grupo de corpos de prova. Os corpos de prova foram ensaiados sob compressão axial.

Os resultados da tensão de aderência por cisalhamento vertical foram obtidos pela Equação 3.



Onde:

P é a carga de ruptura do corpo de prova;

b é a base da área da superfície de contato entre os concretos; h é a altura da área da superfície de contato entre os concretos.

2.4 Ensaios de arrancamento de barras inseridas em concreto (pull out)

Com os ensaios de *pull out*, pretendeu-se determinar a aderência aço-concreto, simulando a situação de reposição ou adição de armadura, em estruturas de concreto armado. Foram moldados oito corpos de prova prismáticos de concreto de substrato, com dimensões de 100 mm x 100 mm x 200 mm. Quatro deles foram produzidos com um segmento de barra de aço, de oito milímetros (5/16") de diâmetro, inserido já durante a concretagem, numa profundidade de 80 mm, ou seja, dez vezes o diâmetro nominal da barra. Os outros quatro corpos de prova foram mantidos sem armadura inserida, desde a cura até o final do período de envelhecimento. A modalidade de cura escolhida, para esses corpos de prova, foi a inserção em sacos plásticos hermeticamente fechados, por 28 dias. Após o período de cura, os corpos de prova foram deixados ao ar, no ambiente do laboratório, por 90 dias. Em seguida, os corpos de prova que não continham barras inseridas foram perfurados com uma furadeira de impacto, com broca de diâmetro de 10 mm, e os orifícios foram preenchidos com epóxi, material usado como ponte de aderência entre aço e concreto. Imediatamente, foram inseridos os segmentos de barra de aço, de mesmas dimensões daqueles que foram utilizados nos quatro corpos de prova já moldados com segmento de barra inserido. Tanto os segmentos de barra colocados durante a concretagem, quanto os inseridos com adesivo à base de epóxi, tiveram 80 mm de seu comprimento inserido no concreto, como mostrado na Figura [4]. Esse valor de comprimento de barra inserido foi estabelecido, nesse estudo, baseando-se no trabalho de Zhu et al. [20], que realizou testes de pull out para determinar a resistência da aderência entre barras de aço e concreto, de acordo com a recomendação do RILEM TC 9-RC [21], em que cada corpo de prova foi reforçado com barras de 12 mm ou 20 mm de diâmetro e utilizou o comprimento de ancoragem de 120 mm para todas as barras. Para as barras de 12 mm de diâmetro, o comprimento de ancoragem correspondeu a 10 vezes o diâmetro da barra. Além disso, a norma NBR 6118:2014 [16] recomenda que, em apoios intermediários, o comprimento de ancoragem deve ser igual a 10 vezes o



Tabela 2 – Resultados dos ensaios de aderência por tração por compressão diametral entre concreto de recuperação e de substrato

Método de	Parâmetros de resistência de aderência				
tratamento	Média (MPa)	Coef. de variação (%)			
Escovação	1,94	8,99			
Escovação- argamassa	2,23	9,00			
Escovação-epóxi	2,66	19,49			

diâmetro da barra, na ausência de momento positivo na região. Os corpos de prova foram ensaiados à tração para arrancamento do segmento de barra de aço inserido no concreto. Foi montado um aparato para o ensaio de arrancamento, composto por um apoio para o corpo de prova de concreto. Esse aparato possuía uma barra lisa soldada à sua parte superior, de modo, que, nas garras do equipamento de ensaio de tração, ficavam fixadas, superiormente, a barra lisa soldada ao aparato e, inferiormente, o próprio segmento de barra inserido do corpo de prova de concreto, conforme Figura [5]. Obtidas as cargas de arrancamento dos segmentos de barra, as resistências de aderência (f_b) foram calculadas pela Equação 4.

$$f_{b} = \frac{P}{\pi.d.l_{i}}$$
(4)

Figura 6 – Corpos de prova após ensaio de aderência por tração por compressão diametral com apenas escovação



Onde:

P é a carga máxima de arrancamento da barra; d é o diâmetro da barra;

l, é o comprimento de barra inserido no corpo de prova de concreto.

3. Resultados e discussão

3.1 Resistência à tração indireta do concreto de substrato

Os corpos de prova cilíndricos moldados somente com concreto de substrato foram rompidos em ensaio de tração por compressão diametral e os valores obtidos serviram como parâmetro de comparação para a análise do desempenho da ligação entre o concreto original e o de recuperação, quando sujeita a esforços dessa natureza. Foram rompidos dez corpos de prova, resultando no valor médio de 2,88 MPa e desvio padrão de 0,45. Como esse concreto de substrato foi dosado para uma resistência característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa, o valor médio obtido no ensaio de tração por compressão diametral está próximo do esperado. De acordo com Mehta & Monteiro [1], a relação entre os valores de resistência a tração e os de resistência à compressão em concretos fica em torno de 7% a 10%.

3.2 Resistência de aderência entre concreto de substrato e de recuperação sob tração por compressão diametral

Os resultados obtidos para a resistência de aderência por tração por compressão diametral estão mostrados na Tabela [2]. Em relação à interface entre o substrato e o concreto de recuperação que somente recebeu escovação, os resultados dos mostraram que houve um incremento de 15% na aderência, quando se aplicou,



Figura 8 – Corpos de prova ensaiados à aderência por tração por compressão diametral com camada de escovação e epóxi



além da escovação, uma fina camada de argamassa na superfície de contato entre os concretos. Quando comparados os valores médios obtidos dos corpos de prova, submetidos somente à escovação, com os submetidos à escovação e aplicação de camada de epóxi, verificou-se um aumento de 37% na resistência de aderência para os corpos de prova com ponte de aderência de epóxi. Comparando-se o valor médio de resistência à tração por compressão diametral do concreto de substrato, que foi de 2,88 MPa, com o valor médio obtido dos ensaios de aderência por tração indireta dos corpos de prova compostos por concreto de re-



cuperação e de substrato, somente com escovação, percebeu-se que houve uma redução de cerca de 33% na resistência à compressão diametral. Essa redução foi de 23%, para os corpos de prova que receberam escovação e a camada de argamassa, e de 8% para os corpos de prova que receberam escovação e camada de epóxi. Isso leva à conclusão de que, sob tração por compressão diametral, a aderência entre concreto de substrato e concreto de recuperação não atinge o mesmo nível de resistência obtido para corpos de prova monolíticos, mesmo utilizando-se ponte de aderência com adesivo de epóxi. De acordo com a análise de variância, não ocorreu diferença significativa entre os valores obtidos (ANOVA, F= 3,49; Fcrit= 5,14; p= 0,10).

Pôde-se perceber o modo de ruptura na interface entre os materiais (concretos de substrato e de recuperação), observando-se onde se deu, preferencialmente, essa ruptura dos corpos de prova. Nos corpos de prova onde houve apenas escovação, notou-se que a quebra da ligação ocorreu tanto na interface entre os dois concretos, quanto em algumas regiões, no concreto do substrato, como mostrado na Figura [6]. Nos corpos de prova que receberam escovação e camada de argamassa, o rompimento da ligação ocorreu na camada da argamassa, como mostra a Figura [7], observando-se que restaram partes da argamassa aderidas ao concreto do substrato e outras partes aderidas ao concreto de recuperação.

Nos corpos de prova que receberam escovação e ponte de aderência de epóxi, houve rompimento preferencial entre o epóxi e o concreto de recuperação, como mostra a Figura [8], percebendo-se maior aderência entre o epóxi e o concreto de substrato, que teve maior relação água/cimento que o concreto de recuperação, portanto mais poroso. Além disso, o concreto de recuperação continha sílica ativa, o que certamente contribuiu para uma menor porosidade. Isso pode explicar a maior aderência do epóxi ao concreto de substrato.

3.3 Resistência de aderência entre concreto de substrato e de recuperação por cisalhamento oblíquo

Os resultados dos ensaios de aderência por cisalhamento oblíquo são mostrados na Tabela [3]. Observou-se que, em relação aos corpos de prova de concreto de recuperação e de substrato apenas com escovação, a média de valores de resistência de aderência dos corpos de prova que receberam escovação e camada intermediária de argamassa foi superior em 4%. Para os corpos

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de aderência por cisalhamento oblíquo entre concreto de recuperação e de substrato						
Método de	Parâmetros de resistência de aderência					
tratamento	Média (MPa)	Coef. de variação (%)				
Escovação	20,88 17,83					
Escovação- argamassa 21,71 14,07						
Escovação-epóxi	23,38	8,07				

Tabela 4 – Resultados dos ensaios de aderência por cisalhamento vertical entre concreto de recuperação e de substrato

Método de	Parâmetros de resistência de aderência				
tratamento	Média (MPa)	Coef. de variação (%)			
Escovação	1,43	6,68			
Escovação- argamassa	2,97	4,58			
Escovação-epóxi	3,97	25,48			

de prova com ponte de aderência de epóxi, a resistência de aderência média foi superior em 12%. De acordo com a análise de variância, não ocorreu diferença significativa entre os valores obtidos (ANOVA, F= 0,75; Fcrit= 4,74; p= 0,51). Notou-se que os corpos de prova, com quaisquer dos tipos de tratamento da interface, apresentaram um esfacelamento na parte relativa ao concreto de substrato, porém a ruptura se iniciou e se propagou na interface entre os dois concretos, como mostra a Figura [9].

3.4 Resistência de aderência entre concreto de substrato e de recuperação por cisalhamento vertical

A Tabela [4] apresenta os valores obtidos no ensaio de aderência por cisalhamento vertical. Comparando o desempenho de aderência por cisalhamento vertical entre concreto de substrato e de recuperação, foi observado que, para os corpos de prova que receberam camada de argamassa na interface, a resistência de aderência foi superior ao dobro da resistência de aderência dos corpos de prova que receberam apenas escovação na interface. Esse aumento correspondeu a 108%. Para os corpos de prova que receberam camada de epóxi na interface, esse aumento da resistência de aderência foi de 178%. De acordo com a análise de variância, ocorreu diferença significativa entre os valores obtidos (ANOVA, F= 15,30; Fcrit= 6,94; p= 0,01).

Pode-se observar que a ruptura ocorreu nas duas faces de contato entre os concretos, como mostra a Figura [10], sendo que, nos corpos de prova que receberam escovação e camada de argamassa, houve rompimento, preferencialmente, da camada de argamassa. Já nos corpos de prova que receberam escovação e ponte de aderência de epóxi, notou-se que a camada de epóxi ficou aderida ao concreto de substrato, supondo-se que isso se deu pelo mesmo motivo citado no item 3.2.

3.5 Comparação entre os métodos de ensaio de aderência

Comparando-se os métodos de ensaios, por tração por compressão diametral, por cisalhamento vertical e por cisalhamento oblíquo, percebeu-se que esse último apresentou valor médio de resistência de aderência muito superior aos obtidos nos demais ensaios. Enquanto os valores obtidos nos ensaios de resistência de aderência por tração indireta e por cisalhamento vertical variaram entre 2 a 4 MPa, os obtidos no ensaio por cisalhamento oblíquo ficaram no intervalo entre 21 a 23 MPa. Essa discrepância entre os resultados de ensaios de resistência de aderência se devem, principalmente, aos estados de tensão que preponderaram nos corpos de prova.

Percebeu-se maior resistência de aderência para o ensaio de cisalhamento oblíquo, explicado pelo fato de que o estado de tensão predominante nesse ensaio é um estado combinado de tensão de compressão e de cisalhamento, sendo a tensão de compressão aquela para a qual o concreto apresenta melhor resistência mecânica.

Percebeu-se, também, que as variações entre os resultados dos ensaios com corpos de prova com tratamentos diferenciados na interface, para um mesmo tipo de ensaio, foram bastante díspares. Enquanto que, para o ensaio de aderência por cisalhamento oblíquo, houve um aumento da resistência, entre os corpos de prova com tratamento de epóxi e os corpos de prova somente com escovação, de 12%, no ensaio de aderência por cisalhamento vertical esse aumento foi de 178%. Assim, pode-se indicar que, para os diferentes tipos de ensaio, foi mostrado que a importância do tratamento aplicado à interface entre os concretos é variável. Ou seja, para o ensaio de aderência por cisalhamento vertical, o efeito do tratamento aplicado à interface foi mais importante do que para os demais ensaios.

3.6 Ensaios de aderência entre aço e concreto

Os resultados dos ensaios de arrancamento da barra de aço inserida no concreto são mostrados na Tabela [5]. Notou-se que,

Figura 10 - Corpo de prova após submissão à



Tabela 5 – Resultados dos ensaios de aderência entre aço e concreto						
Condição de	Parâmetros de resistência de aderência					
aderência	Média (MPa)	Coef. de variação (%)				
Barra inserida durante a concretagem	13,47	16,8				
Barra inserida com ponte de epóxi	13,40	12,5				

praticamente, não houve diferença entre a aderência aço-concreto, nas condições da barra de aço ter sido inserida no concreto ainda fresco, inserida no concreto após 90 dias de envelhecimento. Embora devam ser consideradas as condições específicas dos ensaios do presente estudo, pode-se sugerir que a ancoragem de barras de aço, em recuperação de estruturas, usando ponte de aderência de epóxi, pode-se aproximar, em desempenho, à ancoragem da barra de aço originalmente inserida no concreto.

Após o ensaio, percebeu-se que os corpos de prova que não receberam ponte de aderência de epóxi apresentaram esfacelamento do concreto, enquanto os que receberam ponte de aderência de epóxi apresentaram fissuras que se propagaram a partir do ponto de inserção da barra no concreto, como mostrado na Figura [11]. Pode-se supor que, no aço que foi inserido no concreto ainda fresco, quando há o arrancamento da barra, o concreto no entorno da barra é puncionado, criando-se um estado de tensão de tração a ser suportado pelo concreto. Havendo a inserção da barra, com ponte de aderência de epóxi e sendo esse polímero dotado de maior resistência à tração do que o concreto, o dano ao concreto causado pelo ensaio de arrancamento da barra é minimizado, não havendo desagregação do concreto.

Conclusões

Os ensaios de aderência por tração por compressão diametral demonstraram que, mesmo com o uso de tratamentos na interface entre os concretos de substrato e de recuperação, a aderência entre concreto de recuperação e concreto de substrato não se equipara ao valor de resistência à tração do elemento monolítico, composto pelo concreto original. Comparando-se a aderência entre os concretos de recuperação e de substrato e a resistência à tração por compressão diametral do corpo de prova de concreto de substrato, notou-se uma redução da resistência, que correspondeu acerca de 8%, quando havia uma interface entre concretos de substrato e de recuperação, mesmo quando foi aplicado tratamento na interface, com escovação e posterior ponte de aderência de epóxi.

Comparando-se os resultados obtidos nos ensaios de aderência por tração por compressão diametral entre concreto de recuperação e de substrato, percebeu-se que houve um aumento de 15% na aderência, quando, além de simplesmente fazer a escovação, aplicou-se uma camada de argamassa na interface entre os concretos. Quanto o tratamento constou de escovação e ponte de

Figura 11 - Corpo de prova com ponte de aderência de epóxi após ensaio *pull out*



aderência, esse incremento foi de 37%, comparado à aderência entre os concretos, com apenas escovação na interface.

Nos ensaios de resistência de aderência por cisalhamento oblíquo entre concreto de recuperação e de substrato, percebeu-se uma menor variação nas resistências de aderência, entre os três tipos de tratamento aplicados. Os corpos de prova que receberam escovação e camada de argamassa tiveram resistência média de aderência superior em apenas 4%, em relação àqueles que receberam somente escovação na interface. Já os corpos de prova que receberam, além a escovação, a camada de epóxi, tiveram aumento de aderência média de cerca de 12%, em relação aos que receberam apenas escovação.

Nos ensaios de aderência por cisalhamento vertical, os resultados mostraram uma variação bastante significativa entre os valores médios de resistência de aderência da interface entre os dois tipos de concreto, para os diferentes tratamentos na interface. Essa variação atingiu 178%, entre os corpos de prova que receberam camada de epóxi na interface e os que receberam apenas escovação. Entre os que receberam argamassa e os que receberam apenas escovação, esse aumento foi de 108%.

Momayez et al. [17] afirmaram que, dentre os ensaios de aderência entre concretos o que apresentou maior confiabilidade, baseando-se nos coeficientes de variação, foi o de cisalhamento oblíquo. Entretanto, ao avaliar as médias dos ensaios de aderência entre concretos, para os três tipos de ensaios realizados, percebeu-se que o ensaio de aderência por cisalhamento oblíquo apresentou os maiores valores médios, para essa propriedade, num intervalo entre 20 e 24 MPa. Já para os ensaios de aderência por tração indireta e cisalhamento vertical, os valores médios de aderência ficaram na mesma ordem de grandeza, variando entre 1,5 e 4,0 MPa.

No presente estudo, os resultados mostraram que os ensaios de aderência por tração por compressão diametral e cisalhamento vertical provocaram estados de tensão nos corpos de prova que solicitaram mais intensamente a interface entre concreto de substrato e concreto de recuperação. Pode-se supor que as maiores médias de resistência de aderência observadas no ensaio de cisalhamento oblíquo foram consequência do estado de tensões, a que os corpos de prova estiveram submetidos durante o ensaio, com prevalência de esforços de compressão no concreto. Sendo o esforço de compressão melhor resistido pelo concreto, pode-se concluir que esse fator influenciou na determinação de maiores valores obtidos para a resistência, nesse ensaio.

Na análise da aderência entre concreto e aço, notou-se irrelevante diferença na resistência de aderência da interface entre esses dois materiais, quando o aço foi inserido ainda no concreto fresco e quando o aço foi inserido por furação no concreto endurecido, com ponte de aderência de epóxi. Isso mostra a grande capacidade de aderência do epóxi, tanto em relação ao concreto, quanto ao aço, a ponto de igualar-se em desempenho, em relação à capacidade de ancoragem.

Chegou-se à conclusão que o tratamento de interface que apresentou melhores resultados na aderência entre concreto de substrato e concreto de recuperação, entre os três tipos de tratamento estudados, foi a escovação da superfície e posterior aplicação de ponte de aderência de epóxi. Esse tratamento pode ser tomado como a melhor alternativa de reparo ou reforço de estrutura de concreto, dentre os tratamentos estudados, chegando a superar em até 178%, como no ensaio de cisalhamento vertical, a resistência de aderência entre concretos, quando comparado aos valores obtidos para corpos de prova que receberam apenas camada de escovação.

5. Agradecimento

Os autores agradecem à CAPES pela concessão da bolsa de estudos à aluna de mestrado.

6. Referências bibliográficas

- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto. Microestrutura, Propriedades e Materiais. HASPARYK, N. P.; HELENE, P.; PAULON, V. A. (rev. e coord.). São Paulo: IBRACON, 2008.
- [2] HELENE, P. Introducción. In: HELENE, P., PEREIRA, F. (Ed). Rehabilitación y Mantenimiento de Estructuras de Concreto. Bogotá, Colombia, SIKA, 2007, p. 17-32.
- [3] NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. Tecnologia do concreto. Porto Alegre: Bookman, 2013.
- [4] SOUZA, V. C. M; RIPPER, T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo: PINI, 2005.
- [5] LI, M.; LI, C. V. High-early strength engineered cementitious

composites for fast, durable concrete repair: its fol just online journalism. ACI Material Journal. Miami. Mai, 2011.

- [6] BEUSHAUSEN, H.; ALEXANDER, M. G. Bond strength development between concretes of different ages. Magazine of Concrete Research, v. 60, n. 1, 2008, p. 65-74.
- [7] CÁNOVAS, M. F. Patologia y Terapéutica del Hormigon Armado. Madrid: ETS de Ingenieros de Caminos, 1994.
- [8] BISSONNETTE, B.; COURARD, L.; BEUSHAUSEN, H.; FOWLER, D.; TREVINO, M.; VAYSBURD, A. Recommendations for the repair, the lining or the strengthening of concrete slabs or pavements with bonded cement-based material overlays. Materials and Structures, vol 46, 2013, p. 481-494.
- [9] COURARD, L.; PIETROWSKI, T.; GARBACZ, A. Near-tosurface properties affecting bond strength in concrete repair. Cement & Concrete Composites, vol. 46, 2013, p.73-80.
- [10] BEUSHAUSEN, H. The influence of concrete substrate preparation on overlay bond strength. Magazine of Concrete Research, v. 62, n. 11, 2010, p. 845-852.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Execução de estruturas de concreto - Procedimento. – NBR 14931, Rio de Janeiro, 2004
- [12] NEVILLE, A. M. Propriedades do concreto. São Paulo: PINI, 1997.
- [13] ARAÚJO, D. L.; DANIN, A. R.; MELO, M. B.; RODRIGUES, P. F. Influence of steel fibers on the reinforcement bond of straight steel. Revista IBRACON de Estruturas e Materriais - RIEM, v.6, n.2, 2013.
- [14] TORRE-CASANOVA, A.; JASON, L.; DAVENNE, L.; PI-NELLI, X. Confinement effects on the steel–concrete bond strength and pull-out failure. Engineering Fracture Mechanics. Paris, out. 2012.
- [15] SOYLEV, T. A.; FRANÇOIS, R. Effects of bar-placement conditions on steel-concrete bond. Materials and Structures, v. 39, n.2, 2006, p 221-222.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. – NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [17] MOMAYEZ, A.; EHSANI, M.R.; RAMEZANIANPOUR, A. A.; RAJAIE, H. Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials. Cement and Concrete Research, n.35, 2005, p. 748–757.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto auto-adensável- Classificação, controle e aceitação no estado fresco – NBR 15823-2, Rio de Janeiro, 2010.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corposde-prova. – NBR 5738, Rio de Janeiro, 2003.
- [20] ZHU, W.; SONEBI, M.; BARTOS, P. J. M. Bond and interfacial properties of reinforcement in self-compacting concrete. Materials and Structures, v. 37, 2004, p. 442-448.
- [21] RILEM TC 9-RC. Bond test for reinforcement: Pull-out test. 1992.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Assessment of cover to reinforcement in slabs using different spacer and tying distances

Análise da espessura do cobrimento de armadura em lajes com diferentes distanciamentos entre espaçadores e pontos de amarração









A. P. MARAN ^a anapaulamaran@gmail.com

M. F. F. MENNA BARRETO a mfmennabarreto@gmail.com

A. B. ROHDEN ^a abrcivil@gmail.com

D. C. C. DAL MOLIN ^a dmolin@ufrgs.br

J. R. MASUERO ª joão.masuero@ufrgs.br

Abstract

Given that the durability of structures is directly related to the thickness of the cover to reinforcement, it is essential to ensure minimum cover is achieved when building a structure. However, studies show that this is not always the case. One of the reasons for the this problem is the lack of indication, in structural projects, of the positioning of spacers. This situation is compounded by the lack of standards and regulations on the use of spacers (i.e. minimum quantities and required layout). This study assesses three different spacer distances and two different tying distances in order to examine the influence of these factors in the cover to reinforcement. To achieve so, three slabs were prepared in situ using different arrangements. After demoulding, cover thickness was determined using a digital covermeter. It was observed that the factors investigated have a significant influence in the final cover.

Keywords: ccover, spacer, tying, reinforced concrete.

Resumo

Uma vez que a durabilidade das estruturas está diretamente relacionada à espessura de cobrimento da armadura, é imprescindível que o cobrimento mínimo normatizado seja garantido durante a execução da estrutura. Entretanto, pesquisas comprovam que o cobrimento não está sendo alcançado. Dentre as razões para isto, aponta-se a falta de indicações nos projetos estruturais do posicionamento dos espaçadores. Esta situação se agrava pela falta de normatização e regulamentação do uso (quantidades mínimas e disposição necessárias) dos mesmos. Neste sentido, esta pesquisa tem como objetivo analisar três diferentes distâncias entre espaçadores e dois distanciamentos entre pontos de amarração a fim de analisar a influência destes fatores no cobrimento das armaduras. Para isto, foram concretadas lajes in loco com diferentes combinações. Após a desfôrma, os cobrimentos foram medidos com auxílio de um pacômetro digital. Constatou-se que os fatores estudados influenciam significativamente no cobrimento final.

Palavras-chave: cobrimento, espaçador, amarração, concreto armado.

Received: 06 Nov 2014 • Accepted: 28 May 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Núcleo Orientado para Inovação da Edificação, Porto Alegre, RS, Brasil.

1. Introduction

Reinforced concrete has been undergoing ongoing improvements since the late 19th century and it is the most widely used construction material worldwide because of its cost-effectiveness, durability and multiple applications [1]. However, in the last decades, degradation phenomena in concrete structures that are only a few years old have become increasingly common [2]. This early decay may be a result of project design failures, project execution or the use of unsuitable materials in aggressive environments [1].

The problems associated with the durability of reinforced concrete structures are observed mainly in CO_2 - and/or chloride-rich environments. Aggressive agents in the environment penetrate the concrete and may induce early decay, affect service performance and, in serious cases, cause structural failure [3].

Thus, the durability of a structural system consists of preserving the safety, stability and service usefulness of a given structure throughout its service life while considering the environmental conditions specified in the project [4]. This requirement is highly dependent on the characteristics of the concrete cover to reinforcement and its thickness [2].

While the porosity of concrete is a key element affecting the protection of the reinforcement, so is the cover thickness. The concrete layer, which is the distance between the nearest face of the concrete and the steel reinforcement, provides physical protection in the form of a barrier, as well as chemical protection in the form of a passivation layer created by the high alkalinity and the insulating effect of the concrete [5].

Failure to achieve the specified concrete cover is probably the greatest single factor influencing the premature corrosion of reinforcement [6], which is, in turn, the main type of deterioration observed in reinforced concrete structures [7] and the most costly as far as maintenance if concerned [1]. However, engineers do not usually perceive the need for a proper cover as a priority and therefore do not give due consideration to ensuring it is obtained [7].

Still, one of the major problems associated with reinforced concrete structures is the failure to position the reinforcement with the correct cover of concrete, thus impairing the mechanical properties and the durability of the structure [8].

As far as the structural performance of slabs and beams is concerned, the global safety factor increases as the cover thickness decreases [9]. This is not the case, however, with durability, as a thicker cover improves the protection to the reinforcement [10]. Therefore, these competing factors must be balanced.

As a result, the design and execution of reinforced concrete structures must take into account the nominal cover prescribed by the applicable standard [4], which specifies a 10-mm tolerance for the minimum cover for each environmental aggression class. However, where a quality assurance system and strict tolerance limits during execution are in place, it is possible to adopt a value of 5 mm.

Although the Brazilian standard states that the quality control must be clearly defined in the design, it does not indicate the parameters the project designer can use to adopt a given tolerance value. The designer is free to define and specify the tolerance in the design. Thus, any execution is free to claim it adopts strict controls and this often results in 5-mm tolerance values being used. However, studies indicate that a tolerance of 5 mm in the nominal cover does not reflect the cover distribution found in practice [7].

To make matters worse, the standard addressing the execution of reinforced concrete structures lists a single requirement to ensure the specified cover is achieved: the use of spacers [11]. However, there is no reference to their distribution and layout. The method used is part of







the execution. This is different from European standards, which specify the distribution of spacers according to the structural element and define minimum and maximum distances between them [12][13][14].

However, several international studies have shown that the actual cover achieved does not usually meet design specifications [6]. Research indicates that 90% of corrosion cases are a result of poor placement of the reinforcement [15]. A study in the city of Porto Alegre, Brazil, showed that 44% of the cover thickness values before concrete placement were below the value specified in the project. After placement, this increased to 50% [16].

The aim of this study is thus to analyze factors that may influence the achievement of cover according to standards by controlling the execution of reinforced concrete slabs. To do so, we controlled the tying of the steel reinforcement, the positioning of plastic spacers and the concrete placement in the slabs in order to analyze their effect on the resulting final cover.

2. Materials and experimental program

2.1 Choice of construction site

The construction site where this study was carried out belongs to a private company. It is a residential building with several stories, located in the city of Porto Alegre, in Brazil. It is an urban construction and it is classified as Environment Class II (moderate aggression) [4].

2.2 Choice of slabs

Studies indicate that the cross section of the reinforcement affects the final cover of the slabs. All things being equal, the thicker a



reinforcement, the greater the probability of meeting the minimum cover specified in the project [18]. Thus, ϕ 5,0 mm reinforcements (the smallest diameter allowed by the standard, with the exception of welded grids) [4] are the most critical. Therefore, an attempt was made to reproduce and assess this critical situation, and the following configuration resulted:

The monitored specimens are solid reinforced concrete slabs, cast in situ, measuring 3.60 m by 2.60 m, 10-cm thick and with a designed cover of 20 mm. The reinforcement consists of CA 60 steel rebars, which measure 5 mm across and are laid out to form a grid with 15-cm openings. Plastic chairs and size 16 tying wire (\emptyset 1.65mm) were used. Concrete placement was performed by a contractor using pumps and hoses. Pumped concrete properties were f_{ck} = 25 MPa, slump = 12±2 cm, and coarse aggregate with maximum characteristic size = 25 mm was used.

Eight equivalent slabs were selected (size, location on the floor, reinforcement ratio, mesh opening, etc.), distributed over two floors. On the first floor, the tying points were placed 15 cm apart and the spacers were placed at 30, 45 and 60 cm intervals, as shown in Figure 1, Figure 3 and Figure 5. One of the slabs was not controlled, on purpose (none of the factors). The same procedure was followed on the second floor, the only difference being the distance between the tying points, which was 30 cm, as shown in Figure 2, Figure 4 and Figure 6. In the figures, the X shows the tying point and the red circle is the position of the spacer.

Figure 7, Figure 8 and Figure 9 shows the position of the spacers at 30, 45 and 60cm intervals.

2.3 Controllable factors

The first controllable factor, namely the tying points in the steel



reinforcement, was defined from the specification, which sets a maximum distance of 35 cm between tying points in slabs [4]. In compliance with this standard, the intersections of the rebars



Figure 7 – Layout of spacers placed at 30 cm intervals in the construction site before concrete placement



were tied at 15- and 30-cm intervals, i.e. the minimum and maximum allowed distance according to the mesh opening.

The second controllable factor was the distance between the spacers. As there is no Brazilian standard addressing this issue, distances of 30, 45 and 60 cm were used, i.e. multiple distances in the mesh openings so that the spacer was placed at the intersection of the steel reinforcement, in compliance with the intervals (minimum and maximum values) specified in European standards [12][13][14].

2.4 Measurements

After concrete placement, removal of the shoring and demolding of the slabs, cover thickness was measured. Measurements



Figure 9 – Layout of spacers placed at 60 cm intervals in the construction site before concrete placement



were carried out using an electronic device that can locate the rebars by means of magnetic pulse induction, which generates a magnetic field where a difference in current can be translated as a measurement. The digital pachometer (covermeter) used shows the cover thickness with a precision of 3 mm in a depth range of 60 mm. However, when adjusted for the actual thickness of the measured reinforcement, the results provided by the device display greater accuracy [17].

Measurements were made on the bottom surface of the slabs, as shown in Figure 10, in order to measure the positive reinforcement. Thirty-four cover thickness measurements were recorded at random in each slab. The two highest and the two lowest values were discarded, resulting in a total of 240 measurements.





3. Results and discussion

The results obtained according to the proposed method are shown in Table 1. The data were checked using Kolmogorev-Smirnov (K-S) and Jarque-Bera (J-B) normality tests, which did not indicate any evidence of a non-normal distribution for a significance level of 5%. The results of the normality tests are shown in Table 2.

The residual deviations of the observation were also checked, as Figure 11 shows. It is possible to observe that, even though the dispersion of residual deviation is not constant, no huge variations are observed in the means of the measured cover in relation to



the distance between tying points or spacers, which justifies the hypothesis required by the analysis of variance (ANOVA), i.e. that the distribution of the measured values should display the same dispersion but may show differences in mean values.

Thus, in order to check whether the data on controllable factors (spacer distance and tying point distance) indicates an influence on the response variable (cover thickness), an analysis of variance (ANOVA) was carried out with a significance level of 5%, as Table 3 shows.

The results show that the distance between the spacers and the

distance between the tying points influence the final cover of the structural element. However, no interaction was observed between these factors and they therefore operate independently.

Figure 12 shows the behavior of the two distances between the tying points assessed.

It can be observed that a distance of 15 cm between the tying points results in improved performance when compared with a distance of 30 cm. This is due to the fact that the mesh becomes stiffer when all points are tied.

The effect of spacer distances is shown in Figure 13, which dem-

	Table 1 – Results of in situ cover thickness measurements								
			Distance betwe	en tying points					
		15 cm			30 cm		Uncontro	olled slab	
	Distan	ce between sp	acers	Distan	ice between sp	acers			
	30 cm	45 cm	60 cm	30 cm	45 cm	60 cm	u	L2	
	21	21	15	19	17	20	16	11	
	18	20	17	17	17	15	18	13	
	19	22	15	20	18	18	15	14	
	22	22	17	22	21	21	11	15	
	26	21	19	19	20	16	7	14	
	27	20	20	24	16	18	8	14	
	31	22	17	20	16	15	14	13	
	34	23	20	22	18	11	17	17	
	24	17	13	19	18	18	11	17	
	22	20	22	21	17	18	9	14	
	25	17	21	18	16	19	10	12	
	28	19	14	20	14	20	19	15	
	26	19	22	22	20	16	16	14	
	20	20	13	24	20	16	12	15	
ver	22	20	14	24	19	16	16	15	
Ô	25	21	16	23	18	16	12	14	
	19	22	17	21	19	17	13	13	
	22	21	17	20	16	16	8	19	
	21	22	17	19	15	17	17	17	
	21	21	17	24	19	19	18	16	
	32	21	15	20	18	19	17	13	
	27	21	17	19	15	10	19	19	
	25	21	19	20	17	13	17	11	
	22	20	17	21	18	14	12	16	
	20	19	14	20	19	15	15	9	
	21	19	16	22	18	12	10	15	
	15	19	17	20	19	15	12	16	
	21	17	19	19	17	17	12	18	
	20	20	14	18	19	18	7	12	
	20	20	20	23	19	16	8	8	

	Table 2 – Normality test results for measurements							
Distance between tying points								
		15 cm			30 cm		Uncontrolled slab	
	Spacer distance			Spacer distance				
	30 cm	45 cm	60 cm	30 cm	45 cm	60 cm	u	L2
K-S statistic (D30)	0.210	0.172	0.205	0.200	0.155	0.144	0.137	0.121
P value	>20%	>20%	>10%	>10%	>20%	>20%	>20%	>20%
Normality	YES	YES	YES	YES	YES	YES	YES	YES
J-B statistic (JB)	2.786	1.475	2.999	1.623	3.417	2.610	2.986	3.511
P value	24.8%	47.8%	22.3%	44.4%	18.1%	27.1%	22.5%	17.3%
Normality	YES	YES	YES	YES	YES	YES	YES	YES

Table 3 - Analysis of variance (ANOVA) of controllable factors

Source	SQ	GDL	MQ	F test	p-value	Sig
Spacer distance	825.64	2	412.82	60.97	0.00%	YES
Tying point distance	160.56	1	160.56	23.71	0.00%	YES
Spacer distance x tying point distance	33.64	2	16.82	2.48	8.63%	NO
Error	1178.13	174	6.77	-	-	-

onstrates that the cover thickness is inversely proportional to the distance between the spacers. In other words, a distance of 30 cm showed the best performance of all, while a distance of 45 cm resulted in better cover when compared with a spacer distance of 60 cm. This behavior is associated with the smaller gap between

the steel reinforcement. A narrower gap results in less deformation in a given material, in this case, the reinforcement.

By running a new analysis of variance (ANOVA), as shown in Table 4, when all possible combinations (2 distances between tying points and 3 distances between spacers, with a total of





Table 4 – Analysis of variance (ANOVA) of all the possible tying combinations versus cover								
Source	SQ	GDL	MQ	F test	p-value	Sig		
Possible combinations	1019.84	5	203.97	30.12	0.0%	YES		
Error	1178.03	174	6.77	_	-	-		

6 combinations) are compared, a significant difference can be observed between these combinations, which reinforces the findings of Table 3.

Due to the existence of a significant difference between the possible combinations, in order to check for similarities between them, a comparison of the mean values in Figure 14 was made, which adopted as a cutoff limit a value that was three times that of the standard deviation of the mean values of the samples.

t can be seen that combinations A30E30 (30-cm distance between tying points and 30-cm distance between spacers) and A15E45 (15-cm distance between tying points and 45-cm distance between spacers) show the same behavior, just like combinations A15E60 (15-cm distance between tying points and 60-cm distance between spacers) and A30E60 (30-cm distance between tying points and 60-cm distance between spacers).

Figure 15 further corroborates the results discussed above. It shows that the behavior of controllable factors in inversely proportional to the cover thickness. The absence of interaction between the controllable factors is also illustrated by the fact that when the points of the different distribution levels are connected between the tying points, they do not cross.

In order to check for the efficiency of these combinations in ensuring that the specified cover is achieved, a statistical analysis that took into account a normal distribution was carried out. Given that the Brazilian standard [4] specifies a tolerance of 10 mm in the execution of the cover, the probability of values falling outside the tolerance range was calculated, i.e. those values below 15 mm and



above 35 mm, for all combinations studied and for uncontrolled situations, which are listed in Table 5.

The data show that all combinations, including the uncontrolled slabs, fall within the upper cover thickness threshold. However, for the lower threshold, the combinations with 60-cm spacer distances do not meet the minimum cover thickness values prescribed by the Standard as they have a high probability of resulting in unsatisfactory values. Still, the probability in this case is far lower that what is observed in uncontrolled slabs, which may exhibit non-compliance values in excess of 63%.

4. Conclusions

The results obtained and the analyses in this research only apply to the sample investigated, which correspond to a worst case scenario.

Therefore, the results indicate that:

The distance between the spacers and the distance between the tying points have a significant influence on the resulting cover of the frame in slabs.

Figure 15 - Relationship between the distance



Table 5 – Occurrence of non-compliant values									
Tying distance		15 cm			30 cm		Uncontro	المحا ما مله	
Spacer distance	30 cm	45 cm	60 cm	30 cm	45 cm	60 cm	Uncontrolled sldb		
Mean	23.20	20.23	17.03	20.67	17.77	16.37	13.75	13.75	
SD	4.29	1.52	2.54	1.95	1.68	2.61	3.27	3.27	
% ¹ < 15 cm	2.8%	0.0%	21.2%	0.2%	4.9%	30.0%	64.9%	64.9%	
%1 > 35 cm	0.30%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	
¹ Probability of values occurring.									

- There is no interaction between the distance between the spacers and the distance between the tying points.
- The control factors (distance between spacers and distance between the tying points) are inversely proportional to the cover thickness, i.e. smaller distances result in a better achievement of the cover.
- When the distance between the spacers and the tying points is controlled, the probability of achieving satisfactory cover is higher.

5. Acknowledgements

To Brazilian Research Funding Agencies CNPq and CAPES for their support, to the Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS) particularly to the NORIE facilities for their assistance and making all equipment available and to the company that allowed us to use their construction site in this study.

6. Bibliographic references

- [1] BAROGHEL-BOUNY, V.; CAPRA, B.; LAURENS, S. A durabilidade das armaduras e do concreto de cobrimento. In: Durabilidade do Concreto: Bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente. Ed. J. P. Ollivier e A. Vichot. Ed. Tradução: O. Cascudo e H. Carasek. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [2] ROSTAM, S. Service life design of concrete structures A challenge to designers as well as to owners. In: Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing). Vol. 6, No 5, 2005.
- [3] LI, K.; CHEN, Z.; LIAN, H. Concepts and requirements of durability design for concrete structures: an extensive review of CCES01. In: Materials and Structures. Ed. 41. Pages 717-731. Beijing, 2007.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] GENTIL, V. Corrosão. 3 ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996.
- [6] MARSH, B. Specification and achievement of cover to reinforcement. In: Advanced Concrete Technology Set. Vol. 1, Pages 1-9, 2003.
- [7] CLARK, L. A. SHAMMAS-TOMA, M. G. K.; SEYMOUR, D. E.; PALLETT, P. F.; MARSH, B. K. How can we get the cover we need? In: The Structure Engineer. Journal of the Institution of Structural Engineers. Volume 75, N° 17. UK, 2007.

- [8] SHAW, C. B. Durability of Reinforcement Concrete. 2007. Disponível em: http://www.localsurveyorsdirect.co.uk/sites/ default/files/attachments/reinforced%20concrete.pdf. Acesso em: maio 2014.
- [9] BENEDETTI, K. Sensibilidade da segurança de vigas e lajes de concreto armado a erros de execução. 2013. 198 f. – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.
- [10] PEREIRA, E.; RESENDE, A.; MEDEIROS M. H. F. de; MENEGHETTI, L. C. Ensaios acelerado por cloretos: efeito da sílica ativa, relação água/aglomerante e espessura de cobrimento do concreto. In: Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, São Paulo, v. 6, n. 4, agosto 2013, p. 561-581, 2013.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [12] INSTRUCCIÓN ESPAÑOLA DEL HORMIGÓN ESTRUC-TURAL (EHE). EHE 08 – Capítulo XIII – Ejecución. España, 2008.
- [13] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). Bulletin d'Information No. 201 — Spacers, chairs and tying of steel reinforcement. Lausanne: Comité Euro-International du Béton, 1990.
- [14] BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). BS 7973: Spacers and chairs for steel reinforcement and their specification – Part 2: Fixing and application of spacers and chairs and tying of reinforcement. 2001.
- [15] HELENE, P. R. do L. Cobrimento garantido. In: Revista Construção Mercado, São Paulo, Editora Pini, edição 140, março 2013.
- [16] CAMPOS, D. de. Cobrimento de armadura em estruturas de concreto armado: análise comparativa entre valores antes, durante e depois da concretagem. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2013.
- [17] BARNES, R.; ZHENG, T. Research on factors affecting concrete cover measurements. In: The e-Journal of Nondestructive Testing. Austrália, december 2008.
- [18] MENNA BARRETO, M. F. F. et al. Influência do diâmetro da armadura no cobrimento final de lajes de concreto armado. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 56, 2014, Natal. Anais... São Paulo: IBRACON, 2014.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Assessment of cover to reinforcement in slabs using different spacer and tying distances

Análise da espessura do cobrimento de armadura em lajes com diferentes distanciamentos entre espaçadores e pontos de amarração









A. P. MARAN ^a anapaulamaran@gmail.com

M. F. F. MENNA BARRETO a mfmennabarreto@gmail.com

A. B. ROHDEN ^a abrcivil@gmail.com

D. C. C. DAL MOLIN ^a dmolin@ufrgs.br

J. R. MASUERO ª joão.masuero@ufrgs.br

Abstract

Given that the durability of structures is directly related to the thickness of the cover to reinforcement, it is essential to ensure minimum cover is achieved when building a structure. However, studies show that this is not always the case. One of the reasons for the this problem is the lack of indication, in structural projects, of the positioning of spacers. This situation is compounded by the lack of standards and regulations on the use of spacers (i.e. minimum quantities and required layout). This study assesses three different spacer distances and two different tying distances in order to examine the influence of these factors in the cover to reinforcement. To achieve so, three slabs were prepared in situ using different arrangements. After demoulding, cover thickness was determined using a digital covermeter. It was observed that the factors investigated have a significant influence in the final cover.

Keywords: ccover, spacer, tying, reinforced concrete.

Resumo

Uma vez que a durabilidade das estruturas está diretamente relacionada à espessura de cobrimento da armadura, é imprescindível que o cobrimento mínimo normatizado seja garantido durante a execução da estrutura. Entretanto, pesquisas comprovam que o cobrimento não está sendo alcançado. Dentre as razões para isto, aponta-se a falta de indicações nos projetos estruturais do posicionamento dos espaçadores. Esta situação se agrava pela falta de normatização e regulamentação do uso (quantidades mínimas e disposição necessárias) dos mesmos. Neste sentido, esta pesquisa tem como objetivo analisar três diferentes distâncias entre espaçadores e dois distanciamentos entre pontos de amarração a fim de analisar a influência destes fatores no cobrimento das armaduras. Para isto, foram concretadas lajes in loco com diferentes combinações. Após a desfôrma, os cobrimentos foram medidos com auxílio de um pacômetro digital. Constatou-se que os fatores estudados influenciam significativamente no cobrimento final.

Palavras-chave: cobrimento, espaçador, amarração, concreto armado.

Received: 06 Nov 2014 • Accepted: 28 May 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Núcleo Orientado para Inovação da Edificação, Porto Alegre, RS, Brasil.

1. Introdução

Continuamente desenvolvido desde o fim do século XIX, o concreto armado é o material de construção mais difundido em todo o mundo por ser versátil, econômico e durável [1]. Entretanto, nas últimas décadas nota-se um aumento frequente de deterioração de estruturas em apenas alguns anos em serviço [2]. Esta deterioração precoce se dá em decorrência de falhas de concepção de projeto, de execução ou de má utilização dos materiais frente à agressividade do ambiente [1].

Os problemas relacionados à durabilidade de estruturas de concreto armado originam-se, principalmente em ambientes com altos índices de CO₂ e/ou íons cloreto, a partir de ações ambientais de agentes agressivos que penetram no concreto, podendo causar na estrutura deterioração prematura, prejudicar o desempenho em serviço e, em casos extremos, induzir falha estrutural [3].

Neste sentido, a durabilidade do sistema estrutural consiste em conservar a segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil, considerando as condições ambientais previstas na época de projeto [4]. Este requisito é altamente dependente das características do concreto de cobrimento da armadura e de sua espessura [2].

Além da qualidade do concreto ser fundamental para a proteção da armadura, devido à sua porosidade, outro fator que possui grande importância sobre a durabilidade é a espessura de cobrimento. Esta camada de concreto, que se encontra entre a face externa da estrutura até a barra mais próxima desta face, fornece proteção de forma física, através da estanqueidade, e química, através da formação de película passivadora devido à alta alcalinidade e ação isolante da massa de concreto. [5].

O fracasso na obtenção do cobrimento é, provavelmente, o maior

fator influente na corrosão prematura de armaduras [6] que, por sua vez, é a principal forma de deterioração de estruturas de concreto armado [7] e a mais onerosa em termos de manutenção [1]. Contudo, a obtenção do cobrimento geralmente não é percebida pelos engenheiros como um problema, logo não lhe é dado prioridade [7].

No entanto, um dos maiores problemas relacionados a estas estruturas é a incapacidade de posicionar a barra de aço com o correto cobrimento de concreto, afetando diretamente o comportamento mecânico e a durabilidade da estrutura [8].

No caso do funcionamento estrutural de lajes e vigas, o coeficiente de segurança global aumenta conforme diminui o cobrimento [9]. O mesmo não ocorre para questão da durabilidade, pois quanto maior o cobrimento, mais protegidas estão as armaduras [10]. Neste sentido, é imprescindível que haja um equilíbrio entre ambas as partes.

Diante disto, o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal estabelecido na norma vigente [4] que consiste em um cobrimento mínimo acrescido de uma tolerância de 10 mm de execução para cada classe de agressividade ambiental. Entretanto, quando houver um adequado controle de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, permite-se reduzir a tolerância de execução em 5 mm.

Apesar de citar que o controle de qualidade deve estar explicitado no projeto, a norma brasileira não indica parâmetros nos quais o projetista pode se basear para adoção desta redução, ficando à cargo dos mesmos defini-los e explicita-los no projeto. Assim, toda e qualquer execução tem a liberdade de alegar possuir um controle rigoroso, de modo que, a redução de 5 mm é bastante comum em diversos projetos. No entanto, pesquisas realizadas reforçam que uma tolerância de 5 mm no cobrimento nominal não reflete a







distribuição de cobrimento normalmente obtida na prática [7]. Para agravar esta situação, a norma responsável pela execução das estruturas de concreto armado descreve unicamente como obrigatória a utilização de espaçadores para garantir o cobrimento especificado [11]. Entretanto, não há nenhuma menção à distribuição dos mesmos, ficando como critério da execução o método utilizado, diferentemente das normas europeias, que especificam sua distribuição conforme o elemento estrutural, estabelecendo valores mínimos e máximos de espaçamento [12][13][14].

Contudo, muitos estudos ao redor do mundo têm mostrado que o cobrimento alcançado na prática normalmente não atende às expectativas de projeto [6]. Pesquisas indicam que 90% dos casos de corrosão acontecem devido a erros do posicionamento do gradil [15]. Em pesquisa realizada em Porto Alegre/RS 44% dos valores de cobrimento antes da concretagem encontram-se abaixo do valor especificado em projeto e após a concretagem, essa porcentagem aumenta para 50% [16].

Neste contexto, o objetivo desta pesquisa é analisar fatores que possam influenciar na obtenção do cobrimento normatizado, através do controle na execução de lajes de concreto armado. Sendo assim, controlou-se a amarração das barras de aço, a colocação dos espaçadores plásticos e a concretagem das lajes para posterior análise do cobrimento final executado.

2. Materiais e programa experimental

2.1 Escolha da obra

A obra, onde se realizou esta pesquisa, pertence a uma empresa privada e trata-se de um edifício residencial com múltiplos pavi-



mentos. Este empreendimento está localizado na cidade de Porto Alegre/RS, logo, por estar inserido em ambiente urbano, pertencente à classe ambiental II, de agressividade moderada [4].

2.2 Escolha das lajes

Segundo pesquisas realizadas, o diâmetro da armadura influencia no cobrimento final de lajes, de modo que, sob as mesmas condições, quanto maior o diâmetro da armadura da laje, maior a probabilidade de se atender ao cobrimento mínimo de projeto [18]. Neste sentido, as armaduras de \$5,0 mm, as menores permitidas por norma (excetuando-se as telas soldadas) [4], são as mais críticas dada a situação da obra. Sendo assim, buscou-se reproduzir e avaliar essa situação crítica, obtendo-se a seguinte configuração: As lajes monitoradas são macicas, de concreto armado, moldadas in loco, com dimensões em planta de 3,60 m por 2,60 m, espessura igual a 10 cm e cobrimento projetado de 20 mm. As armaduras são compostas por barras de aço CA 60, com 5 mm de diâmetro e montadas formando uma malha de 15 cm de abertura. Para sua montagem se utilizou espaçadores plásticos do tipo cadeirinha e arame 16 (Ø1,65mm) para amarração. A concretagem foi realizada por equipe terceirizada com auxílio de bombas e mangotes, concreto bombeado f_{at} 25 MPa, de consistência 12±2 cm, com brita 1. Foram escolhidas 8 lajes equivalentes (dimensões, localização no pavimento, taxa de armadura, abertura de malha, etc.), distribuídas ao longo de 2 pavimentos. No primeiro pavimento fixou-se a distância entre os pontos de amarração em 15 cm e variou a distância entre espaçadores em 30, 45 e 60 cm como mostrado na Figura 1, Figura 3 e Figura 5. Uma das lajes, propositalmente, não foi controlada (nenhum dos fatores). O mesmo foi executado no segundo pavimento, mudando apenas a distância entre os pontos de amarração para



30 cm como mostrado na Figura 2, Figura 4 e Figura 6. Observa-se que nas referidas figuras o (X) representa o ponto de amarração da armadura e o círculo vermelho a posição do espaçador.





A Figura 7, Figura 8 e Figura 9 apresentam a disposição dos espaçadores colocados a cada 30 cm, 45 cm e 60 cm respectivamente.

2.3 Fatores controláveis

O primeiro fator controlável, referente aos pontos de amarração das barras de aço, foi definido a partir de especificação, que estabelece uma distância máxima de 35 cm entre os pontos de amarração em lajes [4]. Respeitando esta normativa, optou-se por amarrar as interseções das barras a cada 15 cm e 30 cm, ou seja, a distância mínima possível e máxima normatizada segundo a abertura da malha.

O segundo fator controlável foi a distância entre espaçadores. Devido ao fato de não haver normativa brasileira a este respeito,





adotou-se os espaçamentos de 30 cm, 45 cm e 60 cm, ou seja, espaçamentos múltiplos da abertura da malha, de modo que o espaçador fosse colocado na interseção das barras de aço, respeitando o intervalo (valores mínimos e máximos) contido nas normas européias [12][13][14].

2.4 Medição

Após a concretagem, retirada do escoramento e desfôrma das lajes, fez-se as medições das espessuras de cobrimento. A obtenção dos dados foi possível através do uso de um equipamento eletrônico que localiza as armaduras através da tecnologia magnética de indução de pulso capaz de gerar um campo mag-





nético que pela diferença de tensões resulta uma medição. O pacômetro digital utilizado, fornece a espessura cobrimento com uma precisão de 3 mm em uma faixa de profundidade de 60 mm. Entretanto, quando ajustado para o diâmetro real da armadura de medição, mais precisos serão os resultados informados pelo equipamento [17].

As medidas foram realizadas no fundo das lajes, conforme Figura 10, com o intuito de medir a armadura positiva. Foram coletadas, de forma aleatória, 34 espessuras de cobrimento em cada laje, as quais foram excluídas as duas maiores e as duas menores medidas. Desta forma, totalizaram-se 240 medições.

Figura 11 – Desvios residuais: (a) dos cobrimentos versus média dos cobrimentos, (b) dos cobrimentos versus espaçamento da amarração, (c) dos cobrimentos versus espaçamento dos espaçadores



3. Resultados e discussões

Os resultados obtidos, segundo metodologia proposta, encontram-se na Tabela 1. Tais dados foram submetidos aos testes de normalidade de Kolmogorev-Smirnov (K-S) e Jarque-Bera (J-B), não apresentando, em nenhum dos testes, evidências de que a distribuição não seja normal para um nível de significância de 5%. Os resultados destes testes podem ser vistos na Tabela 2.

Foram verificados também, os desvios residuais das observações, conforme Figura 11. É possível verificar que, embora

não seja constante, a dispersão dos desvios residuais não apresenta grandes variações referentes à média dos cobrimentos medidos, em relação ao espaçamento da amarração ou dos espaçadores, justificando a hipótese necessária à Análise de Variância (ANOVA), de que as distribuições dos valores medidos apresentam igual dispersão, diferindo, talvez, na média.

Sendo assim, no intuito de verificar se os fatores controláveis (distância entre os espaçadores e distância entre os pontos de amarração) exercem influência sobre a variável de resposta

Table 1 - Resultados dos cobrimentos obtidos in loco									
		Di	istância entre p	ontos amarrado	os				
		15 cm			30 cm	Laje não controlada			
	Distânc	cia entre espaç	adores	Distânc	ia entre espaç				
	30 cm	45 cm	60 cm	30 cm	45 cm	60 cm	LI	L2	
	21	21	15	19	17	20	16	11	
	18	20	17	17	17	15	18	13	
	19	22	15	20	18	18	15	14	
	22	22	17	22	21	21	11	15	
	26	21	19	19	20	16	7	14	
	27	20	20	24	16	18	8	14	
	31	22	17	20	16	15	14	13	
	34	23	20	22	18	11	17	17	
	24	17	13	19	18	18	11	17	
	22	20	22	21	17	18	9	14	
	25	17	21	18	16	19	10	12	
	28	19	14	20	14	20	19	15	
	26	19	22	22	20	16	16	14	
lto	20	20	13	24	20	16	12	15	
mei	22	20	14	24	19	16	16	15	
obri	25	21	16	23	18	16	12	14	
0	19	22	17	21	19	17	13	13	
	22	21	17	20	16	16	8	19	
	21	22	17	19	15	17	17	17	
	21	21	17	24	19	19	18	16	
	32	21	15	20	18	19	17	13	
	27	21	17	19	15	10	19	19	
	25	21	19	20	17	13	17	11	
	22	20	17	21	18	14	12	16	
	20	19	14	20	19	15	15	9	
	21	19	16	22	18	12	10	15	
	15	19	17	20	19	15	12	16	
	21	17	19	19	17	17	12	18	
	20	20	14	18	19	18	7	12	
	20	20	20	23	19	16	8	8	

Table 2 – Resultados dos testes de normalidade das medições realizadas										
Distância entre pontos amarrados										
	15 cm 30 cm							Laje não controlada		
	Distância entre espaçadores Distância entre espaçadores									
	30 cm	45 cm	60 cm	30 cm	45 cm	60 cm	u	L2		
Estatística K-S (D ₃₀)	0,210	0,172	0,205	0,200	0,155	0,144	0,137	0,121		
Valor-p	>20%	>20%	>10%	>10%	>20%	>20%	>20%	>20%		
Normalidade	SIM	SIM	SIM	SIM	SIM	SIM	SIM	SIM		
Estatística J-B (JB)	2,786	1,475	2,999	1,623	3,417	2,610	2,986	3,511		
Valor-p	24,8%	47,8%	22,3%	44,4%	18,1%	27,1%	22,5%	17,3%		
Normalidade	SIM	SIM	SIM	SIM	SIM	SIM	SIM	SIM		

Fonte	ଽଭ	GDL	MQ	Teste F	Valor-p	Sig.
Distância entre espaçadores	825,64	2	412,82	60,97	0,00%	SIM
Distância entre pontos de amarração	160,56	1	160,56	23,71	0,00%	SIM
Dist. espaçadores x Dist. amarração	33,64	2	16,82	2,48	8,63%	NÃO
Erro	1178,13	174	6,77	-	-	-

(cobrimento), a partir dos dados apresentados, foi realizada uma Análise de Variância (ANOVA), considerando-se um nível de significância de 5%, conforme exposta na Tabela 3.

Através dos resultados apresentados, percebe-se que a distância



entre os espaçadores e a distância entre os pontos de amarração influenciam no cobrimento final do elemento estrutural, entretanto não existe interação entre estes fatores, de forma que, ambos trabalham independentemente.



Table 4 – Análise de variância (ANOVA) dentre todas as combinações possíveis de amarração <i>versus</i> cobrimento									
Fonte	SQ	GDL	MQ	Teste F	Valor-p	Sig.			
Combinações possíveis	1019,84	5	203,97	30,12	0,0%	SIM			
Erro	1178,03	174	6,77	-	-	-			

Na Figura 12 encontra-se evidenciado o comportamento das duas distâncias entre os pontos de armação avaliados.

Percebe-se que, a distância de 15 cm entre os pontos de amarração possui um melhor desempenho quando comparada com a distância de 30 cm. Isto se deve ao fato de que, ao ter todos os pontos amarrados, a malha se torna mais rígida.

Já a performance das distâncias entre espaçadores estudadas estão exibidas na Figura 13, na qual fica demonstrado que o cobrimento é inversamente proporcional ao espaçamento entre os espaçadores. Ou seja, a distância de 30 cm obteve um melhor desempenho em relação às demais, assim como a distância de 45 cm proporcionou um cobrimento maior que a de 60 cm. Este comportamento está relacionado à diminuição do vão entre as barras de aço, de modo que, quanto menor o vão, menor a deformação proporcionada para um mesmo material, neste caso, a armadura. Através de uma nova análise de variância (ANOVA) exposta na Tabela 4, ao se comparar o desempenho de todas as possíveis combinações (2 distâncias entre pontos de amarração e 3 distâncias entre espaçadores, totalizando 6 combinações), nota-se que existe diferença significativa entre estas combinações, reforçando o exposto na Tabela 3.

Devido à existência de diferença significativa entre as combinações possíveis, a fim de verificar a semelhança entre as mesmas, foi realizada uma comparação de média exposta na Figura 14, na qual se utilizou como limite de decisão três vezes o valor do desvio padrão das médias amostrais.

Percebe-se que, as combinações A30E30 (distância entre os



pontos de amarração de 30 cm e distância entre espaçadores de 30 cm) e A15E45 (distância entre os pontos de amarração de 15 cm e distância entre espaçadores de 45 cm) apresentam um mesmo comportamento, assim como as combinações A15E60 (distância entre os pontos de amarração de 15 cm e distância entre espaçadores de 60 cm) e A30E60 (distância entre os pontos de amarração de 30 cm e distância entre espaçadores de 60 cm).

A Figura 15, reforça os resultados anteriormente discutidos, mostrando que o comportamento dos fatores controláveis é inversamente proporcional ao cobrimento. Também fica evidenciado a não interação entre os fatores controlados, uma vez que, ao ligar os pontos dos diferentes níveis da distribuição entre pontos de amarração, estes não se cruzam.

A fim de verificar a eficiência destas combinações na garantia do cobrimento normatizado, uma análise estatística, que leva em consideração uma distribuição normal, foi realizada. Levando-se em conta que a norma brasileira [4] considera uma tolerância de 10 mm na execução do cobrimento, calculou-se a probabilidade de ocorrência de valores fora do intervalo tolerável, ou seja, valores

Figura 15 - Relação entre distância entre



Table 5 – Probabilidade de ocorrência de valores fora dos normatizados																	
Dist. amarração		ala a Zara a a kala da															
Dist. espaçadores	30 cm	45 cm	60 cm	30 cm	45 cm	60 cm	Laje nao controlado										
Média	23,20	20,23	17,03	20,67	17,77	16,37	13,75	13.75									
Desvio padrão	4,29	1,52	2,54	1,95	1,68	2,61	3,27	3.27									
% ¹ < 15 cm	2,8%	0,0%	21,2%	0,2%	4,9%	30,0%	64,9%	64.9%									
%1 > 35 cm	0,30%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0.00%									
¹ Propabilidade de ocorrênci	ia de valores.							¹ Propabilidade de ocorrência de valores.									

inferiores a 15 mm e superiores a 35 mm, para todas combinações avaliadas e para situações não controladas, que se encontram expostos na Tabela 5.

Através dos dados apresentados, nota-se que todas as combinações, inclusive as lajes não controladas, satisfazem o limite superior para o cobrimento. Entretanto, para o limite inferior, as combinações com distanciamento entre espaçadores de 60 cm não atendem ao cobrimento mínimo normatizado, pois possuem uma probabilidade de ocorrência de valores insatisfatórios elevadas. Entretanto, esta probabilidade é muito inferior a das lajes não controladas, que chegam a mais de 63% de ocorrência.

4. Conclusões

Os resultados obtidos e as análises realizadas nesta pesquisa dizem respeito, única e exclusivamente, à amostra em questão que, conforme explicado, trata-se da situação mais crítica.

- Neste sentido, a partir dos resultados encontrados, conclui-se que:
 A distância entre os espaçadores e a distância entre os pontos de amarração exercem influência significativa na obtenção do cobrimento final de armaduras em lajes.
- Não existe interação entre a distância entre os espaçadores e a distância entre os pontos de amarração.
- Os fatores controlados, distância entre os espaçadores e a distância entre os pontos de amarração, são inversamente proporcionais ao cobrimento, ou seja, quanto menor as distâncias, maiores os cobrimentos alcançados.
- Quando controlado o distanciamento entre espaçadores e pontos de amarração, a probabilidade de obter cobrimentos satisfatórios é superior.

5. Agradecimentos

Ao CNPq e CAPES pelo fomento à pesquisa, à UFRGS em especial ao NORIE, pelo assessoramento e disposição de equipamentos, e à empresa que concedeu espaço para a realização desta pesquisa.

6. Referências bibliográficas

[1] BAROGHEL-BOUNY, V.; CAPRA, B.; LAURENS, S. A durabilidade das armaduras e do concreto de cobrimento. In: Durabilidade do Concreto: Bases científicas para a formulação de concretos duráveis de acordo com o ambiente. Ed. J. P. Ollivier e A. Vichot. Ed. Tradução: O. Cascudo e H. Carasek. São Paulo: IBRACON, 2014.

- [2] ROSTAM, S. Service life design of concrete structures A challenge to designers as well as to owners. In: Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing). Vol. 6, No 5, 2005.
- [3] LI, K.; CHEN, Z.; LIAN, H. Concepts and requirements of durability design for concrete structures: an extensive review of CCES01. In: Materials and Structures. Ed. 41. Pages 717-731. Beijing, 2007.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] GENTIL, V. Corrosão. 3 ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996.
- [6] MARSH, B. Specification and achievement of cover to reinforcement. In: Advanced Concrete Technology Set. Vol. 1, Pages 1-9, 2003.
- [7] CLARK, L. A. SHAMMAS-TOMA, M. G. K.; SEYMOUR, D. E.; PALLETT, P. F.; MARSH, B. K. How can we get the cover we need? In: The Structure Engineer. Journal of the Institution of Structural Engineers. Volume 75, N° 17. UK, 2007.
- [8] SHAW, C. B. Durability of Reinforcement Concrete. 2007. Disponível em: http://www.localsurveyorsdirect.co.uk/sites/ default/files/attachments/reinforced%20concrete.pdf. Acesso em: maio 2014.
- [9] BENEDETTI, K. Sensibilidade da segurança de vigas e lajes de concreto armado a erros de execução. 2013. 198 f. – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.
- [10] PEREIRA, E.; RESENDE, A.; MEDEIROS M. H. F. de; MENEGHETTI, L. C. Ensaios acelerado por cloretos: efeito da sílica ativa, relação água/aglomerante e espessura de cobrimento do concreto. In: Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, São Paulo, v. 6, n. 4, agosto 2013, p. 561-581, 2013.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [12] INSTRUCCIÓN ESPAÑOLA DEL HORMIGÓN ESTRUC-TURAL (EHE). EHE 08 – Capítulo XIII – Ejecución. España, 2008.
- [13] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). Bulletin d'Information No. 201 — Spacers, chairs and tying of steel reinforcement. Lausanne: Comité Euro-International du Béton, 1990.
- [14] BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). BS 7973: Spacers and chairs for steel reinforcement and their specification – Part 2: Fixing and application of spacers and chairs and tying of reinforcement. 2001.
- [15] HELENE, P. R. do L. Cobrimento garantido. In: Revista Construção Mercado, São Paulo, Editora Pini, edição 140, março 2013.
- [16] CAMPOS, D. de. Cobrimento de armadura em estruturas de concreto armado: análise comparativa entre valores antes, durante e depois da concretagem. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2013.
- [17] BARNES, R.; ZHENG, T. Research on factors affecting concrete cover measurements. In: The e-Journal of Nondestructive Testing. Austrália, december 2008.
- [18] MENNA BARRETO, M. F. F. et al. Influência do diâmetro da armadura no cobrimento final de lajes de concreto armado. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 56, 2014, Natal. Anais... São Paulo: IBRACON, 2014.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Geometric characterization of polymeric macrofibers

Caracterização geométrica de macrofibras poliméricas

A. R. E. CÁCERES a alan.estrada@usp.br

I. GALOBARDES ^a Isaac.galobardes@usp.br

M. S. REBMANN ^a markusrebmann@usp.br

R. MONTE ^a renata.monte@usp.br

A. D. DE FIGUEIREDO a antonio.figueiredo@usp.br

Abstract

The geometric characteristics of synthetic macrofibers are important because they affect the behavior of fiber-reinforced concrete (FRC). Because there is a lack of specific, relevant publications in Brazil, the European standard EN14889-2:2006 was adopted as a reference to perform the characterization. Thus, an experimental plan was developed to assess the adequacy of testing procedures for the qualification of synthetic macrofibers for use in FRC. Two types of macrofibers were evaluated. The length measurement was performed using two methods: the caliper method, which is a manual measurement, and the digital image analysis method using the ImageJ software for image processing. These aforementioned methods were used to determine the diameter together with the density method, which is an indirect method that uses the developed length obtained by one of the previous methods. The statistical analyses revealed that the length results are similar regardless of the method used. However, the macrofibers must be pre-stretched to maximize the accuracy of caliper measurements. The caliper method for diameter determination has the disadvantage of underestimating the macrofiber cross-section because of the pressure applied by the load claws. In contrast, the digital image analysis method obtains the projected diameter in a single plane, which overestimate the diameter because the macrofibers are oriented with the pressure of the scanner cover. Thus, these techniques may result in false projections of the diameters that will depend on the level of torsion in the macrofibers. It was concluded that both the caliper method using previously stretched macrofibers and the digital imaging method can be used to measure length. The density method presented the best results for the diameter determination because these results were not affected by the method chosen to determine the length.

Keywords: fiber-reinforced concrete, synthetic macrofibers, geometric characterization, length measurement, diameter measurement, test method.

Resumo

As características geométricas das macrofibras poliméricas são importantes porque afetam o comportamento do concreto reforçado com fibras (CRF). Em vista da carência de publicações específicas no Brasil, adotou-se a norma europeia EN14889-2:2006 como parâmetro de referência para efetuar a caracterização. Assim, foi desenvolvido um plano experimental com o objetivo de avaliar a adequação de procedimentos de ensaio para a qualificação das macrofibras poliméricas destinadas ao CRF. Foram avaliados dois tipos de macrofibras. As medições do comprimento se efetuaram por dois métodos: o método do paquímetro, o qual consiste em uma medição manual, e o método de análise de imagens digitais, empregando o software ImageJ para processamento das imagens. Para a medição do diâmetro, além das metodologias já mencionadas, foi utilizado ainda o método da densidade, um método indireto que precisa do comprimento desenvolvido obtido por um dos métodos mencionados anteriormente. Da análise estatística se conclui que ambos os métodos de medição do comprimento são semelhantes e apresentam resultados equivalentes do ponto de vista estatístico. Porém, salienta-se que as macrofibras precisam ser previamente esticadas para ter maior exatidão nas medições com o paquímetro. Na determinação do diâmetro, o método do paquímetro tem a desvantagem de subestimar a seção transversal da macrófibra pela pressão que exercem as garras. Por outra parte, o método de imagens digitais apresenta a projeção do diâmetro em um único plano, com muita variação dimensional, porque as macrofibras são orientadas com a pressão da tampa do escâner. Assim, podem-se ter falsas projeções do diâmetro o que também depende do nível de torção das macrofibras. Conclui-se que o método do paquímetro, com o cuidado de esticar previamente as macrofibras, e o método das imagens digitais podem ser igualmente utilizados para medir o comprimento. Já para determinar o diâmetro da macrofibra, recomenda-se o método da densidade, cujos resultados não são influenciados pelo método escolhido para determinar o comprimento

Palavras-chave: concreto reforçado com fibras, macrofibras poliméricas, caracterização geométrica, medição do comprimento, medição do diâmetro, método de ensaio.

^a Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

Received:23 Mar 2015 • Accepted: 25 Jun 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

1. Introduction

The use of fiber-reinforced concrete (FRC) is increasing in the international and Brazilian markets. This technology is associated with important advantages because the reinforcement is added to concrete during the mixing process, which reduces the number of application steps. Moreover, FRC minimizes the technological limitations of simple concrete, such as brittleness and low deformability when subjected to tensile stresses. However, the fiber-reinforcement efficiency depends on various characteristics, including geometry (NAAMAN, 2003; PRUDENCIO Jr. et al, 2006; HTUT, 2010; ZĪLE; ZĪLE, 2013). As a result, the geometry of the macrofibers must be parameterized, as is already done for steel fibers in various international (ASTM A820/A820M:2011; EN14889-1:2006) and Brazilian standards (ABNT NBR 15575:2007).

The need for parameterization is based on the fact that fiber geometry affects the reinforcement capacity (NAAMAN, 2003; FIGUEIREDO, 2008). The specific standard for polymeric macrofibers (EN14889-2:2006) also requires the geometric qualification of such macrofibers and establishes variation tolerances of the main geometrical characteristics: developed length, equivalent diameter and aspect ratio. However, given the wide variety of potential geometric shapes of polymeric macrofibers, a number of different procedures can be followed to compare measured values with those reported by the manufacturers. For this reason, the measurement of the geometric characteristics of the polymeric macrofibers is much more complex than that of steel fibers, for which using a caliper is sufficient (FIGUEIREDO et al., 2008).

The European standard EN14889-2:2006 indicates that length must be measured using a measuring device with a minimum precision of 0.1 mm. Determination of the equivalent diameter is somewhat more complex. For example, if a manufacturer states that the macrofiber's cross-section is circular, the test should be performed using a micrometer with a precision of 0.001 mm if the diameter is greater than 0.3 mm or an "optical measuring device" if the diameter is smaller than 0.3 mm. The omission of the diameter measurement precision in the case of the optical device is problematic, as are the difficulties encountered in ensuring the accuracy of measuring the developed length. These values can be determined with different error levels as a function of the measurement quality, but the relevant procedure is not completely established in this standard, although it is the only specific standard for polymeric macrofibers used in concrete reinforcement.

Because Brazil does not have a specific standard for polymeric macrofibers and because there are no specific studies focused on the geometric evaluation of polymeric macrofibers, all these important aspects should be considered for future standardization. The quality of geometric characterization is also critical for other important determinations, such as characterization of the mechanical behavior of macrofibers. Therefore, to analyze the reliability of geometric characterization procedures for the polymeric macrofibers used in FRC, an experimental study was performed with the objective of identifying reliable methods.

2. Experimental methodology

The experimental study sought to use macrofibers available in Brazil with geometries that are difficult to determine. The macrofibers employed in the experimental study and the various test methods used for their characterization are described below.

2.1 Types of macrofibers

Two commercially available polymeric macrofibers (denoted A and B) composed of polypropylene were evaluated in this experiment. The main characteristics of these macrofibers, according to the information provided by the manufacturers, are shown in Table 1. Note that the macrofiber aspect ratio is the relationship between the length (L) and the diameter (D).

Macrofiber A exhibited a cord shape (Figure 1a). These cords may be broken down into approximately 20 macrofiber bundles (Figure 1b), which present multiple levels of twisting, generating a complicated geometry. Each bundle has one to three filaments bundled together, so that the bundle is composed of irregular cross-sections along its length. Supplying this macrofiber in the form of bundles coiled in cords is done to facilitate the FRC mixing procedure, avoiding the macrofiber entanglement associated with a larger aspect ratio (CECCATO, 1998). Thus, the cords may be considered as fibers with a low aspect ratio that will disperse relatively easily in the mixture and simultaneously provide the dispersion of filaments with high aspect ratio. As a result, it is possible to use a macrofiber with a high final aspect ratio to provide better mechanical performance in the post-cracking behavior of FRC.

Macrofiber B (Figure 1.c) presented an oval cross-section formed by grouped bundles but with an arrangement unlike that of macrofiber A. Figure 1.d shows the individual bundles of macrofiber B, which may be composed of one, two, three or more filaments grouped together. This macrofiber is produced in this way for the same reason as macrofiber A, i.e., to increase the aspect ratio with minimal impact on the mixing conditions to ensure homogenization of the material.

2.2 Assays

To determine the length of the macrofibers, two basic methods were considered: the use of a caliper and the analysis of scanned images of the material. To determine the equivalent diameter of the macrofibers, three types of assays were performed: the caliper, digital imaging, and density methods. The density method is a way of determining the diameter that depends on prior measurements of the length of the macrofiber, which can be performed by one of the two methods mentioned above. The measurements of diameter and length were performed on individual filaments because they, and not the bundles, interfere with the post-cracking performance of FRC. A total of 60 macrofibers of each type considered (A and B) were characterized by each of the assays listed here.

Table 1- Main characteristics of the macrofibers provided by the manufacturer

Characteristics	Macrofiber A	Macrofiber B			
Density (g/cm³)	0.91	0.90-0.92			
Length (mm)	54	58			
Aspect ratio	158	*			
* Information not provided by the manufacturer.					



2.2.1 Caliper

The use of a caliper was considered because the European standard EN14889-2:2006 indicates the use of this tool to assess the geometric characteristics of polymeric macrofibers. A digital caliper (Digimess, model 100_174BL) with a precision of 0.01 mm was used herein to obtain the diameter and length. Considering the standard EN14889-2:2006 and given the similarity of their geometrical configurations, both macrofibers were evaluated as Class II macrofibers.

Figure 2 – Measurement of the length of the undulated macrofiber A a); Measurement of the length of the stretched macrofiber A b); Measurement of the length of macrofiber B c); Measurement of the diameter d)



Regarding length, only one value was obtained in each measurement. The undulating shape presented by macrofiber A that results from the level of torsion does not allow for accurate determination of the developed length in their natural state (Figure 2.a). Therefore, they were stretched prior to measurement to obtain a more accurate value (Figure 2.b). Unlike macrofiber A, undulation did not affect the length measurement of macrofiber B (Figure 2.c). However, regardless of the measured macrofiber, care must be taken to avoid applying excessive pressure, which causes bending of the macrofibers when using the caliper. The measurement of the diameter of each type of macrofiber was performed at three points—at both extremities and at the midpoint (Figure 2.d) and two orthogonal measurements of the cross-section were obtained at each point.

2.2.2 Digital imaging

To minimize the influence of human error in determining the dimensions of the macrofibers, which affects the caliper method, a method based on the analysis of digital images, which has been widely used in other studies (SHIN; CHO; KIM, 2008; DENG; KE, 2010; LI; YI; SHANG, 2012; ÖZNERGIZ et al., 2014), was also considered. This method also has the advantage of measuring the developed length and thus takes into account macrofiber bending and torsion. The images were obtained using a desktop scanner (HP, model Scanjet 8350).

First, the macrofibers were individually placed on the scanner in a manner that prevented them from touching each other during scanning. The macrofibers were then carefully covered with a black plastic sheet, and the room lights were turned off to ensure the sharpest possible contrast between the macrofibers and the dark background. A resolution of 2400 ppi (pixels per inch) was used during scanning to obtain a grayscale image, which was saved in the PNG format. An example of the generated images is shown in Figure 3.a. Images were subsequently processed and analyzed with the ImageJ imaging software, which is available in the public domain, programmed in Java and developed by the National Institutes of Health ("ImageJ", 2015).

The treatment of images was based on the following procedure: First, the contrast was adjusted with the Threshold tool (Figure 3.b) to define the boundary between the macrofiber and the image background. Next, the images were transformed into a binary color system using the 'Make Binary' tool, and two types of colors were defined: black and white. As seen in Figure 3.c, the black pixels represent the macrofibers, and the white pixels represent the empty space. Next, the 'Fill Holes' tool was used to fill any voids present inside the macrofiber images, which can occur in some situations due to light reflection or the presence of translucent parts of the macrofiber.

The contours of the macrofibers were also softened by employing three stages of erosion (deletion of one pixel from the contour), followed by three dilation stages (addition of one pixel to the contour). This process was implemented with the tools 'Erode' and 'Dilate' and allowed for the elimination of much of the image noise and the generation of well-defined contours without affecting the projected area. In a few cases, small interventions were still needed for minor corrections of the image to eliminate defibrillated filaments, which could cause an overestimation of the projected area. After this treatment, the macrofibers were ready for their dimensions to be measured (Figure 3.c).

To measure the length, the central axis of the scanned projection was initially determined using the 'Skeletonize' tool. Then, with the aid of the plugin "Analyze Skeleton (2D/3D)" (ARGANDA-CAR-





RERAS, 2014), the longest path of this skeleton was determined (shown as dark gray section in the enlarged detail of Figure 4). Note that performing a correction was necessary at both ends of the longest section because the definition of the central axis results in a division in the shape of a "Y" at the extremities (Figure 4). Furthermore, it was still necessary to develop a method to smooth the longest path because the pixel-in-pixel measurements may overestimate the actual length by up to 8%. Finally, the diameter of the macrofiber was obtained by dividing the total projected area by the developed length, where the area was determined by the 'Analyze Particles...' tool of the ImageJ software.

The results obtained in the form of pixels were converted to millimeters using a conversion factor of 0.0106 mm/pixel. This value was determined by scanning a calibrated ruler (Hirox digital microscope ruler, model KH-7700).

2.2.3 Density method

The density method, which is also included in the European standard EN14889-2:2006, is an indirect method and allows the average diameter of the macrofiber to be obtained using Equation 1. This equation expresses the relationship between different macrofiber parameters: diameter (D), length (L), mass (m) and density (ρ), where the units of these parameters must be mutually compatible.



To estimate the diameter using this method, it is necessary to determine the developed length of the macrofiber with one of the methods presented above. Determination of the macrofiber mass was performed individually on an analytical balance with a precision of 0.0001 g (Metler-Toledo, model AB204-S). Finally, the density of the macrofibers was evaluated using a helium gas pycnometer (Multipycnometer Quantachrome MVP 5DC) at 26 °C. Three samples of chopped macrofibers, each weighing approximately 30 g, were used to evaluate the density of both macrofibers. In addition to geometrical measurements, the density of the macrofibers is also useful with regard to the amount of macrofibers incorporated in the concrete (NAAMAN, 2003).

3. Experimental results and analysis

The experimental results obtained for the diameters and lengths of the macrofibers are presented and analyzed according to the dimensional tolerances specified by the standard EN14889-2:2006, which is specific for polymeric macrofibers. This enables comparison of requirements established for the material. These results are

Table 2 – Results of measurements with the caliper						
		Macro	ofiber A			
	D ₁ (mm)	D ₂ (mm)	D _e (mm)	L (mm)	λ	
Mean	0.24	0.24	0.24	54.07	249.66	
SD	0.07	0.07	0.07	0.63	104.34	
CV (%)	28.30	28.00	27.40	1.20	41.80	
max	0.36	0.37	0.37	55.49	730.40	
min	0.07	0.08	0.08	52.71	146.37	
		Macro	ofiber B			
	D ₁ (mm)	D ₂ (mm)	D _e (mm)	L (mm)	λ	
Mean	0.28	0.28	0.28	59.10	213.66	
SD	0.02	0.02	0.02	0.70	17.91	
CV (%)	7.60	8.10	7.10	1.20	8.40	
max	0.31	0.32	0.31	60.02	282.86	
min	0.22	0.20	0.21	58.09	189.66	

organized according to the type of test performed (caliper, digital imaging, and density methods).

3.1 Caliper

Table 2 summarizes the results of the geometric characteristics evaluated with the caliper. Because of the space constraints in this work, individual determinations obtained in samples of 60 macrofibers were excluded. The results presented for macrofibers A and B are as follows: the average diameters measured at the extremities and in the middle section of the macrofibers (D₁); the average diameters measured at the extremities (D₂); the equivalent diameter (D_e) calculated as the average of D₁ and D₂; the length (L); and finally, the aspect ratio (λ) or the ratio between L and D_e. In addition to the average results, the standard deviation (SD), coefficient of variation (CV), maximum value (max) and minimum value (min) are also shown.

In the case of macrofiber A, the nominal diameter was not provided by the manufacturer; therefore, this value was calculated from the nominal values of length (54 mm) and aspect ratio (158), which were provided. In this case, the nominal diameter was equal to 0.34 mm. For macrofiber B, neither the equivalent diameter nor the aspect ratio was provided by the manufacturer. Thus, it was not possible to compare the measurements with a nominal value or to evaluate the dimensional tolerances relative to the declared equivalent diameter. It should be noted that this omission does not satisfy the EN14889-2:2006 standard, which indicates that these values must be provided by the manufacturer or its sales representative.

As previously mentioned, macrofibers A and B were classified as Class II according to the European standard EN14889-2:2006. This standard states that the maximum variation of the individual diameter and individual aspect ratio in relation to the nominal value is $\pm 50\%$. The maximum variations of the mean diameter and mean aspect ratio compared to the nominal values are $\pm 5\%$ and $\pm 10\%$, respectively. For length, the maximum variations of the individual values and the average in relation to the nominal values must be $\pm 10\%$ and $\pm 5\%$, respectively.

When applying the dimensional tolerance criteria of the European standard EN14889-2:2006 for macrofiber A, 15% of the macrofibers were found to have individual diameters differing from the nominal value by $\pm 50\%$. The average diameter was within the $\pm 5\%$ tolerance. Regarding the individual aspect ratio, 37% of the macrofibers presented values exceeding the tolerance of $\pm 50\%$. The

average aspect ratio also presented a difference greater than the \pm 5% tolerance. Regarding length, all macrofibers presented values within the tolerances required for the individual value in relation to the nominal value. Similarly, the average length presented a variation smaller than the tolerance of \pm 5%. Thus, macrofiber A can only be considered to be in accordance with the tolerances of the European standard EN14889-2:2006 with respect to its length.

In the case of macrofiber B, it should be noted that the manufacturer did not provide nominal values of the diameter and aspect ratio. Therefore, no benchmark was available for applying the dimensional tolerances of the European standard EN14889-2:2006. As a result, the evaluation was performed only for length, which allowed the conclusion that all macrofibers met the specifications of the standard regarding both individual and average length values.

3.2 Digital imaging

Table 3 shows the geometric characteristics of the macrofibers evaluated by digital imaging. For macrofibers A and B, the results presented are as follows: the measured average diameter of the macrofiber on a single plane according to the projection of the scanned image (D), the developed length (L), and finally, the aspect ratio (λ) considering the ratio between L and D. For all average results, the standard deviation (SD), coefficient of variation (CV), maximum (max) and minimum (min) values are also presented.

Only the projected macrofiber image on a single plane was considered when calculating the diameter by the digital imaging method. Therefore, it was not possible to obtain a more accurate assessment because the macrofibers had variable cross-sections along their lengths. This is especially true for macrofiber A, which is thinner in some parts and thicker in other parts, according to the exhibited torsion (Figure 5).

According to the dimensional tolerance criteria of the European standard EN14889-2:2006, it was found that 3% of the macrofiber A presented individual diameters that did not meet the tolerance of $\pm 50\%$ in relation to the nominal value. Additionally, the mean diameter falls outside the tolerance of $\pm 5\%$ in relation to the nominal value. Regarding the individual aspect ratio, all macrofibers are within the maximum tolerance of $\pm 50\%$. The mean aspect ratio also lies within the maximum permitted tolerance of $\pm 10\%$. All individual values of the length are within the tolerance of $\pm 10\%$. The average length is also within the tolerance of $\pm 5\%$ in relation to the nominal value. Therefore, macrofiber A is within the tolerances of European standard EN14889-2:2006 only with respect to length.

Table 3 – Results of measurements with digital imaging							
Macrofiber A					Macrofiber A		
	L (mm)	D (mm)		L (mm)	D (mm)		
Average	54.03	0.37	149.70	59.65	0.32	189.71	
SD	0.76	0.07	26.05	0.80	0.03	15.28	
CV (%)	1.40	17.90	17.40	1.30	10.00	8.10	
max	55.66	0.56	234.11	60.88	0.43	215.69	
min	52.57	0.23	96.25	58.29	0.27	141.21	



In the case of macrofiber B, because no information was provided by the manufacturer regarding either the diameter or aspect ratio, only the length was evaluated according to standard EN14889-2:2006. All macrofibers were found to comply with the requirements of the standard with regards to both the individual and average lengths.

3.3 Density method

The results obtained for the macrofiber density using the helium gas pycnometer assay are shown in Table 4. This table presents

Table 4 – Density of the macrofibers according to the helium gas pycnometer					
Macrofiber	Sample	ρ _i (g/cm³)	ρ (g/cm³)		
А	1	0.937	0.930		
А	2	0.934	0.930		
А	3	0.921	0.930		
В	1	0.939	0.935		
В	2	0.934	0.935		
В	3	0.933	0.935		

the density of each sample (ρ_i) and the average density for each of the macrofibers (ρ). These results are essential for determining the geometric characteristics of the macrofibers using the density method.

Table 5 lists the geometric characteristic results of macrofibers A and B evaluated by the density method: the mass, the developed length by the digital imaging method (L_i), the length by the caliper method (L_p), the equivalent diameter (D_e) calculated using Equation 1, and the aspect ratios (λ) calculated considering both Li and Lp. For all average results, the standard deviation (SD), coefficient of variation (CV), maximum (max) and minimum (min) values are also presented.

The average mass values for each macrofiber are an order of magnitude larger than the precision of the scale (0.0001 g). The masses of macrofiber A ranged from 0.0017 g to 0.0103 g, with

Table 5 – Results of measurements with the density method								
		Macro	fiber A			Macrofiber A		
	Mass (g)	L _i (mm)	D (mm)		L _P (mm)	De (mm)	λ	
Average	0.0043	54.03	0.33	171.34	54.07	0.33	171.67	
SD	0.0015	0.76	0.06	31.56	0.63	0.06	32.65	
CV (%)	35.3	1.40	17.50	18.40	1.20	17.60	19.00	
max	0.0103	55.66	0.51	254.40	55.49	0.51	265.76	
min	0.0017	52.57	0.21	105.36	52.71	0.21	104.70	
		Macro	fiber B		Macrofiber B			
	Mass (g)	L _i (mm)	D _e (mm)		L _p (mm)	De (mm)		
Average	0.0046	59.65	0.32	185.74	59.10	0.32	183.18	
SD	0.0004	0.80	0.01	6.16	0.70	0.01	6.49	
CV (%)	8.8	1.30	4.00	3.30	1.20	4.10	3.50	
max	0.0057	60.88	0.36	200.09	60.02	0.36	196.39	
min	0.0038	58.29	0.30	167.74	58.09	0.30	165.98	

a coefficient of variation of 35.3%, which demonstrates that when separating the individual filaments of the bundles, the filaments present variable sections with great mass variation between individual macrofibers. In the case of macrofiber B, the masses vary from 0.0038 g to 0.0057 g, with a coefficient of variation of 8.8%, corresponding to a relatively small variation in the mass.

Using the density method, the average equivalent diameter of each macrofiber was calculated directly. The ranges of variation of this diameter were similar when using the length obtained by either the digital imaging method (L_i) or caliper method (L_p) : from 0.21 mm to 0.51 mm with a mean value of 0.33 mm for macrofiber A and from 0.30 mm to 0.36 mm with a mean value of 0.32 mm for macrofiber B. This similarity was confirmed by applying the paired t-test for both macrofiber A and B, in which the difference between the values of the average diameter is essentially zero at a 95% confidence level. When the developed length obtained by the digital imaging method was used, the values of the aspect ratio were 171.34 and 185.74 for macrofibers A and B, respectively. However, when the length measurements obtained via the caliper method were used, a slight variation in the aspect ratio was observed, resulting values of 171.67 and 183.18 for macrofibers A and B, respectively.

Considering the tolerances of the standard EN14889-2:2006, all individual diameters of macrofiber A are within the tolerance of $\pm 50\%$ when compared with the nominal value. Similarly, the average diameter value is within the tolerance of $\pm 5\%$. Regarding the individual aspect ratio, 8% of the macrofibers are outside the $\pm 50\%$ tolerance, and the average aspect ratio is within the tolerance of $\pm 10\%$ compared to the nominal value. Therefore, macrofiber A does not comply with the European standard because 8% of the macrofibers were not within the tolerance level for the individual aspect ratio.

For macrofiber B, it was not possible to determine whether the diameter obtained by the density method satisfies the dimensional tolerances established by European standard EN14889-2:2006 because the nominal diameter was not reported by the manufacturer. This value is important and should be provided by the manufacturer.

4. Comparative analysis of the methods

A comparative analysis of the diameter and length values of the macrofibers obtained by the different test methods is presented here. Additionally, the experimental results are compared with the data provided by the manufacturers. The length results determined with the caliper and digital imaging methods reported first, followed by the experimental results for the diameters obtained using the three methods applied (caliper, digital imaging and density).

Statistical analysis was performed using the software MINITAB 17. To evaluate whether the results had a normal distribution, the Anderson-Darling normality test was applied at a 95% confidence level. The results were also analyzed for their degree of distortion with respect to a symmetric distribution by calculating the skewness coefficient. When this coefficient is close to zero, the distribution can be considered symmetrical. For positive or negative skewness coefficients, the distribution is considered asymmetrical to the right or to the left, respectively. A box plot was used as a criterion for the detection of spurious values. In this method, the spurious values are those included outside the upper and lower limits of the box (MONTGOMERY; RUNGER, 2004).

4.1 Comparison of the lengths

The distribution curves of the length results obtained for each type of macrofiber are presented below (Figure 6) for both the caliper method and the digital imaging method.

The descriptive analysis of the length data revealed that for macrofiber A, the distribution results obtained using both methods follow a normal distribution and that the existence of spurious values was not observed. At a 95% confidence level, the average length of the caliper method was between 53.09 mm and 54.02 mm and that of the digital imaging method was between 53.83 mm and 54.22 mm. Both ranges also include the length declared by the manufacturer: 54 mm.

When performing the data distribution analysis, the results for macrofiber B indicated non-normality, clearly revealing two distinct populations regardless of the method used (Figure 7.a and 7.b). The existence of two distinct populations was attributed to the method used to collect the samples. The macrofibers were provided by the manufacturer in the form of large billets (group of macrofilaments, Figure 7.c), and sampling consisted of random selection of two of these billets from a total of approximately 100 billets, which usually come in a single package. The final sampling consisted of randomly selecting thirty macrofibers from the first billet and another thirty from the second billet. The confirmed existence of two populations demonstrates the variability in production, specifically in the cutting of the billet.

Thus, sampling performed as described above is inappropriate, and therefore, opening all billets contained in a package, mixing the loose macrofibers, and then randomly collecting the macrofibers for analysis is recommended. Nevertheless, it could be concluded that the lengths of both groups exceed



the length specified by the manufacturer: 58 mm. At a 95% confidence level, the average value is between 58.92 mm and 59.28 mm by the caliper method and between 59.44 mm and 59.86 mm by the digital imaging method.

According to the paired t-test, comparing the length of macrofiber A measured by the caliper method with that measured by the digital imaging method did not reveal a significant difference. The average value of the difference was found to be essentially zero with a 95% confidence interval of -0.11 mm to 0.18 mm, confirming that these methods can be considered equivalent. This similarity occurred because the individual macrofibers of macrofiber A were stretched prior to being measured with the calipers (Figure 2.b).

For macrofiber B, the same comparative analysis via the paired t-test revealed a slight variation between the methods. The difference in the means was found to range from -0.62 mm to -0.48 mm. The fact that both values are negative confirms that the length of macrofiber B determined by the caliper method was always smaller than that of the digital imaging method. As a result, the averages were found to be significantly different at a 95% confidence level. It is possible that this difference arises from the fact that these macrofibers were measured directly (without stretching) with the cali-

pers, which led to a slight decrease in the length despite applying the smallest possible pressure between the caliper ends (Figure 2.c). Because these macrofibers did not exhibit undulation similar to that of macrofiber A, it was not necessary to stretch them prior to performing the measurement. However, the smaller difference observed in the caliper results indicates that stretching is a good practice, even when the macrofiber presents no tortuosity.

4.2 Comparison of the diameters

The statistical analysis based on the paired t-test is first presented for the diameter obtained using the density method. This method was performed to allow for comparison with the diameter values found using the length obtained by the caliper and digital image analysis methods. For macrofiber A, the results do not differ significantly. It was observed that the difference in averages was practically zero with a 95% confidence interval of between -0.000382 mm and 0.000457 mm, confirming that both methods for determining the length may be used to calculate the diameter.

When the same analysis was applied to the results of macrofiber B, a slight variation in the diameter determined by the





density method was observed. The difference in averages was also close to zero but exhibited a 95% confidence interval of -0.001706 mm to -0.001318 mm. The average diameter obtained when using the caliper-determined length was slightly greater than that obtained using the digital imaging method, although these values were statistically equivalent. As previously discussed, this verification is due to the fact that the lengths of the macrofiber B were slightly shortened during the measurement because they were not stretched beforehand. Again, it can be concluded that stretching the macrofiber when measuring its length using calipers is a very important practice, even when the macrofibers do not exhibit undulation. Based on this information and the present comparative analysis, the diameter obtained by the density method was used as a function of the developed length according to the digital imaging method for both macrofibers.

The distribution curves for the diameter results of the different macrofiber types (Figure 8) determined using the different methods (caliper, digital imaging and density) are presented below.

When performing the descriptive analysis of the distribution of the caliper-determined diameters of macrofiber A, asymmetry was verified, which did not confirm a normal distribution. However, no spurious values were present, and the average values were very low compared to the other two methods. For the digital imaging method, a normal distribution was confirmed, with a single spurious value. For the density method, no normal distribution was found and five spurious values were present because this method depends on measurement of the macrofiber mass, which in itself is an additional source of variability. This variation may also be ascribed to the possible variation in the macrofiber sections; some may have been thicker than others, which might have skewed the distribution obtained when the bundles were separated.

For macrofiber B (Figure 8), the diameter distributions of all three methods did not present normality, indicated skewness and included spurious values. This indicates that macrofiber B also present irregular cross-sections and that the differences between two macrofibers may be substantial. The fact that there are two well-defined populations also has influenced the various analytical methods used in this study.

For macrofiber A, at a confidence level of 95%, the average diameter obtained using the caliper method was between 0.22 mm and 0.26 mm, that of the digital imaging method was between 0.35 mm and 0.39 mm, and that of the density method was between 0.31 mm and 0.34 mm. The nominal diameter of 0.34 mm is only within the mean diameter variation of the density method. For macrofiber B, with a confidence level of 95%, the average diameter obtained using the caliper method was between 0.27 mm and 0.28 mm, that of the digital imaging method was between 0.31 mm and 0.33 mm, and that of the density method was between 0.3153 mm and 0.3218 mm. However, it was not possible to compare these values with a nominal diameter because no value was reported by the manufacturer.

Comparing the diameter distributions of the three methods for both macrofibers (Figure 8), the results obtained by the caliper method were found to be smaller than those acquired by the other two methods. This difference can be attributed in part to the decrease in diameter resulting from the pressure exerted by the caliper load claws because the operator may squeeze the sample when performing the measurement. Furthermore, the caliper has a tendency to measure the smaller cross-section when the macrofiber has an elliptical shape, as illustrated in Figure 9. As a result, the average diameter of the macrofiber may be underestimated when determined using this method. Although high-precision equipment is required to be used in the measurement (a micrometer with precision of 0.001 mm is recommended by the European standard EN14889-2:2006), this method will always underestimate the cross-section because of the preferred point of measurement on the macrofiber

For macrofiber B, the digital imaging and density methods returned almost the same average value, although the results exhibited different degrees of dispersion. Thus, another difference between these methods is the degree of dispersion. The digital imaging

Figure 9 – High-probability position a), low-probability position b), and improbable position c) for the measurement of the equivalent diameter of a macrofiber with an elliptical cross-section



Figure 10 – Variation of the projected diameter of the macrofiber by the digital imaging method a); Cross-section of a macrofiber with branching, which may result in an overestimation of the diameter b)



method was observed to have the highest dispersion and the highest average values. This relatively high average value may be explained by the fact that the macrofibers have an oval cross-section and may thus be subject to overestimation of the mean diameter during the image scanning process. Because the macrofibers are compressed by the scanner cover, it is possible that orientation may occur because of the oval shape. Thus, unlike the caliper method, which underestimates the average diameter, this method may result in an overestimation. Together with the macrofiber torsion level, this orientation causes in projections with variable diameters (Figure 10.a).

Furthermore, regions with low contrast along the edges of the macrofiber could be interpreted as part of the projection. When the contrast between the macrofiber and the background is not sharp, the image-treatment process can amplify the diameter. The fact that some macrofibers present regions of branching along their structure (Figure 10.b), which can be interpreted as a closed macrofiber in the projection area during image treatment, can also lead to an overestimation of the diameter.

The equality of variance test for macrofiber A revealed that the variances can be considered statistically equivalent with a confidence level of 95% by the 't' test for all three methods used. For macrofiber B, the equality of variance test showed that the caliper and digital imaging methods have wide ranges of variation, unlike the density method, which has less variation. The three methodologies are slightly different in terms of variance and were considered statistically different by the 't' test.

5. Conclusions

The following conclusions can be drawn from the results of this study:

Regarding length, the criteria of standard EN14889-2:2006 may be utilized to evaluate polymeric macrofibers. The variation of this parameter is very low because of the level of control in macrofiber production, which guarantees a homogeneous cut and maintains a uniform length. However, a good sampling procedure is necessary to avoid variation in the results, which can occur as a function of the selected billet. The uniformity of the length is important because fiber length should be compatible with the maximum aggregate diameter to provide good reinforcement performance in FRC (FIGUEIREDO, 2011). To evaluate dimensional tolerances, it is essential that the manufacturer provides the nominal length, diameter and aspect ratio values, which does not always happen.

- For the determination of the length for macrofiber A, the caliper and digital imaging methods produced statistically similar results at a 95% confidence level. To obtain these results, it was necessary to stretch the macrofibers prior to measuring them with the caliper, which did not allow them to bend when exposed to the pressure applied by the instrument and ensured that the final results were similar. For macrofiber B, which was not subjected to the same stretching procedure of A, a small but significant difference was found, and the values obtained by the digital imaging method were larger than those of the caliper. This difference demonstrates the independence of the digital imaging method of the manual procedures of the operator.
- In light of the results presented above, the macrofibers were carefully measured via the caliper method, and both of the methods for determining the length studied here can be considered equally valid. Although the method of digital imaging analysis is currently relatively labor intensive, in the future, automated high-speed analysis for continuous sampling systems may be possible. However, this method will be difficult to use when there is a need for individualized control of the macrofibers.
- Calculating the diameter by the density method is the most recommended method to determine the average diameter. This method is not affected by the methods used to obtain or process the images, as is the digital imaging method, nor is it affected by the pressure exerted by the caliper load claws, as in the case of manual measurement with calipers. However, the density method requires an appropriate analytical balance to determine the mass of the macrofibers and a helium gas pycnometer to determine the density. Regardless of whether the lengths obtained by either the caliper or the digital imaging method were used, the resulting diameters were statistically equivalent at the 95% confidence level, demonstrating the robustness of this method. It should be noted that the determination of the diameter or the associated average cross-sectional area is extremely important because of the effect that this parameter has on the mechanical behavior of the macrofiber.
- It is important to establish geometric characterization methods for polymer macrofibers that can be applied in everyday quality control because the information provided by manufacturers may be insufficient or even incorrect and the user should not be forced to rely only on this information. It should be noted that not all results were consistent, i.e., a fiber may be considered to be in conformance by one method and to be in nonconformance when using a different method. This variability clearly demonstrates the importance of establishing reliable measurement methods in future standards that are specific for polymeric macrofibers.

6. Acknowledgements

The authors would like to thank the São Paulo Research Foundation (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo – FAPESP) for the financial support provided via the postdoctoral fellowship to the second author (process 2014/24410-6) and the doctoral scholarship provided to the third author (process 2012/21134-2).

The authors also thank the Foundation for Technological Development of Engineering (Fundação para o Desenvolvimento Tecnológico da Engenharia) project (USP/BRASKEM) module 1: Mechanical characterization of polypropylene macrofibers.

7. References

- AMERICA SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM A820/A820M: Standard specification for steel fiber for fiberreinforced concrete, 2011.
- [2] ARGANDA-CARRERAS, I. AnalyzeSkeleton. Available from: http://fiji.sc/AnalyzeSkeleton. Accessed on: 26 fev. 2015.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA NORMAS TÉCNICAS ABNT. NBR 15530: fibras de aço para concreto [NBR 15530: steel fibers for concrete]. Rio de Janeiro, 2007.
- [4] CECCATO, M. R. Estudo da trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras de aço [Study on the workability of steel fibersreinforced concrete]. 1998. Dissertation (Masters). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 1998.
- [5] DENG, Z.; KE, WE. A new measuring method of wool fiber diameter based on image processing. 2nd International Conference on Signal Processing Systems (ICSPS), Jul. 2010, [S.I: s.n.], Jul. 2010. p. V2–587–V2–590.
- [6] EN 14889-1. Fibres for concrete Part 1: Steel fibres Definitions, specifications and conformity. European Standard, 2006.
- [7] EN 14889-2. Fibres for concrete Part 2: Polymer fibres Definitions, specifications and conformity. European Standard, 2006.
- [8] FIGUEIREDO, A. D. A nova especificação brasileira das fibras de aço para concreto [The new Brazilian specification for steel fibers for concrete]. In: 50o. Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON 2008, 2008, Salvador. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 2008.
- [9] FIGUEIREDO, A. D.; CHAMA NETO, P. J.; FARIA, H. M. A nova normalização brasileira sobre fibras de aço [The new Brazilian standard on steel fibers]. Concreto e Contrução., v.XXXVI, p.67 - 76, 2008.
- [10] FIGUEIREDO, A. D. Concreto com fibras [Concrete with fibers]. In: CONCRETO: Ciência e tecnologia. 2ed. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.2, p. 1327-1365.
- [11] HTUT TNS. Fracture processes in steel fibre reinforced concrete. PhD Dissertation, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, Sydney, 2010.
- [12] IMAGEJ. Available from: http://imagej.nih.gov/ij/. Accessed on: 24 fev. 2015.
- [13] LI, S.; YI, H.; SHANG, S. Measurement of diameter and scale of cashmere fibers by computer image analysis. Journal of

Fiber Bioengineering and Informatics, v. 5, n. 1, p. 95–103, 5 mar. 2012.

- [14] MONTGOMERY, D.; RUNGER, G. Probabilidad y estadística aplicadas a la ingeniería. 2. ed., México, D.F.: Limusa Wiley, 2004.
- [15] NAAMAN, A. Engineered Steel Fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. Journal of Advanced Concrete Technology, v. 1, n. 3, p. 241–252, 2003.
- [16] OZNERGIZ, E.; KIYAK, Y. E.; KAMASAK, M. E.; YILDIRIM, I. Automated nanofiber measurement in SEM imagens using a robust image analysis method. Volume 2014, Article ID 738490, 6 pages. Journal of Nanomaterials, v. 2014, p. e738490, 6 nov. 2014.
- [17] PRUDENCIO Jr., L.; AUSTIN, S.; JONES, P.; ARMELIN, H.; ROBINS, P. Prediction of steel fibre reinforced concrete under flexural from an inferred fibre pull-out response. Materials and Structures, v. 39, n. 6, p. 601–610, 16 jun. 2006.
- [18] SHIN, E. H.; CHO, K. S.; KIM, M.H.S. Determination of electrospun fiber diameter distributions using image analysis processing. Macromolecular Research, v. 16, n. 4, p. 314– 319, 1 jun. 2008.
- [19] ZĪLE, E.; ZĪLE, O. Effect of the fiber geometry on the pullout response of mechanically deformed steel fibers. Cement and Concrete Research, v. 44, p. 18–24, fev. 2013.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Geometric characterization of polymeric macrofibers

Caracterização geométrica de macrofibras poliméricas

A. R. E. CÁCERES a alan.estrada@usp.br

I. GALOBARDES ^a Isaac.galobardes@usp.br

M. S. REBMANN ^a markusrebmann@usp.br

R. MONTE ^a renata.monte@usp.br

A. D. DE FIGUEIREDO a antonio.figueiredo@usp.br

Abstract

The geometric characteristics of synthetic macrofibers are important because they affect the behavior of fiber-reinforced concrete (FRC). Because there is a lack of specific, relevant publications in Brazil, the European standard EN14889-2:2006 was adopted as a reference to perform the characterization. Thus, an experimental plan was developed to assess the adequacy of testing procedures for the qualification of synthetic macrofibers for use in FRC. Two types of macrofibers were evaluated. The length measurement was performed using two methods: the caliper method, which is a manual measurement, and the digital image analysis method using the ImageJ software for image processing. These aforementioned methods were used to determine the diameter together with the density method, which is an indirect method that uses the developed length obtained by one of the previous methods. The statistical analyses revealed that the length results are similar regardless of the method used. However, the macrofibers must be pre-stretched to maximize the accuracy of caliper measurements. The caliper method for diameter determination has the disadvantage of underestimating the macrofiber cross-section because of the pressure applied by the load claws. In contrast, the digital image analysis method obtains the projected diameter in a single plane, which overestimate the diameter because the macrofibers are oriented with the pressure of the scanner cover. Thus, these techniques may result in false projections of the diameters that will depend on the level of torsion in the macrofibers. It was concluded that both the caliper method using previously stretched macrofibers and the digital imaging method can be used to measure length. The density method presented the best results for the diameter determination because these results were not affected by the method chosen to determine the length.

Keywords: fiber-reinforced concrete, synthetic macrofibers, geometric characterization, length measurement, diameter measurement, test method.

Resumo

As características geométricas das macrofibras poliméricas são importantes porque afetam o comportamento do concreto reforçado com fibras (CRF). Em vista da carência de publicações específicas no Brasil, adotou-se a norma europeia EN14889-2:2006 como parâmetro de referência para efetuar a caracterização. Assim, foi desenvolvido um plano experimental com o objetivo de avaliar a adequação de procedimentos de ensaio para a qualificação das macrofibras poliméricas destinadas ao CRF. Foram avaliados dois tipos de macrofibras. As medições do comprimento se efetuaram por dois métodos: o método do paquímetro, o qual consiste em uma medição manual, e o método de análise de imagens digitais, empregando o software ImageJ para processamento das imagens. Para a medição do diâmetro, além das metodologias já mencionadas, foi utilizado ainda o método da densidade, um método indireto que precisa do comprimento desenvolvido obtido por um dos métodos mencionados anteriormente. Da análise estatística se conclui que ambos os métodos de medição do comprimento são semelhantes e apresentam resultados equivalentes do ponto de vista estatístico. Porém, salienta-se que as macrofibras precisam ser previamente esticadas para ter maior exatidão nas medições com o paquímetro. Na determinação do diâmetro, o método do paquímetro tem a desvantagem de subestimar a seção transversal da macrófibra pela pressão que exercem as garras. Por outra parte, o método de imagens digitais apresenta a projeção do diâmetro em um único plano, com muita variação dimensional, porque as macrofibras são orientadas com a pressão da tampa do escâner. Assim, podem-se ter falsas projeções do diâmetro o que também depende do nível de torção das macrofibras. Conclui-se que o método do paquímetro, com o cuidado de esticar previamente as macrofibras, e o método das imagens digitais podem ser igualmente utilizados para medir o comprimento. Já para determinar o diâmetro da macrofibra, recomenda-se o método da densidade, cujos resultados não são influenciados pelo método escolhido para determinar o comprimento

Palavras-chave: concreto reforçado com fibras, macrofibras poliméricas, caracterização geométrica, medição do comprimento, medição do diâmetro, método de ensaio.

^a Departamento de Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil.

Received:23 Mar 2015 • Accepted: 25 Jun 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

1. Introdução

O uso do concreto reforçado com fibras (CRF) é crescente no mercado internacional e brasileiro. Este tipo de tecnologia permite obter vantagens aplicativas importantes, pois o reforço é adicionado ao concreto no processo de mistura, reduzindo o número de etapas de aplicação. Além disso, o CRF possibilita minimizar as limitações tecnológicas do concreto simples, como a fragilidade e a baixa capacidade de deformação do concreto quando submetido a esforços de tração. No entanto, a eficiência do reforço de fibras depende de várias características, incluindo a geometria das mesmas (NAAMAN, 2003; PRUDEN-CIO Jr. et al, 2006; HTUT, 2010; ZĪLE; ZĪLE, 2013). Isto acaba gerando a necessidade de parametrização da geometria das macrofibras, o que já ocorre para as fibras de aço em diversas normas internacionais (ASTM A820/A820M: 2011; EN14889-1:2006) e brasileira (ABNT NBR 15575:2007).

A necessidade desta parametrização reside no fato de que a geometria da fibra acaba por afetar a sua capacidade de reforço (NAAMAN, 2003; FIGUEIREDO, 2008). A norma específica sobre macrofibras poliméricas (EN14889-2:2006) também exige a qualificação geométrica das referidas macrofibras e estabelece tolerâncias de variação das principais grandezas geométricas: comprimento desenvolvido, diâmetro equivalente e fator de forma. No entanto, dada a grande diversidade de formas geométricas que as macrofibras poliméricas podem apresentar, há uma série de procedimentos distintos que podem ser seguidos para as determinações dos valores medidos em relação aos declarados pelos fabricantes. Por esta razão, também é possível afirmar que a mensuração das características geométricas das macrofibras poliméricas é algo bem mais complexo do que ocorre para as fibras de aço, onde o uso do paquímetro é suficiente (FIGUEIREDO et al., 2008).

A norma europeia EN14889-2:2006 indica que o comprimento deve ser medido utilizando um dispositivo de medição de precisão mínima de 0,1 mm. Para a determinação do diâmetro equivalente, a situação é um pouco mais complexa. Assim, se um fabricante declara que a seção de sua macrofibra é circular, o ensaio deverá ser realizado por meio de um micrômetro com precisão de 0,001 mm se o diâmetro for maior que 0,3 mm; ou com um "equipamento ótico de medida", se o diâmetro for menor que esta medida. O problema ocorre com a omissão do nível de precisão da medida do diâmetro no caso do dispositivo ótico e, além disso, das dificuldades que são encontradas para a garantia da precisão da determinação do comprimento desenvolvido. Estes valores podem ser determinados com diferentes níveis de erro em função da qualidade da medida, cujo procedimento não é rigorosamente estabelecido nesta norma, a qual pode ser apontada como a única norma específica para macrofibras poliméricas destinadas ao reforço do concreto.

Como o Brasil não possui norma específica para macrofibras poliméricas e não há estudos específicos enfocando a avaliação geométrica das macrofibras poliméricas, deve-se ter em conta todos estes importantes aspectos para a sua futura normalização. A qualidade da caracterização geométrica também é fundamental em outras determinações muito importantes, como a caracterização do comportamento mecânico das macrofibras. Assim, para analisar a confiabilidade dos procedimentos de caracterização geométrica de macrofibras poliméricas para uso no CRF, foi desenvolvido um estudo experimental com o objetivo de apontar métodos confiáveis para esta determinação.

2. Metodologia experimental

O estudo experimental procurou utilizar macrofibras disponíveis no mercado brasileiro e que fossem representativas da ordem de dificuldade que pode representar a caracterização geométrica das mesmas. A seguir são descritas as macrofibras utilizadas no estudo experimental, bem como os diferentes métodos de ensaio utilizados para as determinações.

2.1 Tipos de macrofibras

Duas macrofibras poliméricas disponíveis no mercado (denominadas A e B), compostas de polipropileno, foram avaliadas neste experimento. As características principais destas macrofibras, segundo as informações fornecidas pelos fabricantes, são apresentadas na Tabela 1. Note-se que o fator de forma das macrofibras é a relação entre o comprimento (L) e o diâmetro (D).

A macrofibra A é fornecida em formato de corda (Figura 1.a). Estas cordas podem ser decompostas em aproximadamente 20 feixes de macrofibras (Figura 1b), os quais apresentam múltiplos níveis de torção, gerando uma geometria complicada. Pode-se observar que cada feixe possui de um a três fios agrupados entre si, sendo este feixe dotado de seções transversais irregulares ao longo do comprimento. O fornecimento na forma de feixes enrolados como corda visa facilitar o procedimento de mistura do CRF, evitando aglomerados de macrofibras (embolamentos) associados àquelas de maior fator de forma (CECCATO, 1998). Assim, as cordas podem ser consideradas como fibras de baixo fator de forma que irão se dispersar na mistura com maior facilidade e, simultaneamente, propiciar uma dispersão dos filamentos de alto fator de forma. Dessa maneira torna-se possível aplicar uma macrofibra com elevado fator de forma final para propiciar melhor desempenho mecânico no comportamento pós-fissuração do CRF.

A macrofibra B (Figura 1.c) apresenta uma seção ovalada formada por feixes agrupados, mas com um formato distinto da macrofibra A. A Figura 1.d mostra os feixes individualizados da macrofibra B, os quais podem ser compostos por um, dois, três o mais fios agrupados entre si. Esta macrofibra é produzida desta forma com a mesma finalidade que a macrofibra A, ou seja, pretende-se aumentar o fator de forma com mínimo impacto nas condições de mistura garantindo a homogeneização do material.

Tabela 1 – Características principais das macrofibras disponibilizadas pelo fabricante

Características	Macrofibra A	Macrofibra B			
Densidade (g/cm³)	0,91	0,90 - 0,92			
Comprimento (mm)	54	58			
Fator de forma	158	*			
* Informação não declarada pelo fabricante.					



2.2 Ensaios

Para a determinação do comprimento das macrofibras foram considerados dois métodos básicos: o uso de um paquímetro e a análise de imagens digitalizadas do material. Para a determi-

nação do diâmetro equivalente das macrofibras, foram considerados três tipos de ensaio: paquímetro, as imagens digitais e o método da densidade. O método da densidade é uma concepção de determinação do diâmetro que depende da prévia mensuração do comprimento da macrofibra, o que pode ser realizado por

Figura 2 – Medição do comprimento da macrofibra A ondulada a); Medição do comprimento da macrofibra A esticada b); Medição do comprimento da macrofibra B c); Medição do diâmetro d)



um dos dois métodos anteriores. As medidas do diâmetro e do comprimento foram realizadas nos fios unitários já que são estes, e não o conjunto dos feixes, os que interferem no desempenho pós-fissuração do CRF. Um total de 60 macrofibras de cada um dos tipos considerados (A e B) foi caracterizado por cada um dos ensaios aqui indicados.

2.2.1 Paquímetro

O uso do paquímetro foi considerado devido ao fato de que a norma europeia EN14889-2:2006 prevê o uso deste instrumento para avaliar as características geométricas das macrofibras poliméricas. Empregou-se um paquímetro digital da marca Digimess, modelo 100_174BL com exatidão de 0,01 mm para a obtenção do diâmetro e do comprimento. Considerando a norma EN14889-2:2006 e tendo em conta a similitude nas configurações geométricas, ambas as macrofibras foram avaliadas como macrofibras Classe II.

Quanto ao comprimento, apenas um valor foi obtido em cada medição. Na macrofibra A, o formato ondulado que estas macrofibras apresentam pelo nível de torção, não permite uma correta determinação do comprimento desenvolvido na condição tal qual se encontram (Figura 2.a). Assim, optou-se por esticá-las previamente à medição de modo a se obter um valor mais acurado (Figura 2.b). Nas macrofibras B, ao fazer a medição do comprimento, não havia influência da ondulação, como é característica da macrofibra A (Figura 2.c). Por outro lado, qualquer que seja a macrofibra deve-se ter cuidado para evitar exercer pressão que cause arqueamento das mesmas quando do uso do paquímetro. No caso do diâmetro, para cada tipo de macrofibra se fez a medição em três pontos: nas extremidades e no ponto médio (Figura 2.d), sendo que em cada ponto se obteve duas medidas ortogonais da seção transversal.

2.2.2 Imagens digitais

Com o objetivo de se tentar minimizar a influência do fator humano no erro de determinação das dimensões das macrofibras, como o que ocorre no método do paquímetro, foi considerada uma metodologia baseada na análise de imagens digitais, a qual é amplamente utilizada em outras pesquisas (SHIN; CHO; KIM, 2008; DENG; KE, 2010; LI; YI; SHANG, 2012; ÖZNERGIZ et al., 2014). Ainda tem a vantagem de fazer a medição do comprimento desenvolvido e, assim, considerar as curvaturas ou tortuosidades das macrofibras. As imagens foram obtidas com um escâner de mesa marca HP, modelo Scanjet 8350.

Primeiramente as macrofibras foram dispostas sobre o escâner de forma individualizada, evitando que se tocassem durante a digitalização. Em seguida, as macrofibras foram cobertas cautelosamente com uma folha de plástico negra e as luzes do ambiente foram desligadas, com o objetivo de garantir o contraste mais nítido possível entre as macrofibras e o fundo escuro. Utilizou-se uma resolução de 2400 ppi (pixels por polegada) durante a digitalização, obtendo-se uma imagem em tons de cinza, a qual foi gravada em formato PNG. Um exemplo de imagem gerada é apresentado na Figura 3.a. Posteriormente as imagens foram tratadas e analisadas com o software de imagens ImageJ, o qual é de domínio público, programado em Java e desenvolvido pelo 'National Institutes of Health'("ImageJ", 2015).

O tratamento das imagens seguiu o seguinte processo: primeiro, se ajustou o contraste com a ferramenta 'Threshold' (Figura 3.b) com o objetivo de definir o limite entre a macrofibra e o fundo da imagem. Em seguida, as imagens foram transformadas em um sistema binário de cores, mediante a ferramenta 'Make Binary' definindo dois tipos de cores: preto e branco. Como se observa na Figura 3.c os pixels pretos representaram as macrofibras e os pixels brancos os vazios. Em seguida se utilizou a ferramenta 'Fill





Holes' para preencher possíveis vazios presentes no interior das macrofibras, o que pode ocorrer em algumas situações devido a reflexos de luz ou devido a partes mais translúcidas da macrofibra. Também se suavizou o contorno das macrofibras empregando 3 etapas de erosão (eliminação de 1 pixel do contorno) seguidas de 3 etapas de dilatação (adição de 1 pixel ao contorno). Este processo, realizado com as ferramentas 'Erode' e 'Dilate', permite a eliminação de boa parte de ruídos da imagem, gerando contornos bem definidos, sem, no entanto afetar a área projetada. Em alguns poucos casos foi necessária ainda uma intervenção para pequenas correções da imagem, para eliminação de filamentos desfibrilados, que poderiam causar um aumento irreal da área projetada. Após este tratamento as macrofibras ficaram prontas para fazer a mensuração das dimensões (Figura 3.c).

Para determinação do comprimento, inicialmente determinou-se

o eixo central da projeção digitalizada, usando a ferramenta 'Skeletonize'. Em seguida, com a ajuda do plugin "Analyze Skeleton (2D/3D)" (ARGANDA-CARRERAS, 2014), determinou-se o caminho mais longo neste esqueleto (trecho cinza escuro no detalhe ampliado da Figura 4). Note-se que foi necessária a realização de uma correção em ambos os extremos do caminho mais longo, devido ao fato de a definição do eixo central resultar em uma divisão em forma de "Y" nas extremidades (Figura 4). Além disto, ainda foi necessário desenvolver um método de suavização do caminho mais longo, uma vez que medidas de pixel em pixel podem sobre-estimar o real comprimento em até 8%. Por fim, o diâmetro da macrofibra foi obtido a partir da divisão da área projetada pelo comprimento total desenvolvido, sendo a área determinada pela ferramenta 'Analyze Particles...' do ImageJ.

Finalmente, os resultados até então obtidos na forma de pixels, foram convertidos para milímetros, utilizando como fator de conversão 0,0106 mm/pixel. Este valor foi determinado mediante a digitalização de uma régua calibrada (régua do microscópio digital Hirox, modelo KH-7700).

2.2.3 Método da densidade

O método da densidade, que também é previsto pela norma europeia EN14889-2:2006, é um método indireto e permite obter o diâmetro médio da macrofibra utilizando a Equação 1. Esta equação apresenta a relação entre diferentes parâmetros das macrofibras: o diâmetro (D), o comprimento (L), a massa (m) e a densidade (ρ), sendo que as unidades dos parâmetros precisam ser compatíveis entre si.



Tabela 2 – Resultados das medições com paquímetro						
		Macro	ofibra A			
	D ₁ (mm)	D ₂ (mm)	D _e (mm)	L (mm)	λ	
Média	0,24	0,24	0,24	54,07	249,66	
DP	0,07	0,07	0,07	0,63	104,34	
CV (%)	28,30	28,00	27,40	1,20	41,80	
max	0,36	0,37	0,37	55,49	730,40	
min	0,07	0,08	0,08	52,71	146,37	
		Macro	ofibra B			
	D ₁ (mm)	D ₂ (mm)	D _e (mm)	L (mm)	λ	
Mean	0.28	0.28	0.28	59.10	213.66	
SD	0.02	0.02	0.02	0.70	17.91	
CV (%)	7.60	8.10	7.10	1.20	8.40	
max	0,31	0,32	0,31	60,02	282,86	
min	0,22	0,20	0,21	58,09	189,66	

Para a estimação do diâmetro por este método se necessita do comprimento desenvolvido da macrofibra obtido por algum dos métodos aqui já apresentados e analisados. A determinação da massa das macrofibras foi feita individualmente numa balança de precisão com exatidão de 0,0001 g, marca Metler-Toledo, modelo AB204-S. Finalmente, o valor da densidade das macrofibras foi avaliado mediante o uso de um picnômetro a gás hélio. Para este estudo, o picnômetro utilizado foi da marca Multipycnometer Quantachrome MVP 5DC e as estimativas foram obtidas a uma temperatura de 26 °C. Três amostras de macrofibras picadas, com cerca de 30 g cada uma, foram utilizadas para avaliar a densidade de ambas as macrofibras. Note-se que a densidade das macrofibras é útil também pelo fato de que as mesmas são controladas pelo volume incorporado no concreto (NAAMAN, 2003).

3. Resultados experimentais e análise

Os resultados experimentais obtidos para os valores de diâmetros e comprimentos das macrofibras são apresentados e analisados tomando-se como critério de avaliação as tolerâncias dimensionais especificadas pela norma EN14889-2:2006, específica para macrofibras poliméricas, de modo a se poder comparar os níveis de exigência estabelecidos para o material. Estes resultados são apresentados segundo os tipos de ensaio considerados (paquímetro, imagens digitais e método da densidade).

3.1 Paquímetro

A Tabela 2 apresenta o resumo dos resultados das características geométricas avaliadas com o paquímetro. Por restrições de espaço neste trabalho, foram omitidas as determinações individuais que foram obtidas em amostras de 60 macrofibras. Para as macrofibras A e B, os resultados apresentados são: a média dos diâmetros medidos nos extremos e na secção intermédia das macrofibras (D₁); a média dos diâmetros medidos nos mesmos pontos, mas numa secção ortogonal (D₂); o diâmetro equivalente (D_e) calculado como a média de D₁ e D₂; o comprimento (L) e, finalmente, o fator de forma (**λ**) ou relação entre o L e o D_e. Para todos os resultados médios, o desvio padrão (DP), o coeficiente de variação (CV), o valor máximo (max) e o mínimo (min) são também apresentados.

No caso da macrofibra A, o diâmetro nominal não foi fornecido pelo fabricante, então este dado foi calculado a partir dos valores nominais do comprimento (54 mm) e fator de forma (158) os quais sim foram disponibilizados. Assim se obteve o diâmetro nominal

igual a 0,34 mm. Para a macrofibra B, tanto o diâmetro equivalente quanto o fator de forma não foram declarados pelo fabricante. Portanto, não foi possível comparar as medições feitas com um valor nominal, assim não foi possível fazer as avaliações das tolerâncias dimensionais em relação ao diâmetro equivalente declarado. Ressalte-se que isto contraria a norma EN14889-2:2006 que indica estes valores como de declaração obrigatória por parte de fabricante ou de seu representante comercial.

Como se mencionou anteriormente, as macrofibras A e B foram classificadas como Classe II segundo a norma europeia EN14889-2:2006. Esta norma estabelece que a variação máxima do diâmetro individual e do fator de forma individual em relação ao valor nominal é de $\pm 50\%$. Já a variação máxima do valor do diâmetro médio e do fator de forma médio em relação aos valores nominais é de $\pm 5\%$ e $\pm 10\%$, respectivamente. Para o comprimento, a variação máxima do valor individual e do médio em relação aos valores nominais deve ser de $\pm 10\%$ e, $\pm 5\%$ respectivamente.

Ao se aplicar os critérios de tolerâncias dimensionais da norma europeia EN14889-2:2006 para a macrofibra A, observou-se que 15% das macrofibras têm um dos diâmetros individuais com valor maior a ±50% em relação ao valor nominal. Enquanto que o diâmetro médio se apresentou dentro da tolerância de ±5%. Em relação ao fator de forma individual, 37% das macrofibras apresentaram valores que excediam a tolerância de ±50%. O fator de forma médio também apresentou uma diferença superior à tolerância de ±5%. No comprimento todas as macrofibras apresentaram valores dentro das tolerâncias exigidos para o valor individual em relação ao valor nominal. Da mesma maneira, a média do comprimento apresentou uma variação menor à tolerância de ±5%. Conclui-se que a macrofibra A somente pode ser considerada em conformidade com as tolerâncias da norma europeia EN14889-2:2006 no que diz respeito ao comprimento.

No caso da macrofibra B, deve-se salientar que o fabricante não forneceu os valores nominais do diâmetro e do fator de forma. Portanto não foi possível ter um parâmetro de comparação para aplicar os critérios de tolerâncias dimensionais da norma europeia EN14889-2:2006. Assim, só se fez a avaliação para o caso do comprimento, da qual se conclui que todas as macrofibras cumpriram a especificação da norma, tanto no que se refere ao valor de comprimento individual quanto para o médio.

3.2 Imagens digitais

A Tabela 3 mostra os resultados das características geométricas das macrofibras avaliadas mediante as imagens digitais. Para as

Tabela 3 – Resultados das medições com imagens digitais							
	Macro	fibra A			Macrofibra B		
	L (mm)	D (mm)		L (mm)	D (mm)		
Média	54,03	0,37	149,70	59,65	0,32	189,71	
DP	0,76	0,07	26,05	0,80	0,03	15,28	
CV (%)	1,40	17,90	17,40	1,30	10,00	8,10	
max	55,66	0,56	234,11	60,88	0,43	215,69	
min	52,57	0,23	96,25	58,29	0,27	141,21	



macrofibras A e B os resultados apresentados são: o diâmetro médio medido da macrofibra em um único plano de acordo a projeção da imagem digitalizada (D); o comprimento desenvolvido (L); e finalmente, o fator de forma (λ) considerando a relação entre L e D. Para todos os resultados médios, o desvio padrão (DP), o coeficiente de variação (CV), o valor máximo (max) e o mínimo (min) são também apresentados.

Somente se considerou a imagem da macrofibra projetada em um único plano para se calcular o diâmetro pelo método de imagens digitais. Assim não se conseguiu uma avaliação mais exata, devido

Tabela 4 – Densidade das macrofibras utilizando picnômetro a gás hélio						
Macrofibra	Amostra	ρ _i (g/cm³)	ρ (g/cm³)			
А	1	0,937	0,930			
А	2	0,934	0,930			
А	3	0,921	0,930			
В	1	0,939	0,935			
В	2	0,934	0,935			
В	3	0,933	0,935			

ao fato da macrofibra ter uma seção transversal variável ao longo do comprimento. Isto acontece principalmente para o caso da macrofibra A que, em algumas partes, é mais fina e em outras partes mais grossa, de acordo com a torção que apresenta (Figura 5).

Considerando os critérios de tolerâncias dimensionais da norma europeia EN14889-2:2006, para o caso da macrofibra A se constatou que 3% das macrofibras apresentam resultados de diâmetro individual que não atendiam à tolerância de $\pm 50\%$ em relação ao valor nominal. O diâmetro médio se encontra fora da tolerância de $\pm 5\%$ em relação ao valor nominal. Ao considerar o fator de forma individual, todas as macrofibras estão dentro da tolerância máxima de $\pm 50\%$. E no caso do fator de forma médio, este valor também se encontra dentro da tolerância máxima permitida de $\pm 10\%$. Para o comprimento, todos os valores individuais das macrofibras estão dentro da tolerância setão dentro da tolerância médio.

Tabela 5 - Resultados das medições com o método da densidade							
		Macro	fibra A		Macrofibra A		
	Mass (g)	L _i (mm)	D _e (mm)		L _P (mm)	De (mm)	
Média	0,0043	54,03	0,33	171,34	54,07	0,33	171,67
DP	0,0015	0,76	0,06	31,56	0,63	0,06	32,65
CV (%)	35,3	1,40	17,50	18,40	1,20	17,60	19,00
max	0,0103	55,66	0,51	254,40	55,49	0,51	265,76
min	0,0017	52,57	0,21	105,36	52,71	0,21	104,70
		Macro	fibra B		Macrofibra B		
	Mass (g)	L _i (mm)	D (mm)	λ	L _P (mm)	De (mm)	
Média	0,0046	59,65	0,32	185,74	59,10	0,32	183,18
DP	0,0004	0,80	0,01	6,16	0,70	0,01	6,49
CV (%)	8,8	1,30	4,00	3,30	1,20	4,10	3,50
max	0,0057	60,88	0,36	200,09	60,02	0,36	196,39
nolo	0.0000	50.00	0.00	1/7 74	50.00	0.00	1/5 00

está dentro da tolerância de ±5% em relação ao valor nominal. Conclui-se que a macrofibra A só se enquadra nas tolerâncias da norma europeia EN14889-2:2006 no que diz respeito ao comprimento. No caso da macrofibra B, já que não se têm os dados do fabricante tanto do diâmetro como do fator de forma, só foram avaliados os resultados do comprimento de acordo a norma EN14889-2:2006. Dessa forma todas as macrofibras cumprem com as exigências da norma, tanto no que se refere ao valor do comprimento individual como quanto ao médio.

3.3 Método da densidade

Primeiramente, os resultados obtidos para a densidade das macrofibras por meio do ensaio do picnômetro a gás hélio são apresentados na Tabela 4. Apresenta-se a densidade de cada amostra (ρ_i), e finalmente, a densidade média para cada uma das macrofibras (ρ). Estes resultados são fundamentais para a determinação das características geométricas das macrofibras mediante o método da densidade.

A Tabela 5 mostra os resultados das características geométricas das macrofibras A e B avaliadas com o método da densidade. Os resultados apresentados são: as massas; o comprimento desenvolvido pelo método de imagens digitais (L_i); o comprimento pelo método do paquímetro (L_p); o diâmetro equivalente (D_e) calculado mediante a Equação 1, e o fator de forma (λ) calculado considerando os dois comprimentos Li e Lp, respectivamente. Para todos os resultados médios, o desvio padrão (DP), o coeficiente de variação (CV), o valor máximo (max) e o mínimo (min) são também apresentados.

Os valores médios da massa para cada macrofibra são de uma ordem de grandeza em relação à precisão da balança (0,0001 g). As massas da macrofibra A têm um intervalo de variação de 0,0017 g a 0,0103 g, com um coeficiente de variação da ordem de 35,3%, fato que demonstra que ao separar os fios individuais dos feixes, se apresentam fios de seção variável com muita variação de massa entre uma macrofibra e outra. No caso da macrofibra B, as massas têm uma faixa de variação de 0,0038 g a 0,0057 g, com um coeficiente de variação de 8,8%, portanto uma menor variação entre as massas.

Pelo método da densidade o diâmetro médio equivalente de cada macrofibra foi calculado diretamente. A faixa de variação deste diâmetro foi semelhante utilizando tanto o comprimento pelo método de imagens digitais (L.), como pelo método do paquímetro (L_n); ficando entre 0,21 mm e 0,51 mm, com valor médio de 0,33 mm para a macrofibra A, e entre 0,30 mm e 0,36 mm, com valor médio de 0,32 mm, para a macrofibra B. Isto foi comprovado ao realizar a análise pelo teste 't' pareado, tanto para a macrofibra A como para a macrofibra B, na qual a diferença dos valores do diâmetro médio é praticamente zero, com um nível de confiança de 95%. Considerando o comprimento desenvolvido pelo método de imagens digitais, os valores do fator de forma foram da ordem de 171,34 e 185,74 para as macrofibras A e B, respectivamente. No entanto, ao considerar as medidas de comprimento pelo método do paquímetro, houve uma ligeira variação do fator de forma, obtendo-se valores agora de 171,67 e 183,18 para as macrofibras A e B, respectivamente.

Considerando as tolerâncias da norma EN14889-2:2006, todos os diâmetros individuais das macrofibras tipo A estão dentro da tolerância máxima de \pm 50%, ao se comparar com o valor nominal. Da mesma maneira, o valor do diâmetro médio se encontra dentro da tolerância de \pm 5%. Já para o caso do fator de forma individual, constatou-se que 8% das macrofibras se encontram fora da tolerância de \pm 50% e, no caso do fator de forma médio, este valor se encontra dentro da tolerância máxima de \pm 10% ao comparar com o valor nominal. Portanto, a macrofibras não ficaram dentro da tolerância do fator de forma médio de tolerância do fator de forma médio, este valor se encontra dentro da tolerância máxima de \pm 10% ao comparar com o valor nominal. Portanto, a macrofibras não ficaram dentro da tolerância do fator de forma individual.

No que diz respeito à macrofibra B, não foi possível analisar se o diâmetro obtido pelo método da densidade atende aos critérios de tolerâncias dimensionais estabelecidos pela norma europeia EN14889-2:2006, uma vez que o diâmetro nominal não foi declarado pelo fabricante. Ressalte-se que este dado é de fato importante e que deve de ser exigida a sua declaração por parte do fabricante.

4. Análise comparativa dos métodos

Apresenta-se aqui uma análise comparativa dos resultados de diâmetro e comprimento das macrofibras obtidos pelos distintos métodos de ensaio. Além disso, os resultados experimentais são comparados com os dados disponibilizados pelos fabricantes. Primeiramente, são apresentados os resultados do comprimento obtidos com o paquímetro e com as imagens digitais e, finalmente, os resultados experimentais dos diâmetros segundo os três ensaios realizados (paquímetro, imagens digitais e densidade).

A análise estatística foi feita com ajuda do software MINITAB 17. Para avaliar se os resultados seguem a distribuição normal aplicou-se o teste de normalidade Anderson-Darling, a um nível de confiança de 95%. Os resultados também foram analisados quanto ao seu grau de distorção em relação a uma distribuição simétrica, através do cálculo do coeficiente de assimetria. Quando esse coeficiente resulta próximo de zero, a distribuição pode ser considerada simétrica. Para coeficientes de assimetria positivos ou negativos, a distribuição é considerada assimétrica à direita ou à esquerda, respectivamente. Como critério para detecção dos valores espúrios foi utilizado o gráfico de caixa. Neste método os



valores espúrios são aqueles compreendidos fora dos limites superior e inferior da caixa (MONTGOMERY; RUNGER, 2004).

4.1 Comparação dos comprimentos

A seguir são apresentadas as curvas de distribuição dos resultados obtidos do comprimento para cada tipo de macrofibra (Figura 6). Mostram-se as distribuições tanto pelo método do paquímetro, quanto pelo método de imagens digitais.

A análise descritiva dos dados de comprimento indicou que para a macrofibra A, a distribuição de resultados de ambos os métodos seguem uma distribuição normal e não se verificou a existência de valores espúrios. Com um nível de confiança de 95%, a média do comprimento pelo método do paquímetro ficou entre 53,09 mm e 54,02 mm, e pelo método de imagens digitais ficou entre 53,83 mm e 54,22 mm. Ambos os intervalos incluem também o comprimento declarado pelo fabricante de 54 mm.

Ao fazer a análise de distribuição de dados, no caso da macrofibra B, os resultados indicaram não normalidade, mostrando claramente duas populações distintas, independentemente do método (Figura 7.a e 7.b). Atribui-se a existência de duas populações dis-

tintas à forma como foram coletadas as amostras. As macrofibras são fornecidas pelo fabricante na forma de grandes tarugos (grupo de macrofilamentos, Figura 7.c) e a amostragem empregada escolheu de maneira aleatória dois destes tarugos de um universo de cerca de 100 tarugos que usualmente vêm em uma mesma embalagem. A amostragem final consistiu na escolha aleatória de trinta macrofibras do primeiro tarugo e outras trinta do segundo tarugo. A existência comprovada de duas populações demonstra a variabilidade de produção, especificamente no corte dos tarugos. Sendo assim, a amostragem feita da maneira descrita não pode ser considerada como adequada e, por isso, se recomenda abrir todos os tarugos colhidos em uma embalagem, misturar bem as macrofibras soltas e, após isso, coletar aleatoriamente as macrofibras para análise. Apesar disso, foi possível concluir que o comprimento de ambos os grupos está acima da média no que se refere ao comprimento declarado pelo fabricante que é de 58 mm. Com um nível de confiança de 95% o valor médio se encontra entre 58,92 mm e 59,28 mm pelo método do paquímetro, e entre 59,44 mm e 59,86 mm pelo método de imagens digitais.

Mediante a análise teste 't' pareado ao fazer a comparação do comprimento pelo método do paquímetro com o método de ima-





gens digitais da macrofibra A, os resultados não apresentam diferenças significativas. Observa-se que a diferença das médias é praticamente zero. Este valor se encontra com um 95% de confiança entre -0,11 mm e 0,18 mm. O que confirma que ambas as metodologias podem ser consideradas como equivalentes. Isto ocorreu devido a fato de que as macrofibras A foram esticadas previamente à realização da medição com paquímetro (Figura 2.b), aproximando-se assim os valores medidos entre os diferentes métodos.

No caso da macrofibra B ao fazer a mesma análise comparativa mediante o teste 't' pareado, houve uma ligeira variação entre os métodos. A diferença das médias agora se encontrou no intervalo de -0,62 mm e -0,48 mm. Ambos os valores serem negativos confirmam que o comprimento da macrofibra B pelo método do paquímetro é sempre menor ao método de imagens digitais. Foi constatado então que as médias são significativamente diferentes com um nível de 95% de confiança. É possível que isto decorra do fato de durante a medição com paquímetro, estas macrofibras terem sido medidas diretamente (sem esticar) o que ocasionou uma ligeira diminuição do comprimento por menor que tenha sido a pressão das garras do paquímetro (Figura 2.c). A princípio, como estas macrofibras não eram onduladas como as anteriores, julgou--se desnecessário esticá-las para realizar a medida. No entanto, esta diferença a menor para o resultado do paquímetro demonstra que esta é uma boa prática mesmo quando a macrofibra não apresenta tortuosidades.

4.2 Comparação dos diâmetros

Primeiramente é apresentada a analise estatística mediante a prova teste 't' pareado do diâmetro pelo método da densidade. Isto se fez com o objetivo de comparar os valores deste diâmetro ou pela análise de imagens digitais. Para a macrofibra A, os resultados não apresentam diferenças significativas. Observa-se que a diferença das médias é praticamente zero. Este valor se encontra com um 95% de confiança entre -0,000382 mm e 0,000457 mm. O que confirma que ambos os métodos de determinação dos comprimentos podem ser utilizados para calcular o diâmetro.

No caso da macrofibra B fazendo a mesma análise teste 't' pareado, houve uma ligeira variação no diâmetro pelo método da densidade. A diferença das médias também é próxima à zero, mas se encontra no intervalo de -0,001706 mm e -0,001318 mm, com um 95% de confiança. A média do diâmetro utilizando o comprimento obtido pelo paquímetro é ligeiramente superior ao comprimento pelo método de imagens digitais, apesar de serem estatisticamente equivalentes. Como já discutido, isto se deve ao fato das macrofibras B terem sido encurtadas levemente durante a medida, por não terem sido esticadas manualmente. Isto leva a concluir uma vez mais que esticar a macrofibra no momento da medição de seu comprimento com o paquímetro é uma prática muito importante, mesmo guando as macrofibras não sejam onduladas. Pelo exposto, para fins da presente análise comparativa se utilizará o diâmetro pelo método da densidade em função do comprimento desenvolvido pelo método de imagens digitais para ambas as macrofibras.

A seguir são apresentadas as curvas de distribuição dos resultados obtidos do diâmetro para cada tipo de macrofibra (Figura 8) segundo os distintos métodos apresentados anteriormente: paquímetro, imagens digitais e densidade.

Fazendo a análise descritiva da distribuição dos diâmetros da macrofibra A pelo paquímetro, verificou-se uma assimetria, não confirmando a distribuição normal. No entanto, não apresentou qualquer valor espúrio e os valores da média estão bem baixos em comparação aos outros dois métodos. Pelo método de imagens digitais obteve-se a confirmação de uma distribuição normal e a mesma apresentou um único valor espúrio. No método da densidade não se verificou uma distribuição normal, e se apresentam cinco valores espúrios uma vez que este método depende da medição da massa da macrofibra, a que apresenta também variabilidade por si só. Esta variação também pode ser creditada à possível variação de seção das macrofibras no momento da separação dos feixes sendo que algumas podem ter ficado mais grossas que outras.

> Figura 9 – Posições prováveis a); pouco prováveis b); e improváveis c); para a medição do diâmetro equivalente de uma macrofibra com seção elíptica



Figura 10 – Variação do diâmetro projetado da macrofibra pelo método de imagens digitais a); seção da macrofibra com desfibrilamento que pode ser considerado como uma sobre-estimação do diâmetro b)



No caso da macrofibra B (Figura 8) a distribuição do diâmetro não deu normalidade, também apresenta assimetria e com valores espúrios para os três métodos. Isto comprova que a macrofibra B também apresenta uma seção irregular dentro da mesma macrofibra e, principalmente, diferenças entre uma macrofibra e outra. O fato de existirem duas populações bem definidas também afeta os distintos métodos de análise aplicados neste estudo.

Para a macrofibra A com um nível de confiança de 95%, a média do diâmetro pelo método do paquímetro ficou entre 0,22 mm e 0,26 mm, pelo método de imagens digitais ficou entre 0,35 mm e 0,39 mm, e pelo método da densidade ficou entre 0,31 mm e 0,34 mm. O diâmetro nominal de 0,34 mm unicamente encaixa-se dentro do intervalo de variação do diâmetro médio, pela densida-de. No caso da macrofibra B com um nível de confiança de 95%, a média do diâmetro pelo método do paquímetro ficou entre 0,27 mm e 0,28 mm, pelo método de imagens digitais ficou entre 0,31 mm e 0,33 mm, e pelo método da densidade ficou entre 0,3153 mm e 0,3218 mm. Não obstante, não foi possível comparar estes valores com um diâmetro nominal, já que este dado não foi declarado pelo fabricante.

Comparando a distribuição do diâmetro pelos três métodos para ambas as macrofibras (Figura 8), os resultados obtidos pelo paquímetro foram menores que os obtidos pelos outros dois métodos. Isto pode ser creditado, em parte, à diminuição do diâmetro pela pressão que exercem as garras do paquímetro, uma vez que é natural a tendência do operador de pressionar a amostra quando da medição. Além disso, o paquímetro apresenta a tendência de orientar a medida pela menor dimensão da seção transversal quando a macrofibra tem um formato elíptico, conforme ilustrado na Figura 9. Isto gera uma tendência de subestimação do valor médio do diâmetro da macrofibra quando mensurado por este método. Por mais que se exija uma elevada precisão do equipamento utilizado na medição (como o micrometro de precisão de 0,001 mm recomendado pela norma europeia EN14889-2:2006) sempre se estará subestimando a seção devido ao direcionamento preferencial da macrofibra. No caso da macrofibra B pode-se verificar que os métodos de imagens digitais e da densidade praticamente resultaram no mesmo valor médio, apresentando, porém, diferente grau de dispersão dos resultados. Assim, outra diferença que existe entre os distintos métodos é o grau de dispersão. Observa-se que o método de imagens digitais apresenta a maior dispersão, além de apresentar os maiores valores médios. O que pode explicar este aumento de valor médio é o fato de que as macrofibras têm uma seção ovalada e, assim, pode haver a tendência de uma superestimação do diâmetro médio durante o processo de digitalização da imagem. Como as macrofibras são comprimidas pela tampa do escâner, é possível que ocorra uma orientação pela maior dimensão, numa condição oposta à do paquímetro e que superestima o diâmetro médio. Aliado ao nível de torção da macrofibra isto resulta em projeções com diâmetros variáveis (Figura 10.a).

Além disso, podem ser consideradas como parte da projeção as regiões com pouco contraste nas bordas da macrofibra. Quando o contraste entre a macrofibra e o fundo não é bem definido o processo de tratamento da imagem pode gerar uma ampliação do diâmetro. Outro fator que pode afetar o resultado é o fato de algumas macrofibras apresentarem regiões de desfibrilamento de sua estrutura (Figura 10.b) o que pode ser interpretado como uma macrofibra fechada de área de projeção durante o tratamento das imagens, levando a uma superestimação de seu diâmetro.

O teste de igualdade de variância para a macrofibra A indicou que pelos três métodos os valores das variâncias podem ser considerados estatisticamente iguais, com um nível de confiança de 95% pelo teste 't'. No caso da macrofibra B, ao fazer o teste de igualdade de variância, se observa que os métodos do paquímetro e de imagens digitais têm uma ampla faixa de variação, ao contrário do que acontece com o método da densidade que tem uma menor variação. Também se observa que as três metodologias estão um pouco afastadas em termos de variância e as mesmas foram consideradas estatisticamente distintas pelo teste 't'.

5. Conclusões

As seguintes conclusões podem ser extraídas dos resultados deste trabalho:

- Referente ao comprimento, pode-se considerar os critérios da norma EN14889-2:2006 para a avaliação das macrofibras poliméricas. A variação deste parâmetro é muito baixa, graças ao nível de controle de produção das macrofibras que garante um corte homogêneo de modo a manter o comprimento uniforme. Um bom procedimento de amostragem, no entanto é necessário, para evitar induções de variação de resultados, como o que foi observado pela alteração de valor em função do tarugo escolhido. A conformidade do comprimento é importante, pois o comprimento da fibra deve ser compatibilizado com o diâmetro máximo do agregado para propiciar boas condições de reforço no CRF (FIGUEIREDO, 2011). Ressalta-se que para fazer as avaliações das tolerâncias dimensionais é essencial que o fabricante declare os valores nominais do comprimento, diâmetro e fator de forma, o que nem sempre acontece.
- Na determinação do comprimento, para a macrofibra A, os métodos do paquímetro e de imagens digitais conduziram a resultados estatisticamente iguais, com um nível de confiança de 95%. Para que isto ocorresse foi necessário o cuidado de es-

ticar as macrofibras para a realização da medição pelo paquímetro, evitando que as mesmas se curvassem pelo efeito da pressão do instrumento. Isto acabou por aproximar ambas as medições em relação ao comprimento desenvolvido. No caso da macrofibra B, para a qual não se adotou o mesmo procedimento de esticar as macrofibras, obteve-se uma pequena diferença entre os resultados, mas ainda assim significativa, sendo que os valores obtidos pelo método das imagens digitais foram maiores que o do paquímetro. Isto demonstra a independência do método das imagens digitais em relação aos procedimentos manuais do operador.

- Em vista do anteriormente mencionado, se houver uma operação de medição cuidadosa da macrofibra com o método do paquímetro, ambos os métodos de determinação do comprimento podem ser considerados como equivalentes. Neste sentido, apesar do método de análise de imagens digitais requerer maior trabalho para a sua implementação inicial, o mesmo pode gerar no futuro sistemas automatizados de grande velocidade de análise em sistemas contínuos de amostragem. Por outro lado, será difícil utilizá-lo quando houver a necessidade do controle individualizado das macrofibras.
- O cálculo do diâmetro pelo método da densidade é o mais recomendável para obter o valor do diâmetro médio. Este método não é afetado pela forma como as imagens são obtidas ou processadas, como acontece no método das imagens digitais, nem é afetado pela pressão que exercem as garras do paquímetro, como acontece no caso da medição manual com paquímetro. Não obstante, o método da densidade necessita de uma balança de precisão adequada para determinar a massa das macrofibras, e de um picnômetro a gás hélio para a densidade. Na determinação do diâmetro pela densidade, ao utilizar tanto o comprimento pelo paquímetro como pelas imagens digitais, ambos os diâmetros resultam em valores estatisticamente iguais, com um nível de confiança de 95%, demonstrando a robustez do método. Salienta-se que a determinação do diâmetro, ou da área média da seção transversal por consequência, é extremamente importante devido ao papel que esse parâmetro tem na avaliação do comportamento mecânico da macrofibra.
- É importante estabelecer métodos de caracterização geométrica de macrofibras poliméricas que podem ser aplicados no controle corriqueiro de qualidade, uma vez que as informações dos fabricantes podem não ser suficientes ou até mesmo incorretas, e o usuário não pode se restringir a confiar apenas nesta fonte de informação. Ressalte-se que nem todos os resultados foram compatíveis, ou seja, uma fibra pode ser considerada conforme por um método e não conforme caso outro método de medida de suas dimensões seja utilizado. Isto demonstra a importância de se ter métodos confiáveis de medida estabelecidos nas futuras normas de especificação de macrofibras poliméricas.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem à FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo) pelo apoio prestado através da bolsa de pós-doutorado para o segundo autor (Processo 2014 / 24410-6) e da bolsa de doutorado fornecida para o terceiro autor (processo 2012 / 21134-2).

Os autores agradecem a Fundação para o Desenvolvimento Tec-

nológico de Engenharia projeto (USP / BRASKEM) Módulo 1: Caracterização mecânica macrofibras de polipropileno.

7. Referências

- AMERICA SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM A820/A820M: Standard specification for steel fiber for fiberreinforced concrete, 2011.
- [2] ARGANDA-CARRERAS, I. AnalyzeSkeleton. Available from: http://fiji.sc/AnalyzeSkeleton. Accessed on: 26 fev. 2015.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA NORMAS TÉCNICAS ABNT. NBR 15530: fibras de aço para concreto [NBR 15530: steel fibers for concrete]. Rio de Janeiro, 2007.
- [4] CECCATO, M. R. Estudo da trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras de aço [Study on the workability of steel fibersreinforced concrete]. 1998. Dissertation (Masters). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 1998.
- [5] DENG, Z.; KE, WE. A new measuring method of wool fiber diameter based on image processing. 2nd International Conference on Signal Processing Systems (ICSPS), Jul. 2010, [S.I: s.n.], Jul. 2010. p. V2–587–V2–590.
- [6] EN 14889-1. Fibres for concrete Part 1: Steel fibres Definitions, specifications and conformity. European Standard, 2006.
- [7] EN 14889-2. Fibres for concrete Part 2: Polymer fibres Definitions, specifications and conformity. European Standard, 2006.
- [8] FIGUEIREDO, A. D. A nova especificação brasileira das fibras de aço para concreto [The new Brazilian specification for steel fibers for concrete]. In: 50o. Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON 2008, 2008, Salvador. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 2008.
- [9] FIGUEIREDO, A. D.; CHAMA NETO, P. J.; FARIA, H. M. A nova normalização brasileira sobre fibras de aço [The new Brazilian standard on steel fibers]. Concreto e Contrução., v.XXXVI, p.67 - 76, 2008.
- [10] FIGUEIREDO, A. D. Concreto com fibras [Concrete with fibers]. In: CONCRETO: Ciência e tecnologia. 2ed. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.2, p. 1327-1365.
- [11] HTUT TNS. Fracture processes in steel fibre reinforced concrete. PhD Dissertation, School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales, Sydney, 2010.
- [12] IMAGEJ. Available from: http://imagej.nih.gov/ij/. Accessed on: 24 fev. 2015.
- [13] LI, S.; YI, H.; SHANG, S. Measurement of diameter and scale of cashmere fibers by computer image analysis. Journal of Fiber Bioengineering and Informatics, v. 5, n. 1, p. 95–103, 5 mar. 2012.
- [14] MONTGOMERY, D.; RUNGER, G. Probabilidad y estadística aplicadas a la ingeniería. 2. ed., México, D.F.: Limusa Wiley, 2004.
- [15] NAAMAN, A. Engineered Steel Fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. Journal of Advanced Concrete Technology, v. 1, n. 3, p. 241–252, 2003.
- [16] OZNERGIZ, E.; KIYAK, Y. E.; KAMASAK, M. E.; YILDIRIM,
 I. Automated nanofiber measurement in SEM imagens using a robust image analysis method. Volume 2014, Article

ID 738490, 6 pages. Journal of Nanomaterials, v. 2014, p. e738490, 6 nov. 2014.

- [17] PRUDENCIO Jr., L.; AUSTIN, S.; JONES, P.; ARMELIN, H.; ROBINS, P. Prediction of steel fibre reinforced concrete under flexural from an inferred fibre pull-out response. Materials and Structures, v. 39, n. 6, p. 601–610, 16 jun. 2006.
- [18] SHIN, E. H.; CHO, K. S.; KIM, M.H.S. Determination of electrospun fiber diameter distributions using image analysis processing. Macromolecular Research, v. 16, n. 4, p. 314– 319, 1 jun. 2008.
- [19] ZĪLE, E.; ZĪLE, O. Effect of the fiber geometry on the pullout response of mechanically deformed steel fibers. Cement and Concrete Research, v. 44, p. 18–24, fev. 2013.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Determination of parameters of a viscous-cohesive fracture model by inverse analysis

Determinação de parâmetros de um modelo visco-coesivo de fratura por análise inversa



F. L. GEA DOS SANTOS a fabiogea@hotmail.com

J. L. A. O. SOUSA a jls@fec.unicamp.br

Abstract

The quasi-brittle, loading rate dependent behaviour of the concrete, characterized by a fracture process zone (FPZ) ahead of the crack front, can be described through a viscous-cohesive model. In this paper, a viscous cohesive model proposed in a former paper is evaluated for a group of high strength concrete beams loaded at rates from 10-5 mm/s to 10+1 mm/s. A software has been developed to enable the automatic determination of the viscous-cohesive model parameters through inverse analysis on load-versus loading-point displacement (P- δ) from three-point bend tests on notched prismatic specimens. The strategy allowed the sensitivity analysis of the parameters related to viscous behaviour. The analysis of results shows that the formerly proposed model can be improved for a better simulation of the loading rate dependence on the cohesive fracture process.

Keywords: fracture, viscous-cohesive model, inverse analysis.

Resumo

O comportamento quase-frágil, dependente da taxa de carregamento do concreto, caracterizado pelo desenvolvimento de uma zona de processos de fratura (ZPF) ao redor do fronte da trinca, pode ser representado por uma lei visco-coesiva. Neste trabalho, um modelo visco-coesivo proposto em um artigo anterior foi avaliado para um grupo de vigas de concreto de alta resistência carregados com taxas variando de 10-5 mm/s a 10+1 mm/s. Desenvolveu-se um software para a determinação automática dos parâmetros do modelo visco-coesivo utilizando-se curvas da relação carga versus deslocamento no ponto de aplicação (P-) obtidas em ensaios com vigas prismáticas ranhuradas carregadas em três pontos (Three-Point-Bend Test), com taxas de carregamento variadas. A estratégia permitiu a análise de sensibilidade dos parâmetros relacionados com o comportamento viscoso. A análise dos resultados demonstrou que o modelo visco-coesivo proposto no artigo ainda pode ser aperfeiçoado para melhor simular o processo de fraturamento coesivo dependente da taxa de carregamento.

Palavras-chave: fratura, modelo visco-coesivo, análise inversa.

Received:19 May 2015 • Accepted: 02 Jul 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

^a Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP, Brasil.

1. Introduction

Concrete is a material with low tensile resistance. Many internal micro defects and microcracks exist even before any loading is applied. Microcracks depend on many parameters, including particle size distribution, aggregate size, cement content, water/cement ratio, degree of compaction in fresh state, curing conditions, humidity and heat history of concrete. The mechanical behaviour of concrete subject to different loading conditions is governed by the initiation and propagation of these internal microcracks throughout the loading process.

When a concrete structure is subjected to an external load, it may be assumed that, to a certain level of loading, the material exhibits a linear behavior. As the loading increases, the maximum stress is reached in points on the most demanded cross-sections. However, due to the heterogeneous microstructure of the concrete, yield and fracture zones are developed, due to the initiation of microcracks. These zones are concentrated in small volumes adjacent to the most stressed points, which are characterized by a residual ability to transfer stresses.

The ability to transmit stresses through the cracks generated in the concrete can be explained by the persistence of some micro connections between the faces. Figure 1 shows a concrete body subjected to uniaxial tension. As soon as the concrete reaches its tensile resistance (f_{tc}), cracks are generated, macroscopically indicating that the faces are separated. However, microscopically,



there are still micro connections between the crack faces, which have not reached the tensile strength and continue to contribute to the transmission of stresses between the faces. As the distances between the crack faces increase, micro connections reach the tensile strength, progressively reducing the transmission of stresses between the faces.

Different approaches have been proposed to represent the inelastic process zone and/or fracture process zone (FPZ). Among these, the following may be cited: the fictitious crack model (FCM, [2-4]), the crack band model [5], the two-parameter fracture model [6], the effective crack model [7] and the peak load method [8].

According to the MFF, the FPZ is represented by a discrete (fictitious) fracture whose softening effects are expressed by active cohesive forces between its faces. Figure 2 presents a description of the FCM. In this figure, w is the aperture between the fracture faces, w_c is the critical aperture, from which the fracture faces are completely separated, and f_{tc} is the concrete tensile strength.

Besides f_{tc} and w_c aforementioned, other property of the cohesive curve is the apparent fracture energy (G_F) corresponding to the amount of energy per unit area required for the complete separation of the two fracture faces. The G_F value corresponds to the area under the cohesive curve. Figure 3 shows an example of a cohesive curve.

With the increase in the number of researches on concrete, it was found that it presented a different behavior according to the experimental loading rate. Some examples [9-11] approach the states of compression, traction and bending under different speeds. Despite the considerable amount of research on the subject [12-22], the process resulting from the effect of loading rate on fracture propagation is still unknown.

Based on observations from experimental data with different loading rates, many numerical models have been proposed to adequately represent the role of loading rate in frac-





ture propagation in concrete. Most of the proposed models suggest a change in the cohesive curve based on fracture opening rate.

According to Bazant et al. [19], models based on rheology are not sufficient for modelling the influence of the loading rate in the response of material fracture. It suggests the inclusion of parameters related to the viscous behavior of the cohesive crack model. Tandon et al. [23] proposed the following viscouscohesive model:

$$\mathcal{F}(w,\dot{w}) = f(w) + \Psi(\dot{w}) \tag{1}$$



where \dot{w} is the fracture opening speed, f(w) is the static cohesive model and Ø is the proposed viscous model:

$$\Psi(\dot{w}) = f_{tc} k \sin^{-1}\left(\frac{\dot{w}}{\dot{w}_0}\right)$$
(2)

The parameters k and \dot{w}_0 are auxiliary, where the first is dimensionless and the second is a reference speed. The model proposed by [23] makes a positive translation of cohesive curve, as presented in Figure 4. As can also be seen in this figure, the model does not propose any extension of w_c , presenting a discontinuity in w_c . Zhou et al. [24] proposed the following model in studies of poly-

methylmethacrylate (a quasi-brittle material):

$$\mathcal{F}(w,\dot{w}) = f(w, Z(\dot{w}))$$
(3)

where $f(w, Z(\dot{w}))$ is the formulating of the cohesive curve modified by a factor $Z(\dot{w})$ governed by the following formulation:



The parameters $n \in \dot{W}_0$ are auxiliary, where the first is dimensionless and second a reference speed. The proposed model extends the cohesive curve towards w, as shown in Figure 5. This model expands W_c , and this factor must be properly assigned, depending on the formulation of cohesive zone model. Further details on the influence of $Z(\dot{w})$ in $f(w, Z(\dot{w}))$ can be found in [24] and [25].





Rosa *et al.* [1] proposed another viscous-cohesive model using the same factor proposed by Zhou et al. [2] but focusing on the value of cohesion stress:



The viscous model R proposed is identical to Equation 4, with the difference that this model generates an expansion of cohesive curve towards σ . This viscous-cohesive model is shown in Figure 6.

1,1 Motivation

The parameters proposed by the models do not have specific experimental tests, therefore inverse analyses is applied to adjust them. In the work [1], bending tests were performed in a three-point setup on high resistance concrete beams with speeds ranging from $1.74 \times 10^{-5} mm/s$ to $1.74 \times 10^{+1} mm/s$. The parameters of the viscous model were adjusted using the peak load values in P- δ curve (load versus displacement of the load application point), obtained by a finite element model. The study used the proposed bilinear cohesive curve [26], built with experimental test data and represents well the peak of the P- δ curves.

This paper uses a numerical method for the simultaneous adjustment of the viscous-cohesive parameters. The objective is to evaluate the ability of the viscous-cohesive model [1] to represent the behaviour of concrete under the influence of the loading rate, using a computational tool for adjusting P- δ curves obtained in experiments with prismatic beams in three-point bending. The representation capacity of numerical P- δ curve with respect to the experimental curves and the correspondence of parameters describing the cohesive curve ($f_{tc} \in G_F$) compared to the values obtained experimentally are used as an evaluation criteria.

2. Materials

The test data presented in [1] are used. The experiments were performed on high strength concrete beams subjected to three point bending with the following actuation piston speeds : $1.74 \times 10^{-5} \ mm/s$, $5.5 \times 10^{-4} \ mm/s$, $1.74 \times 10^{-2} \ mm/s$, $5.5 \times 10^{-1} \ mm/s$ e $1.74 \times 10^{+1} \ mm/s$.

The concrete properties were obtained by axial compression tests (Elasticity Modulus, $E_c = 33.9 GPa$), diametral compression test ($f_{tc} = 5.2 MPa$) and three-point-bending tests ($G_F = 123 J / m^2$).

3. Computational tool developed

A program in C ++ has been developed in order to automate the process of inverse analysis and determine the parameters of the viscous model proposed by [1]. This program was based on the idea presented in [27].

The program, called FIT3PB-FG, is divided in two modules: a first module that only adjusts the cohesive parameters and a second module that adjusts viscous and cohesive parameters, i.e. a purely static modulus and other including loading rate dependence. A graphic interface was developed to facilitate the use, display the input data and the solution.

The input data provided by the user are:

- The beam's geometry: length (L), span (S_p), height (h), width (w_y), notch height (a_0) and modulus of elasticity (E_c) (Figure 7);
- A data file containing the experimental curves. In the case of viscous-cohesive fitting, the experimental curves are divided into groups according to the loading rate.

After data entry, the user must choose among the program options: The cohesive model (linear, bilinear, exponential...);

- The viscous model (for example, [1]);
- The numerical model for simulation of $P-\delta$ curve;
- The inverse analisys method.

The FIT3PB-FG performs inverse analysis minimizing the following function:

$$\xi_{sqr}\left(\vec{p}\right) = \sum_{j=1}^{n_{r}} \sum_{i=1}^{n_{r}} \int_{\nu_{ini}}^{\nu_{ini}} \left[P_{exp_{i,j}}\left(\nu\right) - P_{mum}\left(\nu, \vec{p}, \vec{\delta}_{j}\right) \right]^{2} d\nu$$
 (6)

where n_t is the number of different loading rates, n_{et} is the number of specimens tested with a specific loading rate, P_{exp} is the



Table 1 – Elasticity modulus results obtained by the program						
	Rosa <i>et al.</i> (2012) (1)	СНМ	SF			
E _c (MPa)	33900	33900	33987			
Residue (kN².mm)	-	1.16x10 ⁻⁶	1.23×10 ⁻⁶			
PD (%)	-	0.00	0.26			
PD - percent difference relative to the experimental value.						

function representing the experimental data, P_{num} is the function representing the numeric answer, v is a displacement value of the loading point application, \vec{p} is the parameters vector parameters to be adjust and $\dot{\delta}$ is the loading rate.

In the version of FIT3PB-FG used in this study, the existing minimization algorithm is the Levenberg-Marquardt [28-29], whose procedure can also be found in [30].

The numerical models used in the simulation of P- δ curves are:

- Cracked Hinge Model (CHM) [31]: semi-analytical formulation for the propagation of the fracture in a beam. The basic idea is to model a zone where the fracture propagates with spring elements. These spring elements are connected to rigid edges that bind to the rest of beam.
- Superposition Fracture Model (SF) [32]: It uses the superposition of the Linear Elastic Fracture to represent the answer in Nonlinear Fracture Mechanics. The procedure allows for flexibility with a large number of calculations, since it obtains an optimized system of equations whose resolution requires no inversion of the coefficient matrix.

4. Metodology

Based on the set of experimental curves presented by Rosa *et al.* (2012) [1], the following procedures are performed:

- Elastic Modulus Fit: with the tool developed, the elastic modulus is fitted using the numerical models presented in section 3.
- Use of three adjustment ranges: [1] only used the peak of

the $P-\delta$ curves as parameter for adjusting the viscous model. To check the influence of the adjustment range in the solution, three intervals of δ are use:

- 0 to 0.45mm;
- 0 to 0.225mm;

- 0 to 0.11mm: the end of the range is located just after the peak load of experimental curves, this is the case that is closest to the fit by the curve peak generated by [1];

- Fit of the viscous model using the Bilinear curve shown in [1]: Bilinear curve constructed by [1] is used as cohesive base model to adjust the viscous model. The results are compared to numerical models (CHM and SF) in the various setting ranges and with reference results.
- Cohesive model fit using the quasi-static experimental data: tests performed with the lowest load rate, $\dot{\delta} = 1.74 \times 10^{-5} mm/s$, are considered quasi-static tests. These data sets are used to adjust the cohesive curves of Hordijk [33] and Bilinear. The results are compared with the bilinear curve shown in [1];
- Viscous model fitting using the numerically determined cohesive curves: using the cohesive curves from de previous fitting, the viscous model is adjusted based on other experimental tests, corresponding to higher loading rates. The results are compared with the numerical models (CHM and SF) in different fitting ranges and with the reference results;
- Viscous-cohesive model fit: the viscous and cohesive model (Hordijk or bilinear) are simultaneously fit based on the entire experimental data set at different fitting ranges. The results are compared with the reference data [1];

5. Results and discussion

This section presents the results obtained from the procedures described in section 4, accompanied by a comparative analysis in relation to the experimental values and the results presented in [1].

5.1 Modulus of elasticity fit

Table 1 shows the results of the elastic modulus fitted using the CHM and SF model. As can be seen, both models, CHM and SF resulted very close to the modulus of elasticity determined experimentally.

Model	δ _{max} (mm)	$\dot{m{w}}_{0}$ (mm/s)	n	Residue (kN².mm)
	0.450	45.5	0.148	2.15×10⁻³
CHM	0.225	12.3	0.137	4.51×10-4
	0.110	10.2	0.160	9.23×10⁻⁵
	0.450	1.95	0.125	2.14×10-3
SF	0.225	0.497	0.111	4.32×10-4
	0.110	0.804	0.124	9.06×10 ⁻⁵
Rosa <i>et al.</i> (2012) (1)	0.450	0.0965	0.16	4.14×10 ⁻³

Table 2 – Results obtained by inverse analysis of the model (1) using the bilinear curve



Figure 8 – Fit P- δ curve for the range of 0 to 0.45mm using bilinear curve (1)

5.2 Fitting of the viscous model using the bilinear curve shown in [1]

Table 2 shows the results of the fits, where $\,\delta_{\scriptscriptstyle max}\,$ is the maximum value used in the fit. As can be seen, the $\dot{w}_{_{0}}$ parameter differ substantially from interval to interval, and does not correspond to the parameter obtained by [1] even when $\delta_{max} = 0.11 mm$. However, full correspondence between the values obtained with

 $\delta_{max} = 0.11 mm$ and obtained by [1] was not expected, since these were obtained through a manual process, interrupted when the resulting curve was considered satisfactory.

Figures 8 to 10 show a graphical comparison between the numerical curves and the experimental envelope. Figure 8 shows that the fitting between the experimental and numerical curves is not satisfactory. This is because the bilinear curve determined in [1]



IBRACON Structures and Materials Journal • 2015 • vol. 8 • nº 5



Figure 10 – Fit P- δ curve to the range from 0 to 0.11 mm using the bilinear curve (1)

using process [26] is limited to representing the maximum value P of the $P-\delta$ curve (experimental). As can be understood in Figures 9 and 10 the numerical curves are best fitted to experimental data, however, the parameters n and \dot{w}_0 , differ between δ_{max} values range.

5.3 Cohesive model fit using the quasi-static experimental data

Table 3 shows the results of the fitting on the cohesive curves using the quasi-static experimental envelopes ($\dot{\delta} = 1.74 \times 10^{-5} mm/s$). Table 4 presents a comparison between numerical and experimental parameters f_{tc} and G_F . For G_F was considered also the comparison of the apparent fracture energy until the experimental data range limit (0.45mm) and this values was indicated by $G_{F0-0.45}$. The results were similar to the experimental values.

The Figures 11 and 12 show the comparison of numerical and experimental $P-\delta$ curves. The fitted curves are satisfactory

representations of the behavior of the experimental curves. It can be seen that the main difference of cohesive models set for the bilinear model used in [1] is the value of w_c , and the set has a value close to 0.10 mm while in the reference [1] it is above of 0.25 mm.

5.4 Viscous model fitting using the numerically determined cohesive curves

Table 5 shows the results of the viscous model using the cohesive curves determined in Section 5.3 and the experimental samples relating to $\dot{\delta}$ rates higher than $1.74 \times 10^{-5} mm/s$. Again, the parameters present a significant variation between ranges.

Figures 13 to 18 show the comparison of fit $P-\delta$ curves with the experimental curves. The numerical model does not represent the experimental peak for $\dot{\delta} = 1.74 \times 10^{1} mm/s$. However, these fittings are better than the ones in Section 5.2, because the end of the P- δ curve is well represented.

Model	Cohesive	f _{tc} (MPa)	G _F (J/m²)	a ₁ (mm ⁻¹)	a₂ (mm⁻¹)	b ₂	Residue (×10 ⁻⁵) (kN².mm)
СНМ	Hordijk	5.03	98	-	-	-	5.82
	Bilinear	4.80	100	40.3	3.16	0.30	5.92
SF	Hordijk	4.78	111	-	-	-	6.93
	Bilinear	5.25	113	49.3	3.05	0.317	6.14
Rosa <i>et al.</i> (2012) (1)	Bilinear	5.20	128	50.0	0.43	0.12	414

Table 3 – Results of cohesive curves obtained by inverse analysis of the quasi-static envelopes

Table 4 - Comparison of parameters fit with the experimental values						
Numerical model	Cohesive model	f _{ic} (MPa)	PD f _{ic} (%)	G _F (G _{F(0-0.45)}) (J/m²)	PD G _F (G _{F(0-0.45)}) (%)	
Experimental	-	5.20	-	123 (95)	-	
СНМ	Hordijk	5.03	-2.27	98	-20.33 (3.16)	
	Bilinear	4.80	-7.69	100	-18.70 (5.26)	
SF	Hordijk	4.78	-8.08	111	-9.76 (16.84)	
	Bilinear	5.25	0.96	113	-8.13 (18.95)	

5.5 Viscous-cohesive model fitting

Tables 6 to 9 show the results obtained by the simultaneous fitting of the viscous and cohesive curves with model [1]. Tables 6 and 8 show that the parameters vary significantly between the fitting intervals. In Tables 7 and 9 there is a significant difference between the numerical parameters and the corresponding experimental results. Figures 19 to 24 show the comparison between the numerical P- δ curves and the experimental envelopes. These were the best fit obtained using the viscous model [1].

5.6 Discussion

The model [1] was proposed and evaluated for the peak values of the $P-\delta$ curves. The results presented in subsection 5.5 demonstrate that although being a good first approximation, the model [1] shows limitations in the representation of the $P-\delta$ curve. The parameters f_{tc} and G_F obtained by simultaneous adjustment of the viscous and cohesive models indicated the need to change the model for a better representation of the experimental values for the loading rates under consideration.

The analysis of quasi-brittle materials and ductile in impact tests raises a question: many materials that exhibit quasi-brittle or ductile behavior when subjected to static loading may have brittle behavior





Table 5 – Results obtained by inverse analysis of the viscous model (1) using the cohesive curves numerically determined in Section 5.3						
Model	Cohesive	δ _{max} (mm)	$\dot{w}_{_0}$ (mm/s)	n	Residue (kN².mm)	
СНМ	Hordijk	0.450	99.0	0.156	1.25×10-3	
		0.225	45.0	0.152	4.42×10-4	
		0.110	7.74	0.161	7.38×10⁻⁵	
	Bilinear	0.450	90.3	0.154	1.29×10-3	
		0.225	35.2	0.152	4.39×10-4	
		0.110	9.32	0.16	7.32×10 ⁻⁵	
	Hordijk	0.450	21.3	0.158	1.15×10 ⁻³	
		0.225	15.6	0.149	4.45×10-4	
CE.		0.110	1.55	0.159	8.04×10-5	
55	Bilinear	0.450	21.6	0.167	1.22×10 ⁻³	
		0.225	14.7	0.156	4.63×10-4	
		0.110	2.29	0.148	7.27×10⁻⁵	
Rosa <i>et al.</i> (2012) (1)	Bilinear	0.450	0.0965	0.16	4.14×10 ⁻³	

under impact loading. This behavior is due to the impossibility of redistribution of stresses over a very short period of strain [34]. The experiments discussed in [1] do not achieve speeds that can be considered close to an impact, but considering that the material undergoes a gradual transition from a static loading stage to

an impact stage, it can be assumed that the material becomes increasingly fragile.

In order to observe the increase in the fragility of the material and check the increase in f_{tc} with an increased loading rate, individual fit is performed for each of the envelope experiments performed










IBRACON Structures and Materials Journal • 2015 • vol. 8 • nº 5



Figure 18 – Fit P- δ curve for the range of 0 to 0.11 mm using bilinear curve set in section 5.3

by [1] in the cohesive adjustment module of the developed computational tool. The cohesive fit module does not take into account the effects of loading rate, and the cohesive fit curve is a mathematical representation of an "average" cohesive curve. Thus, the intention is that the mathematical fitting evidences certain physical behaviours. The results obtained using the Hordijk's (1991) [33] cohesive curve with the numerical model CHM were chosen because of similar results from others models. Table 10 summarizes the results. As the table shows, f_{tc} increases with the increase of actuator speed, which is in accordance with the formulation of [1].

curves. Figure 26 shows the overlap of the cohesive curves. Considering that an ideally brittle material is one whose cohesive curve has $w_c = 0$, i.e., when reaching f_{tc} the material breaks. Based on the observation above, it could be said that the lower w_c is the closest it will be to a brittle material. Referring to Figure 26 and sustaining the above observation, the material becomes more brittle in the direction of $1.74 \times 10^{-5} mm/s$ to $1.74 \times 10^{-2} mm/s$ less fragile in $1.74 \times 10^{-2} mm/s$ to $5.5 \times 10^{-1} mm/s$ and then back again to becoming more fragile.

Thus, the model proposed by [1] apparently needs to consider a supplementation to account for the brittleness of the material with

Tabl	Table 6 – Results for the simultaneous fit of the viscous-cohesion using the cohesive model Hordijk (1991) (33)										
Model	δ _{max} (mm)	f _{tc} (MPa)	G _r (J/m²)	$\dot{w_0}$ (mm/s)	n	Residue (×10 ^{.4}) (kN².mm)					
	0.450	5.13	63.7	6.92	0.105	9.68					
CHM	0.225	4.83	62.6	2.33	0.101	3.95					
	0.110	4.31	87.9	1.01	0.127	0.84					
	0.450	4.38	74.6	0.107	0.094	9.46					
SF	0.225	4.96	70.5	0.0468	0.107	4.46					
	0.110	5.01	64.3	0.0501	0.107	0.84					
Rosa <i>et al.</i> (2012) (1)	0.450	5.20	128	0.0965	0.16	41.40					

Figure 25 shows the fitted curve and their respective cohesive

Г

the increasing f_{tc} . Other types of viscous-cohesive curves presented in subsection 1 do not perform the observed behavior, even in the combination of model [1] with the model [24], this combination does not converge towards the expected result, since the latter increases the value of w_c with the increasing loading rate.

The suggestion, after these observations, is to investigate a for-

mulation that combines the fragility of the material with the loading rate and that complements the model [1].

6. Conclusion

The aim of this study is to evaluate the ability of the viscous-

Table 7 - Comparison of the results obtained by simultaneous fit of the Hordijk (1991) (33) cohesivemodel with the experimental data

Model	δ _{max} (mm)	f _{ıc} (MPa)	PD f _{tc} (MPa)	G _F (G _{F(0-0.45)}) (J/m²)	PD G _F (G _{F(0-0.45)}) (%)
Experimental	-	5.20	-	123 (95)	-
	0.450	5.13	-1.35	63.7	-48.21 (-32.95)
CHM	0.225	4.83	-7.12	62.6	-49.11 (-34.11)
	0.110	4.31	-17.12	87.9	-28.54 (-7.47)
	0.450	4.38	-15.77	74.6	-39.35 (-21.47)
SF	0.225	4.96	-4.62	70.5	-42.68 (-25.79)
	0.110	5.01	-3.65	64.3	-47.72 (-32.32)

Table 8	Table 8 – Results of the simultaneous fit of the viscous-cohesion using the Bilinear cohesive model										
Model	δ _{max} (mm)	f _{te} (MPa)	G _F (J/m²)	a ₁ (mm ⁻¹)	a₂ (mm⁻¹)	b ₂	$\dot{w}_{_0}$ (mm/s)	n	Residue (×10 ⁻⁴) (kN².mm)		
	0.450	4.15	71.6	36.8	7.90	0.428	3.83	0.111	9.39		
CHM	0.225	4.03	71.1	35.5	7.81	0.428	2.59	0.111	3.84		
	0.110	4.16	67.2	39.3	12.50	0.560	1.35	0.133	0.83		
	0.450	4.73	74.5	57.8	3.27	0.266	0.0869	0.095	9.21		
SF	0.225	4.63	74.8	55.6	3.36	0.273	0.0855	0.097	3.80		
	0.110	4.48	122.7	52.1	0.452	0.135	0.106	0.132	1.03		
Rosa <i>et al.</i> (2012) (1)	0.450	5.20	128	50.0	0.43	0.12	0.0965	0.16	41.4		

Table 9 - Comparison of the results of the simultaneous fit by Bilinear cohesivemodel with experimental data

Numerical model	δ _{max} (mm)	f _{ıc} (MPa)	PD f _{tc} (%)	G _F (G _{F(0-0.45)}) (J/m²)	PD G _F (G _{F(0-0.45)}) (%)
Experimental	-	5.20	-	123 (95)	-
	0.450	4.15	-20.19	71.6	-41.79 (-24.63)
CHM	0.225	4.03	-22.50	71.1	-42.20 (-25.16)
	0.110	4.16	-20.00	67.2	-45.37 (-29.26)
	0.450	4.73	-9.04	74.5	-39.43 (-21.58)
SF	0.225	4.63	-10.96	74.8	-39.19 (-21.26)
	0.110	4.48	-13.85	122.7	-0.24 (-29.16)

cohesive model [1] to represent the behaviour of concrete under the influence of the loading rate using a computational tool for fit P- δ curves obtained in experiments with prismatic beams in three-point-bending tests. Thru the fitting it was possible to observe that the model is not able to completely represent the experimental data and that there is a

large dependency on the adjustable interval. When simultaneous fitting is performed with viscous and cohesive model, the results do not reproduce the $f_{\it tc}$ and $G_{\it F}$ experimentally determined values. In section 5.6 a remark was made about the impact theory in which quasi-brittle materials behave as brittle with impact loads [34].



Figure 20 – P-δ curves for the range of 0 to 0.225 mm of simultaneously fit of Hordijk (1991) (33) and viscous model



Searching for a connection between the quasi-brittle behavior and the behavior under impact conditions, it was observed that the material becomes more brittle with the increase of the loading rate. Thus it is suggested that a supplementation of the model [1] is necessary to account for the fragility of the material with increasing loading rate.

7. Acknowledgements

The authors thank Prof. Dr. Gonzalo Ruiz of Castilla-La Mancha University (UCLM) for making available the necessary experimental data for this study, Prof. Dr. Alaor Leandro Rosa, of the Faculty



Figure 22 – P- δ curves for the range of 0 to 0.45 mm of simultaneously fit of bilinear and viscous model



Determination of parameters of a viscous-cohesive fracture model by inverse analysis



Figure 24 – P- δ curves for the range of 0 to 0.11 mm of simultaneously fit of bilinear and viscous model



Table 10 - Adjusting (33) cohesive curves using CHM								
Loading rate (mm/s)	f _{ic} (MPa)	G _F (J/m²)						
1.74×10 ⁻⁵	5.03	98.0						
5.5×10⁻⁵	6.67	97.1						
1.74×10 ⁻⁵	7.37	79.0						
5.5×10 ⁻⁵	8.14	96.3						
1.74×10⁻⁵	10.5	109.0						





of Engineering of Sorocaba (FACENS), for his support and suggestions for this work.

8. References

- [1] ROSA, A. L., YU, R. C., RUIZ, G., SAUCEDO, L., SOUSA, J. L. A. O. A loading rate dependent cohesive model for concrete fracture. Engineering Fracture Mechanics, v. 82, p.195-208, 2012
- [2] BARENBLATT, G. I. The formation of equilibrium cracks in brittle fracture. General ideas and hypothesis, axially symmetrical cracks. Journal of Applied Mathematics and Mechanics, v. 23, p.622-636, 1959.
- [3] BARENBLATT, G. I. The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture. Advances in Applied Mechanics, v. 7, p.55-129, 1962.
- [4] HILLERBORG, A., MODEER, M., PETERSSON, P. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. Cement and Concrete Research, v. 6, p.173-182, 1976.
- [5] BAZANT, Z. P., OH, B. H. Crack band theory for fracture concrete. Materials and Structures, v. 16, n. 93, p.155-157, 1983.
- [6] JENQ, Y. S., SHAH, S. P. Two-parameter fracture model for concrete. ASCE Journal of Engineering Mechanics, v. 111, n. 10, p.1227-1241, 1985.
- [7] NALLATHAMBI, P., KARIHALOO, B. L. Determination of specimen size independent fracture toughness of plain concrete. Magazine of Concrete Research, v. 38, n. 135, p.67-76, 1986.

- [8] TANG, T., OUYANG, C., SHAH, S. P. A simple method for determining material fracture parameters from peak loads. ACI Materials Journal, v. 93, n. 2, p.147-157, 1996.
- [9] RÜSH, H. Research toward a General Flexural Theory for Structural Concrete. ACI Materials Journal, v. 57, p.1-28, 1960.
- [10] AL-KUBAISY, M. A., YOUNG, A. G. Failure of concrete under sustained tension. Magazine of Concrete Research, v. 27, p.171-178, 1975.
- [11] NISHIBAYASHI, S. Tensile creep of concrete. Proceedings of the 1978 RILEM Colloquium on Creep of Concrete. A.M. Neville and J.J. Brooks (Eds.), University of Leeds, England, p.274-287, 1978.
- [12] GETTU, R., BAZANT, Z. P., KARR, M. E. Fracture properties and brittleness of high-strength concrete. ACI Materials Journal, v. 87, p.608-618, 1990.
- [13] REINHARDT, H.W., WEERHEIJM, J. Tensile fracture of concrete at high loading rates taking into account of inertia and crack velocity effects. International Journal of Fracture, v. 51, p.31-42, 1991.
- [14] ROSSI, P., VAN MIER, J. G. M., BOULAY, C., LE MAOU, F. The dynamic behaviour of concrete: influence of free water. Materials and Structures, v. 25, p.509-514, 1992.
- [15] BAZANT, Z. P., GETTU, R. Rate effects and load relaxation in static fracture of concrete. ACI Materials Journal, v. 89, p.456-468, 1992.
- [16] BAZANT, Z. P., JIRASEK, M. R-curve modelling of rate and size effects in quasi-brittle fracture. International Journal of Fracture, v. 62, p.355-373, 1993.
- [17] ROSSI, P., VAN MIER, J. G. M., TOUTLEMONDE, F., LE

MAOU, F., BOULAY, C. Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension. Materials and Structures, v. 27, p.260-264, 1994.

- [18] BAZANT, Z. P., LI, Y. N. Cohesive crack with rate-dependent opening and visco-elasticity I: Mathematical model and scaling. International Journal of Fracture, v. 86, p.247-265, 1997.
- [19] BAZANT, Z. P., CANER, F. C., ADLEY, M. D., AKERS, S. A. Fracturing rate effect and creep in microplane model for dynamics. Journal of Engineering Mechanics, v. 126, p.962-970, 2000.
- [20] BINDIGANAVILE, V., BANTHIA, N. Size effects and the dynamic response of plain concrete. Journal of Materials in Civil Engineering, v.18, p.485-491, 2006
- [21] BRARA, A., KLEPACZCKO, J. R. Fracture energy of concrete at high loading rates in tension. International Journal of Impact Engineering, v. 34, p.424-435, 2007.
- [22] WEERHEIJM, J., VAN DOORMAAL, J. Tensile fracture of concrete at high loading rates: new test data on strength and fracture energy from instrumented spalling tests. International Journal of Impact Engineering, v. 34, p.609-626, 2007.
- [23] TANDON, S., FABER, K. T., BAZANT, Z. P., LI, Y. N. Cohesive crack modeling of influence of sudden changes in loading rate on concrete fracture. Engineering Fracture Mechanics, v. 52, n. 6, p.987-997, 1995.
- [24] ZHOU, F., MOLINARI, J., SHIOYA, T. A rate-dependent cohesive model for simulating dynamic crack propagation in brittle materials. Engineering Fracture Mechanics, v.72, p.1383-1410, 2005.
- [25] TARIFA, M., POVEDA, E., YU, R. C., ZHANG, X., RUIZ, G. Effect of loading rate on high-strength concrete: numerical simulations. VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraMCoS-8, 2013.
- [26] GUINEA, G. V., PLANAS, J., ELICES, M. A general bilinear fit for the softening curve of concrete. Materials and Structures, v. 27, p.99-105, 1994.
- [27] SOUSA, J. L. A. O., GETTU, R. Determining the tensile stress-crack opening curve of concrete by inverse analysis. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, v. 132, p.141-148, 2006.
- [28] LEVENBERG, K. A method for the solution of certain nonlinear problems in least squares. Applied Mathematics, v. 2, p.164-168, 1944.
- [29] MARQUARDT, D. An algorithm for least-squares estimation of nonlinear parameters. Journal of Applied Mathematics, v. 11, p.431-441, 1963.
- [30] SOUSA, J. L. A. O. A Levenberg-Marquardt algorithm for fitting $\sigma - w$ curves from three-point-bend tests for plain and fiber reinforced concretes. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v.4, n.4, p.691-694, 2011.
- [31] OLESEN, J. F. Fictitious crack propagation in fiber-reinforced concrete beams. Journal of Engineering Mechanics, v. 127, n. 3, p.272-280, 2001.
- [32] PLANAS, J., ELICES, M. A. Nonlinear fractures of cohesive materials. International Journal of Fractures, v. 51, p.139-157, 1991.
- [33] HORDIJK, D. A. Local approach to fatigue of concrete. Doctoral thesis, Delft University of Technology, The Netherlands, 1991.

[34] SANTOS, R. M. Comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com CFC sujeitas a carga de impacto. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2008.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Determination of parameters of a viscous-cohesive fracture model by inverse analysis

Determinação de parâmetros de um modelo visco-coesivo de fratura por análise inversa



F. L. GEA DOS SANTOS a fabiogea@hotmail.com

J. L. A. O. SOUSA a jls@fec.unicamp.br

Abstract

The quasi-brittle, loading rate dependent behaviour of the concrete, characterized by a fracture process zone (FPZ) ahead of the crack front, can be described through a viscous-cohesive model. In this paper, a viscous cohesive model proposed in a former paper is evaluated for a group of high strength concrete beams loaded at rates from 10-5 mm/s to 10+1 mm/s. A software has been developed to enable the automatic determination of the viscous-cohesive model parameters through inverse analysis on load-versus loading-point displacement (P- δ) from three-point bend tests on notched prismatic specimens. The strategy allowed the sensitivity analysis of the parameters related to viscous behaviour. The analysis of results shows that the formerly proposed model can be improved for a better simulation of the loading rate dependence on the cohesive fracture process.

Keywords: fracture, viscous-cohesive model, inverse analysis.

Resumo

O comportamento quase-frágil, dependente da taxa de carregamento do concreto, caracterizado pelo desenvolvimento de uma zona de processos de fratura (ZPF) ao redor do fronte da trinca, pode ser representado por uma lei visco-coesiva. Neste trabalho, um modelo visco-coesivo proposto em um artigo anterior foi avaliado para um grupo de vigas de concreto de alta resistência carregados com taxas variando de 10-5 mm/s a 10+1 mm/s. Desenvolveu-se um software para a determinação automática dos parâmetros do modelo visco-coesivo utilizando-se curvas da relação carga versus deslocamento no ponto de aplicação (P-) obtidas em ensaios com vigas prismáticas ranhuradas carregadas em três pontos (Three-Point-Bend Test), com taxas de carregamento variadas. A estratégia permitiu a análise de sensibilidade dos parâmetros relacionados com o comportamento viscoso. A análise dos resultados demonstrou que o modelo visco-coesivo proposto no artigo ainda pode ser aperfeiçoado para melhor simular o processo de fraturamento coesivo dependente da taxa de carregamento.

Palavras-chave: fratura, modelo visco-coesivo, análise inversa.

Received:19 May 2015 • Accepted: 02 Jul 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

^a Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP, Brasil.

1. Introdução

O concreto é um material pouco resistente à tração. Existem muitas microfalhas e microfissuras internas antes mesmo de este receber algum carregamento. As microfissuras dependem de inúmeros parâmetros, incluindo a distribuição granulométrica, dimensão do agregado, teor de cimento, relação água/cimento, grau de adensamento do concreto fresco, condições de cura, umidade ambiente e histórico térmico do concreto. O comportamento mecânico do concreto sujeito a diferentes condições de carregamento é governado pelo início e propagação dessas microfissuras internas durante o carregamento.

Quando uma estrutura de concreto é submetida a um carregamento externo, pode-se considerar que, até certo nível do carregamento, o material apresenta um comportamento linear. Conforme o carregamento aumenta, a tensão máxima é alcançada em pontos das seções transversais mais solicitadas. No entanto, devido à microestrutura heterogênea do concreto, desenvolvem-se zonas de plastificação e fraturamento, em função do aparecimento de microfissuras, que se concentram em pequenos volumes adjacentes aos pontos mais solicitados, e que se caracterizam por manter ainda alguma capacidade de transmissão de esforço.

A capacidade de transmissão de esforços nas faces das fissuras geradas no concreto pode ser explicada pela permanência de algumas micro ligações entre as faces. Na Figura 1 é apresentado um corpo de concreto submetido a tração uniaxial. No



Separação completa entre faces

instante em que o concreto atinge seu limite máximo de resistência à tração (f_{tc}), são geradas fissuras que macroscopicamente indicariam que as faces estão separadas. Entretanto, microscopicamente, ainda existem micro ligações entre as faces da fissura que não atingiram seu estado limite de resistência e continuam contribuindo para a transmissão de tensões entre as faces. Conforme as distâncias entre as faces das fissuras aumentam, as micro ligações atingem os limites resistência e se rompem, reduzindo progressivamente essa transmissão de tensões entre as faces.

Diferentes abordagens foram propostas com o intuito de representar a zona de processos inelásticos e/ou zona de processos de fratura (ZPF). Dentre estas, podem ser citadas: o modelo de fissura fictícia (MFF, [2-4]), o modelo de banda de fratura [5], o modelo de fratura de dois parâmetros [6], o modelo de fissura efetiva [7] e o método da carga de pico [8].

Seguindo o MFF, a ZPF é representada por uma fratura discreta (fictícia) cujos efeitos do amolecimento são expressos por forças de coesão atuantes entre suas faces. A Figura 2 apresenta a descrição do MFF. Nessa Figura, W representa a abertura entre as faces da fratura, W_c é a abertura crítica, a partir da qual as faces da fratura encontram-se completamente separadas, e f_{tc} é a tensão limite de resistência à tração do concreto.

Além de f_{tc} e W_c apresentados anteriormente, outra propriedade da curva coesiva é a energia de fratura aparente (G_F) que corresponde à quantidade de energia necessária por unidade de área para que as faces da fratura se separem completamente. O valor de G_F corresponde à área abaixo da curva coesiva. A Figura 3 mostra um exemplo de curva coesiva.

Com o aumento de pesquisas sobre o concreto, observou-se que este apresentava um comportamento diferente de acordo com a taxa de carregamento do ensaio. Alguns exemplos são encontrados [9-11], nos quais são tratados os estados de compressão, tração e flexão em diferentes velocidades. Mesmo que exista um



IBRACON Structures and Materials Journal • 2015 • vol. 8 • nº 5



número considerável de pesquisas sobre o assunto [12-22], ainda é pouco conhecido o processo decorrente do efeito da taxa de carregamento na propagação de fratura.

Com base nas observações de ensaios experimentais em velocidades variadas de carregamentos, diferentes modelos numéricos foram propostos com intuito de representar adequadamente o efeito da taxa de carregamento na propagação da fratura no concreto. A maioria dos modelos propostos sugere alguma modificação na curva coesiva com base na taxa de abertura da fratura. Segundo Bazant *et al.* [19], os modelos baseados em reologia são insuficientes para modelar a influência da taxa de aplicação do carregamento na resposta do material em fratura. O que se sugere é a inclusão de parâmetros relacionados ao comportamento viscoso ao modelo de fissura coesiva. Tandon *et al.* [23] propôs o seguinte modelo visco-coesivo:



$$\mathcal{F}(w,\dot{w}) = f(w) + \Psi(\dot{w})$$
(1)

sendo \dot{w} a velocidade de abertura de fratura, f(w) o modelo coesivo idealmente estático e Ψ o modelo viscoso proposto:

$$\Psi(\dot{w}) = f_{tc} k \sin^{-1}\left(\frac{\dot{w}}{\dot{w}_0}\right)$$
(2)

Os parâmetros $k \in \dot{W_0}$ são auxiliares, sendo o primeiro adimensional e o segundo uma velocidade de referência. O modelo proposto por [23] realiza uma translação positiva da curva coesiva, como apresenta a Figura 4. Como também pode ser observado nessa figura, o modelo não propõe nenhuma ampliação de W_c , apresentando uma descontinuidade em W_c .

Zhou *et al.* [24] propôs o seguinte modelo nos estudos de polimetilmetacrilato (um material quase-frágil):

$$\mathcal{F}(w,\dot{w}) = f(w, Z(\dot{w}))$$
(3)

sendo $f(w, Z(\dot{w}))$ a formulação da curva coesiva modificada por um fator $Z(\dot{w})$ regido pela seguinte formulação:

$$Z(\dot{w}) = 1 + \left(\frac{\dot{w}}{\dot{w}_0}\right)^n$$
(4)





Os parâmetros $n \in \dot{W}_0$ são auxiliares, sendo o primeiro adimensional e o segundo uma velocidade de referência. O modelo proposto expande a curva a coesiva no sentido de W, como mostra a Figura 5. Esse modelo expande W_c , sendo que esse fator deve ser adequadamente atribuído, dependendo da formulação do modelo coesivo. Maiores detalhes sobre a influência de $Z(\dot{w})$ em $f(w, Z(\dot{w}))$ podem ser obtidos em [24] e [25].

Rosa *et al.* [1] propuseram um outro modelo visco-coesivo utilizando o mesmo fator proposto por Zhou *et al.* [2], porém incidindo sobre o valor da tensão de coesão:



O modelo viscoso R proposto é idêntico à Equação 4, porém gerando uma expansão da curva coesiva no sentido de σ . Esse modelo visco-coesivo é apresentado na Figura 6.

1.1 Justificativa

Os parâmetros propostos pelos modelos não possuem ensaios experimentais específicos, sendo ajustados por meio de análise inversa. No trabalho desenvolvido em [1] foram realizados ensaios de flexão em três pontos para vigas de concreto de alta resistência (*High Strength Concrete* – HSC) em velocidades de carregamento variando de 1,74×10⁻⁵ mm/s a 1,74×10⁺¹ mm/s. Os parâmetros do modelo viscoso foram ajustados de modo que valores de pico de carga em curvas P- δ (carga versus deslocamento do ponto de aplicação da carga), obtidas por um modelo de elementos finitos, fossem próximos aos picos de carga observados nos experimentos. O trabalho utilizou a proposta de curva coesiva bilinear de [26], construída com dados de ensaios experimentais e que representa bem o pico das curvas P- δ .

Este artigo utiliza uma metodologia numérica para o ajuste simultâneo dos parâmetros do modelo coesivo com os parâmetros adicionais correspondentes ao comportamento viscoso. O objetivo é avaliar a capacidade do modelo visco-coesivo de [1] em representar o comportamento do concreto sob o efeito da taxa de carregamento utilizando uma ferramenta computacional para o ajuste de curvas P- δ obtidas em ensaios com vigas prismáticas ranhuradas em flexão em três pontos. São considerados como critério de avaliação a capacidade de representação da curva P- δ numérica em relação às curvas experimentais e a correspondência dos parâmetros que descrevem a curva coesiva ($f_{tc} \in G_F$) em relação aos valores obtidos experimentalmente.

2. Materiais

São utilizados os dados dos ensaios apresentados em [1]. Os ensaios foram realizados em vigas de concreto de alta resistência submetidas a flexão em três pontos nas seguintes velocidades de atuação do pistão : $1,74 \times 10^{-5} mm/s$, $5,5 \times 10^{-4} mm/s$, $1,74 \times 10^{-2} mm/s$, $5,5 \times 10^{-1} mm/s$ e $1,74 \times 10^{+1} mm/s$.

As propriedades do concreto foram definidas por ensaios de compressão axial (Módulo de Elasticidade, $E_c = 33,9 GPa$), ensaios de compressão diametral ($f_{tc} = 5,2 MPa$) e ensaios de flexão em três pontos ($G_F = 123 J / m^2$).

3. Ferramenta Computacional Desenvolvida

Para determinar os parâmetros do modelo viscoso proposto por [1] e a capacidade do modelo em representar o comportamento do concreto quando solicitado a diferentes taxas de carregamento, desenvolveu-se um programa em linguagem C++ visando automatizar o processo de análise inversa. O programa desenvolvido baseou-se na ideia apresentada em [27].

O programa, batizado de FIT3PB-FG, é dividido em dois módulos: um somente para ajuste de parâmetros coesivos e outro para os parâmetros visco-coesivos, ou seja, um módulo puramente estático e outro incluindo efeitos decorrentes da dependência da taxa de carregamento. Uma interface gráfica foi desenvolvida para facilitar o uso, assim como a visualização dos dados de entrada e da solução.

Os dados de entrada fornecidos pelo usuário são:



Tabela 1 – Resultados do módulo de elasticidade obtidos pela programa									
	Rosa <i>et al.</i> (2012) (1)	СНМ	SF						
E _c (MPa)	33900	33900	33987						
Resíduo (kN².mm)	Resíduo – 1,16×10 ⁶ 1.23×10 ⁶ (kN ² .mm)								
PD (%) – 0,00 0,26									
PD – diferença	percentual relativa d	ao valor experimental.							

- Geometria da viga ensaiada: comprimento (L), vão livre (S_p), altura (h), largura (W_p), altura de ranhura (a₀) e módulo de elasticidade (E_p) (Figura 7);
- Um arquivo de dados contendo as curvas experimentais, que, para o caso de ajuste visco-coesivo, as curvas experimentais são divididas em grupos de acordo com a taxa de carregamento.
- Após a entrada de dados, o usuário deve escolher, dentre as opções do programa:
- O modelo coesivo (linear, bilinear, exponencial...);
- O modelo viscoso (por exemplo, o de [1]);
- O modelo numérico de simulação da curva $P \delta$;
- O método de análise inversa.

O FIT3PB-FG realiza a análise inversa minimizando a seguinte função:

$$\xi_{sqr}(\vec{p}) = \sum_{j=1}^{n_{c}} \sum_{i=1}^{n_{c}} \int_{v_{od}}^{v_{joc}} \left[P_{exp_{i,j}}(v) - P_{num}(v, \vec{p}, \dot{\delta}_{j}) \right]^{2} dv$$
 (6)

sendo n_t o número de diferentes taxas de carregamento, n_{et} o número de espécimes ensaiados com determinada taxa de carregamento, P_{exp} a função que representa a resposta experimental, P_{num} a função que representa a resposta numérica, \mathcal{V} um dado valor de deslocamento do ponto de aplicação de carga no intervalo de dados experimentais, \vec{p} o vetor de parâmetros a serem ajustados e $\dot{\delta}$ a taxa de carregamento.

Na versão do FIT3PB-FG utilizada neste trabalho, o algoritmo de

minimização existente é o de Levenberg-Marquardt [28-29], cujo procedimento também pode ser encontrado em [30].

- Os modelos numéricos utilizados na simulação das curvas $P-\delta$:
- Modelo da Rótula Fissurada (CHM Cracked Hinge Model) [31]: formulação analítica simplificada para a propagação da fratura em vigas. A ideia básica consiste em modelar uma faixa da região por onde se propaga a fratura com elementos de mola. Esses elementos de mola são conectados a bordas rígidas que se ligam ao restante da viga.
- Modelo de Superposição de Fratura (SF) [32]: faz-se a superposição de problemas em mecânica da Fratura Elástica Linear para representar a resposta em Mecânica da Fratura Não-Linear. O procedimento permite realizar com agilidade um grande número de cálculos, uma vez que se obtém um sistema de equações otimizado, cuja resolução não requer a inversão da matriz dos coeficientes.

4. Metodologia

Com base no conjunto de curvas experimentais apresentado por Rosa *et al.* (2012)[1], são realizados os seguintes procedimentos:

- Ajuste do Módulo de Elasticidade: uso da ferramenta desenvolvida para ajuste do módulo de elasticidade utilizando os modelos numéricos apresentados na seção 3. Consiste em ajustar o módulo de elasticidade do concreto de modo que a curva P-δ obtida pelo modelo numérico na fase elástica reproduza a correspondente curva experimental.
- Uso de três intervalos de ajuste: [1] utilizaram somente o pico das curvas P-δ como parâmetro para o ajuste das variáveis do modelo viscoso. Para verificar a influência do intervalo de ajuste na solução, são utilizados três intervalos de δ:
 - 0 to 0.45mm;
 - 0 to 0.225mm;

– 0 to 0.11mm:o final do intervalo localiza-se logo após o pico de carga das curvas experimentais, sendo este caso o que mais se aproxima ao ajuste pelo pico de curva realizado por [1].

Ajuste do modelo viscoso utilizando a curva Bilinear apresentada em [1]: é utilizada a curva Bilinear construída por [1] como modelo coesivo base para ajuste do modelo viscoso. Os resultados são comparados entre os modelos numéricos (CHM e SF), nos diferentes intervalos de ajuste e com os resultados da referência.

Modelo	δ _{max} (mm)	$\dot{oldsymbol{w}}_0$ (mm/s)	n	Resíduo (kN².mm)
	0,450	45,5	0,148	2,15×10 ⁻³
CHM	0,225	12,3	0,137	4,51×10-4
	0,110	10,2	0,160	9,23×10⁻⁵
	0,450	1,95	0,125	2,14×10 ⁻³
SF	0,225	0,497	0,111	4,32×10-4
	0,110	0,804	0,124	9,06×10 ⁻⁵
Rosa <i>et al.</i> (2012) (1)	0,450	0,0965	0,16	4,14×10 ⁻³

Table 2 – Resultados obtidos pela análise inversa do modelo de (1) utilizando a curva bilinear



Figura 8 – Curvas P- δ ajustadas para o intervalo de 0 a 0,45 mm utilizando a curva Bilinear de (1)

- Ajuste do modelo coesivo utilizando os dados experimentais quase-estáticos: os ensaios realizados com a menor taxa de carregamento, si = 1,74×10⁻⁵ mm/s são considerados ensaios quase-estáticos. Estando esses ensaios muito próximos de um ensaio estático ideal, utilizam-se esses conjuntos de dados para ajustar as curvas coesivas de Hordijk [33] e Bilinear. Esses resultados são comparados com a curva Bilinear apresentada em [1];
- Ajuste do modelo viscoso utilizando as curvas coesivas determinadas numericamente: utilizando as curvas coesivas determinadas com os experimentos quase-estáticos, é ajustado o modelo viscoso com base nos demais ensaios experimentais, correspondentes a taxas de carregamento mais elevadas. Os resultados são comparados entre os modelos numéricos (CHM e SF), nos diferentes intervalos de ajuste e com os resultados da referência;
- Ajuste simultâneo do modelo visco-coesivo: o modelo vis-



Figura 9 – Curvas P- δ ajustadas para o intervalo de 0 a 0,225 mm utilizando a curva Bilinear de (1)



Figura 10 – Curvas P- δ ajustadas para o intervalo de 0 a 0,11 mm utilizando a curva Bilinear de (1)

coso e o modelo coesivo (Hordijk ou Bilinear) são ajustados simultaneamente com base em todo conjunto de dados experimentais e em diferentes intervalos de ajuste. Esses resultados são comparados com os dados da referência [1];

5. Resultados e discussões

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos a partir dos procedimentos indicados na seção 4, acompanhados de uma análise comparativa em relação aos valores experimentais e aos resultados apresentados em [1].

5.1 Ajuste do módulo de elasticidade

A Tabela 1 apresenta os resultados do ajuste do módulo de elasticidade utilizando o CHM e a SF. Como pode-se observar, ambos modelos, CHM e SF, resultaram muito próximos ao módulo de elasticidade determinado experimentalmente.

5.2 Ajuste do modelo viscoso utilizando a curva coesiva Bilinear apresentada em [1]

A Tabela 2 apresenta os resultados dos ajustes, onde δ_{max} é o valor máximo utilizado no intervalo de ajuste. Como pode ser observado, o parâmetro \dot{W}_0 varia consideravelmente de intervalo a intervalo e não corresponde ao parâmetro obtido por [1] mesmo quando $\delta_{max} = 0,11 mm$. Entretanto, a completa correspondência entre os valores obtidos com $\delta_{max} = 0,11mm$ e os obtidos por [1] não era esperada, uma vez que estes foram obtidos por um processo manual, interrompido quando a curva obtida foi considerada satisfatória.

As Figuras 8 a 10 apresentam a comparação gráfica das curvas numéricas com a envoltória experimental. Na Figura 8 observa-se que o ajuste entre as curvas numéricas e o envoltório experimental não é satisfatório. Isso ocorre pois a curva bilinear determinada em [1] utilizando o procedimento de [26] limita-se à representação do valor máximo de P da curva $P-\delta$ (experimental). Percebe-se que nas Figuras 9 e 10 as curvas numéricas se ajustam melhor às

Table 3 – Resultados das curvas coesivas obtidos pela análise inversa das envoltórias quase-estáticas										
Modelo	Coesão	f _{tc} (MPa)	G _F (J/m²)	a ₁ (mm ⁻¹)	a ₂ (mm ⁻¹)	b ₂	Resíduo (×10 ⁻⁵) (kN².mm)			
	Hordijk	5,03	98	-	-	-	5,82			
CHIVI	Bilinear	4,80	100	40,3	3,16	0,30	5,92			
°E	Hordijk	4,78	111	-	-	-	6,93			
JE	Bilinear	5,25	113	49,3	3,05	0,317	6,14			
Rosa <i>et al.</i> (2012) (1)	Bilinear	5,20	128	50,0	0,43	0,12	414			

Table 4 – Comparação dos parâmetros ajustados com os valores experimentais									
Modelo numérico	Modelo coesivo	f _{ic} (MPa)	PD f _{tc} (%)	G _F (G _{F(0-0.45)}) (J/m²)	PD G _F (G _{F(0-0.45)}) (%)				
Experimental	-	5,20	-	123 (95)	-				
	Hordijk	5,03	-2,27	98	-20,33 (3,16)				
CHIVI	Bilinear	4,80	-7,69	100	-18,70 (5,26)				
05	Hordijk	4,78	-8,08	111	-9,76 (16,84)				
Эг	Bilinear	5,25	0,96	113	-8,13 (18,95)				

experimentais, entretanto, os parâmetros n e \dot{w}_0 , obtidos para diferentes valores de δ_{\max} , variam significativamente.

5.3 Ajuste do modelo coesivo para os dados experimentais quase-estáticos

A Tabela 3 apresenta os resultados dos ajustes das curvas coesivas utilizando as envoltórias experimentais quase-estáticas ($\dot{\delta} = 1,74 \times 10^{-5} mm/s$). A Tabela 4 expõe a comparação dos parâmetros f_{ic} e G_F experimentais e numéricos. Para G_F considerou--se também a comparação da energia de fratura aparente medida até o limite do intervalo dos dados experimentais (0,45 mm), sendo esse valor indicado por $G_{F0-0.45}$. Pela análise dos resultados considera-se que os valores obtidos pelo ajuste são razoavelmente similares aos experimentais.

As Figuras 11 e 12 apresentam a comparação das curvas $P-\delta$ numérica e experimentais. As curvas ajustadas representam bem o comportamento das curvas experimentais. É possível observar que a principal diferença dos modelos coesivos ajustados para o modelo Bilinear utilizado por [1] encontra-se no valor W_c , sendo que os ajustados apresentam um valor em torno de $0,10\,mm$ enquanto o da referência [1] encontra-se um pouco acima de $0,25\,mm$.

5.4 Ajuste do modelo viscoso utilizando as curvas coesivas determinadas numericamente

A Tabela 5 apresenta os resultados dos ajustes do modelo vis-





Table 5 – Resultados obtidos pela análise inversa do modelo viscoso de (1) utilizando as curvas coesivas determinadas numericamente na seção 5.3									
Modelo	Coesão	δ _{max} (mm)	$\dot{w}_{_0}$ (mm/s)	n	Resíduo (kN².mm)				
		0,450	99,0	0,156	1,25×10⁻³				
	Hordijk	0,225	45,0	0,152	4,42×10-4				
		0,110	7,74	0,161	7,38×10⁻⁵				
CHIM	Bilinear	0,450	90,3	0,154	1,29×10 ⁻³				
		0,225	35,2	0,152	4,39×10-4				
		0,110	9,32	0,16	7,32×10⁻⁵				
		0,450	21,3	0,158	1,15×10⁻³				
	Hordijk	0,225	15,6	0,149	4,45×10-4				
CE.		0,110	1,55	0,159	8,04×10 ⁻⁵				
5F		0,450	21,6	0,167	1,22×10 ⁻³				
	Bilinear	0,225	14,7	0,156	4,63×10-4				
		0,110	2,29	0,148	7,27×10⁻⁵				
Rosa <i>et al.</i> (2012) (1)	Bilinear	0,450	0,0965	0,16	4,14×10 ⁻³				

coso utilizando-se como base as curvas coesivas determinadas na seção 5.3 e as amostras experimentais referentes às taxas $\dot{\delta}$ superiores a $1,74 \times 10^{-5}$ mm / s. Novamente, os parâmetros apresentam variação significativa de um intervalo ao outro.

As Figuras de 13 a 18 apresentam a comparação das curvas $P-\delta$ ajustadas com as curvas experimentais. Para $\dot{\delta} = 1,74 \times 10^{1} mm/s$ existe dificuldade de o modelo numérico representar o pico da curva experimental. Entretanto, estes ajustes













se mostram melhores que os ajustes da seção 5.2, uma vez que o final da curva $P-\delta$ é bem representado.

5.5 Ajuste simultâneo de parâmetros coesivos e viscosos

As Tabelas de 6 a 9 apresentam os resultados obtidos pelo ajuste simultâneo das curvas coesivas com o modelo viscoso de [1]. Pelas Tabelas 6 e 8 observa-se que os parâmetros variam significativamente entre os intervalos de ajuste. Nas tabelas 7 e 9 observa-se que é significativa a diferença entre os parâmetros determinados numericamente e os correspondentes experimentais. As Figuras de 19 a 24 apresentam a comparação das curvas $P-\delta$ numéricas com as envoltórias experimentais. Esses foram os melhores ajustes obtidos utilizando-se o modelo viscoso de [1].

5.6 Discussão

O modelo de [1] foi proposto e avaliado para os valores de pico das curvas $P-\delta$. Os resultados apresentados na subseção 5.5

Table 6	6 - Resultados d	o ajuste simulto de	âneo da visco Hordijk (1991)	-coesão utilizano (33)	lo o modelo	coesivo
Modelo	δ _{max} (mm)	f _{tc} (MPa)	G _F (J/m²)	^ŵ ₀ (mm/s)	n	Resíduo (×10 ^{.4}) (kN².mm)
	0,450	5,13	63,7	6,92	0,105	9,68
CHM	0,225	4,83	62,6	2,33	0,101	3,95
	0,110	4,31	87,9	1,01	0,127	0,84
	0,450	4,38	74,6	0,107	0,094	9,46
SF	0,225	4,96	70,5	0,0468	0,107	4,46
	0,110	5,01	64,3	0,0501	0,107	0,84
Rosa <i>et al.</i> (2012) (1)	0,450	5,20	128	0,0965	0,16	41,40

demonstram que, embora sendo uma boa primeira aproximação, o modelo de [1] apresentou limitações na representação das curvas $P-\delta$. Os parâmetros f_{tc} e G_{F} obtidos pelo ajuste simultâneo dos modelos coesivo e viscoso indicaram a necessidade de alterações no modelo para uma melhor representação dos valores experimentais para as taxas de carregamento consideradas.

A análise de materiais quase-frágeis e dúcteis pode levantar uma questão: muitos materiais que apresentam comportamento quasefrágil ou dúctil quando submetidos a carregamento estático podem apresentar comportamento frágil sob carga de impacto. Este comportamento é devido à impossibilidade da redistribuição de tensões durante um período muito curto de deformação [34].

Table 7 - C	Comparação dos de Hordij	resultados obtida ik (1991) (33) cor	os do ajuste simult n os dados experi	âneo pelo mode mentais	lo coesivo
Modelo	δ _{max} (mm)	f _{tc} (MPa)	PD f _{tc} (MPa)	G _F (G _{F(0-0.45)}) (J/m²)	PD G _F (G _{F(0-0.45)}) (%)
Experimental	-	5,20	-	123 (95)	-
	0,450	5,13	-1,35	63,7	-48,21 (-32,95)
CHM	0,225	4,83	-7,12	62,6	-49,11 (-34,11)
	0,110	4,31	-17,12	87,9	-28,54 (-7,47)
	0,450	4,38	-15,77	74,6	-39,35 (-21,47)
SF	0,225	4,96	-4,62	70,5	-42,68 (-25,79)
	0,110	5,01	-3,65	64,3	-47,72 (-32,32)

Table 8 – Resultados do ajuste simultâneo da visco-coesão utilizando o modelo coesivo bilinear									
Modelo	δ _{max} (mm)	f _{ic} (MPa)	G _F (J/m²)	a ₁ (mm ⁻¹)	a ₂ (mm ⁻¹)	b ₂	\dot{W}_0 (mm/s)	n	Resíduo (×10 ⁻⁴) (kN².mm)
	0,450	4,15	71,6	36,8	7,90	0,428	3,83	0,111	9,39
CHM	0,225	4,03	71,1	35,5	7,81	0,428	2,59	0,111	3,84
	0,110	4,16	67,2	39,3	12,50	0,560	1,35	0,133	0,83
SF	0,450	4,73	74,5	57,8	3,27	0,266	0,0869	0,095	9,21
	0,225	4,63	74,8	55,6	3,36	0,273	0,0855	0,097	3,80
	0,110	4,48	122,7	52,1	0,452	0,135	0,106	0,132	1,03
Rosa <i>et al.</i> (2012) (1)	0,450	5,20	128	50,0	0,43	0,12	0,0965	0,16	41,4

Table 9 – Comparação dos resultados obtidos do ajuste simultâneo pelo modelo coesivo bilinear com os dados experimentais

Modelo	δ _{max} (mm)	f _{ıc} (MPa)	PD f _{tc} (%)	G _F (G _{F(0-0.45)}) (J/m²)	PD G _F (G _{F(0-0.45)}) (%)
Experimental	-	5,20	-	123 (95)	-
	0,450	4,15	-20,19	71,6	-41,79 (-24,63)
CHM	0,225	4,03	-22,50	71,1	-42,20 (-25,16)
	0,110	4,16	-20,00	67,2	-45,37 (-29,26)
SF	0,450	4,73	-9,04	74,5	-39,43 (-21,58)
	0,225	4,63	-10,96	74,8	-39,19 (-21,26)
	0,110	4,48	-13,85	122,7	-0,24 (-29,16)

Os ensaios analisados em [1] não alcançam velocidades que possam ser consideradas próximas de um impacto, mas se for considerado que o material sofre uma transição gradual em um estágio de carregamento estático para o comportamento com impacto, pode-se assumir que o material se torna cada vez mais frágil. Buscando observar o aumento de fragilidade do material e verificar o aumento de f_{tc} com o aumento da taxa de carregamento, é realizado um ajuste individual de cada envoltória dos ensaios realizados por [1] no módulo de ajuste coesivo da ferramenta computacional desenvolvida. O módulo de ajuste coesivo não leva em



Figura 20 – Curvas P-δ para o intervalo de 0 a 0,225 mm ajustando simultaneamente Hordijk (1991) (33) e modelo viscoso



conta os efeitos da taxa de carregamento, e a curva coesiva ajustada é a representação matemática de uma curva coesiva "média" que reduz a função a ser minimizada. Desse modo, pretende-se que os ajustes matemáticos realizados evidenciem algum comportamento físico. São apresentados somente os resultados obtidos utilizando a curva coesiva de Hordijk (1991) [33] com o modelo numérico CHM pois as demais combinações geram resultados de comportamento similar. A Tabela 10 apresenta o resumo dos resultados. Como mostra a tabela, f_{ic} aumenta com o aumento de velocidade do



Figura 22 – Curvas P-δ para o intervalo de 0 a 0,45 mm ajustando simultaneamente bilinear e modelo viscoso





Rosa et al. (2012)

Table 10 – Ajuste das curvas coesivas de (33) utilizando CHM				
Taxa de carregamento (mm/s)	f _{tc} (MPa)	G _F (J/m²)		
1,74×10 ⁻⁵	5,03	98,0		
5,5×10⁻⁵	6,67	97,1		
1,74×10 ⁻⁵	7,37	79,0		
5,5×10⁻⁵	8,14	96,3		
1,74×10-5	10,5	109,0		

 δ [mm]

1

0.00

0.02

0.04

0.06

0.08

0.10





atuador, o que está de acordo com a formulação de [1].

A Figura 25 apresenta as curvas ajustadas e suas respectivas curvas coesivas. A Figura 26 apresenta a sobreposição das curvas coesivas. Se considerarmos que um material idealmente frágil é aquele cujo a curva coesiva apresenta $W_c = 0$, ou seja, ao atingir f_{tc} o material se rompe. Com base na observação anterior, seria possível dizer que quanto menor for W_c mais próximo se está de um material frágil. Observando a Figura 26 e mantendo a observação anterior, o material se torna mais frágil no sentido de $1,74 \times 10^{-5} mm/s$ a $1,74 \times 10^{-2} mm/s$, menos frágil de $1,74 \times 10^{-2} mm/s$ a $5,5 \times 10^{-1} mm/s$ e novamente volta a ser mais frágil.

Desse modo, o modelo proposto por [1] aparentemente necessita de uma complementação para considerar a fragilidade do material com o aumento de f_{tc} . Os demais modelos de curvas visco-coesivas apresentados na subseção 1 não desempenham o comportamento buscado, e mesmo que seja possível a combinação do modelo de [1] com o modelo de [24], tal combinação não tenderia ao resultado esperado, uma vez que este último aumenta o valor de W_c com o aumento da taxa de carregamento.

A sugestão que fica após essas observações é que seja investigada uma formulação que contemple a fragilidade do material com a taxa de carregamento e que esta complemente o modelo de [1].

6. Conclusões

O objetivo principal deste trabalho é avaliar a capacidade do modelo visco-coesivo de [1] em representar o comportamento do concreto sob o efeito da taxa de carregamento utilizando uma ferramenta computacional para o ajuste de curvas carga versus deslocamento do ponto de aplicação (P- δ) obtidas em ensaios com vigas prismáticas ranhuradas em flexão em três pontos (*Three-Point-Bend Test*).

Pelos ajustes observou-se que o modelo não é capaz de representar completamente os dados experimentais e que existe uma grande dependência em relação ao intervalo de ajuste. Quando realizados os ajustes simultâneos do modelo de viscosidade com o modelo coesivo, os resultados deste não reproduzem os valores de f_{tc} e G_{F} determinados experimentalmente.

Na seção 5.6 foi realizada uma observação sobre a teoria de impacto na qual materiais quase-frágeis se comportariam de forma frágil em carregamentos de impacto [34]. Buscando-se alguma conexão entre o comportamento quase-frágil com o comportamento em condições de impacto, observou-se que o material se torna mais frágil com o aumento da taxa de carregamento.

Desta forma sugere-se necessária uma complementação do modelo de [1] de modo que este considere também a fragilidade do material com o aumento da taxa de carregamento.

7. Agradecimentos

Ao Prof. Dr. Gonzalo Ruiz da Universidad de Castilla-La Mancha (UCLM) pela disponibilização dos dados experimentais. Ao Prof. Dr. Alaor Leandro Rosa, da Faculdade de Engenharia de Sorocaba (FACENS) pelas discussões e sugestões a este trabalho.

8. Referências bibliográficas

 ROSA, A. L., YU, R. C., RUIZ, G., SAUCEDO, L., SOUSA, J. L. A. O. A loading rate dependent cohesive model for concrete fracture. Engineering Fracture Mechanics, v. 82, p.195-208, 2012

- [2] BARENBLATT, G. I. The formation of equilibrium cracks in brittle fracture. General ideas and hypothesis, axially symmetrical cracks. Journal of Applied Mathematics and Mechanics, v. 23, p.622-636, 1959.
- [3] BARENBLATT, G. I. The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture. Advances in Applied Mechanics, v. 7, p.55-129, 1962.
- [4] HILLERBORG, A., MODEER, M., PETERSSON, P. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. Cement and Concrete Research, v. 6, p.173-182, 1976.
- [5] BAZANT, Z. P., OH, B. H. Crack band theory for fracture concrete. Materials and Structures, v. 16, n. 93, p.155-157, 1983.
- [6] JENQ, Y. S., SHAH, S. P. Two-parameter fracture model for concrete. ASCE Journal of Engineering Mechanics, v. 111, n. 10, p.1227-1241, 1985.
- [7] NALLATHAMBI, P., KARIHALOO, B. L. Determination of specimen size independent fracture toughness of plain concrete. Magazine of Concrete Research, v. 38, n. 135, p.67-76, 1986.
- [8] TANG, T., OUYANG, C., SHAH, S. P. A simple method for determining material fracture parameters from peak loads. ACI Materials Journal, v. 93, n. 2, p.147-157, 1996.
- [9] RÜSH, H. Research toward a General Flexural Theory for Structural Concrete. ACI Materials Journal, v. 57, p.1-28, 1960.
- [10] AL-KUBAISY, M. A., YOUNG, A. G. Failure of concrete under sustained tension. Magazine of Concrete Research, v. 27, p.171-178, 1975.
- [11] NISHIBAYASHI, S. Tensile creep of concrete. Proceedings of the 1978 RILEM Colloquium on Creep of Concrete. A.M. Neville and J.J. Brooks (Eds.), University of Leeds, England, p.274-287, 1978.
- [12] GETTU, R., BAZANT, Z. P., KARR, M. E. Fracture properties and brittleness of high-strength concrete. ACI Materials Journal, v. 87, p.608-618, 1990.
- [13] REINHARDT, H.W., WEERHEIJM, J. Tensile fracture of concrete at high loading rates taking into account of inertia and crack velocity effects. International Journal of Fracture, v. 51, p.31-42, 1991.
- [14] ROSSI, P., VAN MIER, J. G. M., BOULAY, C., LE MAOU, F. The dynamic behaviour of concrete: influence of free water. Materials and Structures, v. 25, p.509-514, 1992.
- [15] BAZANT, Z. P., GETTU, R. Rate effects and load relaxation in static fracture of concrete. ACI Materials Journal, v. 89, p.456-468, 1992.
- [16] BAZANT, Z. P., JIRASEK, M. R-curve modelling of rate and size effects in quasi-brittle fracture. International Journal of Fracture, v. 62, p.355-373, 1993.
- [17] ROSSI, P., VAN MIER, J. G. M., TOUTLEMONDE, F., LE MAOU, F., BOULAY, C. Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension. Materials and Structures, v. 27, p.260-264, 1994.
- [18] BAZANT, Z. P., LI, Y. N. Cohesive crack with rate-dependent opening and visco-elasticity I: Mathematical model and scaling. International Journal of Fracture, v. 86, p.247-265, 1997.

- [19] BAZANT, Z. P., CANER, F. C., ADLEY, M. D., AKERS, S. A. Fracturing rate effect and creep in microplane model for dynamics. Journal of Engineering Mechanics, v. 126, p.962-970, 2000.
- [20] BINDIGANAVILE, V., BANTHIA, N. Size effects and the dynamic response of plain concrete. Journal of Materials in Civil Engineering, v.18, p.485-491, 2006
- [21] BRARA, A., KLEPACZCKO, J. R. Fracture energy of concrete at high loading rates in tension. International Journal of Impact Engineering, v. 34, p.424-435, 2007.
- [22] WEERHEIJM, J., VAN DOORMAAL, J. Tensile fracture of concrete at high loading rates: new test data on strength and fracture energy from instrumented spalling tests. International Journal of Impact Engineering, v. 34, p.609-626, 2007.
- [23] TANDON, S., FABER, K. T., BAZANT, Z. P., LI, Y. N. Cohesive crack modeling of influence of sudden changes in loading rate on concrete fracture. Engineering Fracture Mechanics, v. 52, n. 6, p.987-997, 1995.
- [24] ZHOU, F., MOLINARI, J., SHIOYA, T. A rate-dependent cohesive model for simulating dynamic crack propagation in brittle materials. Engineering Fracture Mechanics, v.72, p.1383-1410, 2005.
- [25] TARIFA, M., POVEDA, E., YU, R. C., ZHANG, X., RUIZ, G. Effect of loading rate on high-strength concrete: numerical simulations. VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraMCoS-8, 2013.
- [26] GUINEA, G. V., PLANAS, J., ELICES, M. A general bilinear fit for the softening curve of concrete. Materials and Structures, v. 27, p.99-105, 1994.
- [27] SOUSA, J. L. A. O., GETTU, R. Determining the tensile stress-crack opening curve of concrete by inverse analysis. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, v. 132, p.141-148, 2006.
- [28] LEVENBERG, K. A method for the solution of certain nonlinear problems in least squares. Applied Mathematics, v. 2, p.164-168, 1944.
- [29] MARQUARDT, D. An algorithm for least-squares estimation of nonlinear parameters. Journal of Applied Mathematics, v. 11, p.431-441, 1963.
- [30] SOUSA, J. L. A. O. A Levenberg-Marquardt algorithm for fitting $\sigma - w$ curves from three-point-bend tests for plain and fiber reinforced concretes. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v.4, n.4, p.691-694, 2011.
- [31] OLESEN, J. F. Fictitious crack propagation in fiber-reinforced concrete beams. Journal of Engineering Mechanics, v. 127, n. 3, p.272-280, 2001.
- [32] PLANAS, J., ELICES, M. A. Nonlinear fractures of cohesive materials. International Journal of Fractures, v. 51, p.139-157, 1991.
- [33] HORDIJK, D. A. Local approach to fatigue of concrete. Doctoral thesis, Delft University of Technology, The Netherlands, 1991.
- [34] SANTOS, R. M. Comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com CFC sujeitas a carga de impacto. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2008.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

3D investigation of steel fiber distribution in reinforced concrete by X-ray microtomography

Investigação 3D da distribuição de fibras de aço em concreto reforçado por microtomografia de raios X

A.C. MACHADO a alecastro@lin.ufrj.br

M. A. SILVA ^a marcofcr@gmail.com

> R. D. T. FILHO ^a toledo@coc.ufrj.br

M. S. PFEIL ^a mpfeil@coc.ufrj.br

I. LIMA ^a inayacorrea@gmail.com

> R.T. LOPES ^a ricardo@lin.ufrj.br

Abstract

The effects of the inclusion of steel fibers in concrete have been widely studied in order to investigate possible changes in mechanical properties, such as the increase in tensile strength, ductility, stiffness, toughness (energy absorption capacity), and durability. An immediate consequence of this addition is the mitigation of concrete's brittle behavior, so that the material meets new quality requirements. In this context, it is important to study the spatial distribution of the entire internal structure of these materials. Three-dimensional computed microtomography is a non-destructive inspection technique used to characterize the internal structures of various materials based on X-ray interaction with the inspected object. Topological and morphological properties can be obtained directly in three dimensions by means of mathematical reconstruction of the radiographs, which allows analyzing, for example, porosity and distribution of objects. In this context, the aim of this study is to investigate the spatial distribution of steel fibers, as well as of porosity in reinforced concrete samples. To this end, we used a microtomography system calibrated to operate at a voltage of 80 kV, electric current of 100 μ A and a pixel size equal to 24 μ m. The results showed low porosity and that the steel fibers were not uniformly distributed throughout the sample.

Keywords: X-ray, steel fibers, microtomography, porosity, concrete.

Resumo

Os efeitos da inserção de fibras de aço em concretos têm sido amplamente estudados com o objetivo de investigar possíveis modificações nas propriedades mecânicas, tais como, o aumento da resistência à tração, ductilidade, rigidez, tenacidade (capacidade de absorção de energia), e durabilidade. Uma das consequências imediatas dessa adição é a mitigação do comportamento frágil do concreto, de forma que o material passe a ter novas exigências de qualidade. Nesse contexto, é de grande importância o conhecimento espacial da distribuição de toda estrutura interna desses materiais. A microtomografia computadorizada tridimensional é uma técnica utilizada na caracterização de estruturas internas de diversos materiais, baseada na interação dos raios X com o objeto inspecionado, sendo considerado um ensaio não destrutivo. Propriedades morfológicas e topológicas podem ser obtidas diretamente em três dimensões através da reconstrução matemática das radiografias, o que possibilita analisar, por exemplo, a porosidade e a distribuição de diversos objetos. Nesse contexto, o objetivo desse trabalho é a investigação da distribuição espacial das fibras de aço, assim como da porosidade em amostras de concreto. Para tal, foi utilizado um sistema de microtomografia calibrado para operar com uma tensão de 80 KV, corrente elétrica de 100 µA e um tamanho de pixel igual a 24 µm. Os resultados mostraram uma porosidade baixa e que as fibras de aço não estão distribuíção uniformemente ao longo da amostra.

Palavras-chave: raios X, fibras de aço, microtomografia, porosidade, concreto.

Programa de Engenharia Nuclear, Laboratório de Instrumentação Nuclear (LIN), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;
 Programa de Engenharia Civil, Laboratório de Estruturas e Materiais (LabEST), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Received:14 May 2014 • Accepted:06 Jul 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

1. Introduction

Non-reinforced, simple concrete is a fragile material, brittle, with low strength and tensile elongation capacity, thus, the inclusion of steel fibers in its composition has been widely employed in the construction industry. This fact is widely observed in several applications such as tunnel coatings, plant floors and concrete pipes, because tensile strength, ductility, toughness and durability are significantly improved with fiber addition [1].

The function of discontinuous steel fibers, randomly distributed is bridging the cracks that are formed in the concrete under external loads or when temperature or humidity changes occur in the environment. [2;3]. Steel fibers, when added to the concrete, hinder crack propagation due to their high elastic modulus. Because of the load-bearing capacity that the composite presents after cracking, the fibers allow stress redistribution in the material even when used in low amounts [4], so as to cause certain ductility after cracking. In this manner, if the fibers are resistant enough, well adhered to the cementitious matrix and in adequate amount, they help to maintain small crack openings, allowing the concrete to resist high tensile stresses, with a large strain capacity in the post-cracking stage [2; 3]. It should be highlighted that the level of stress that the fiber transfers through the cracks depends on several factors such as fiber length, amount (volume) and random distribution [4]. One of the issues involved in the durability of steel fiber reinforced concrete, is that frequently the fibers do not receive corrosion pre-

Figure 1 - Sample photography



ventive treatment. This fact turns concrete durability conditioned to its confinement and, due to the restriction of crack propagation provided by the fibers, the resistance to the entry of aggressive agents increases with consequent increase of structure durability [4]. Concrete durability may be defined as the ability of concrete to resist weathering action, chemical attack, abrasion or any process of deterioration [5]. This definition is directly related to concrete permeability, which in turn may be described as the ease of a fluid to flow through a material under a given pressure gradient. Thus, permeability is not merely a characteristic of the material, but it also refers to a driving force acting on the fluid [6]. Therefore, we can say that a concrete with low permeability tends to prevent the entrance of aggressive agents into the matrix [7]. Another important parameter to assess concrete durability is porosity, which, besides having great influence on concrete mechanical strength (the higher the porosity, the lower the strength) directly affects its durability. Total porosity may be defined as the volumetric ratio of void spaces in concrete [8]. In other words, the higher the permeability of concrete, the greater will be pore connectivity and therefore the material will be more susceptible to external actions directly increasing deterioration speed and consequently affecting concrete durability. Excellent quality concretes are those with porosity about 1% [9]. In addition to pore volume, pore shape and dimension also affect concrete resistance. In general, for the same value of total porosity, smaller size pores result inhigher strength of the hydrated cement paste [10].

Although steel fibers can actually improve concrete behavior, we must be realistic about what we can really expect from their performance, especially if the amount of fibers is small (less than 1% by volume), as usually occurs [2; 3].

In this context, quantifying the amount (volume) of steel fibers embedded in the concrete and analyzing its spatial distribution, becomes animportant tool for quality assessment of this material. To this end, it is necessary to investigate its microstructure and several cutting-edge techniques are being developed such as acoustic emission, infrared thermography and 3D X-ray computed microtomography (microCT) [11].

High resolution microCT is a valuable tool that enables the morphological and topological analysis of the internal structures of several types of materials such as fiber reinforced concrete.

MicroCT is a non-destructive test based on the physical principle of X-ray exponential attenuation when they interact with the object under study. The technique informs the distribution of the different phases in the material of interest [12]. The intensity of the transmitted, collimated X-ray beam that interacts with the object is recorded by a detector matrix placed on the opposite site to the source [13]. One of the great advantages of this technique is that it informs the internal structure of the object without submitting it to any kind of preparation method such as impregnation, thinning or polishing allowing quantifying parameters such as volume, size, shape, distribution and connectivity [14].

The goal of this study is to characterize a sample of steel fiber reinforced concrete and quantify total porosity and steel fiber volume to assess thickness spatial distribution of both, pores and fibers. At the end, 3D models of the studied medium are presented.

2. Materials and experimental program

The sample used in this study was a steel fiber reinforced concrete cylinder with (38.3 \pm 0.25) mm of height and (37.5 \pm 0.25) mm of diameter, shown in figure [1]. Other characteristics of the

Composition of concrete		Characterization of coarse aggregate
Coarse aggregate (kg/m³)	546.28	Tests performed
Fine aggregate (kg/m³)	1011.3	Maximum dimension characteristic (mm)
Cement (kg/m³)	330	Fineness modulus
Fly ash (kg/m³)	154	Specific mass (g/cm³)
Silica fume (kg/m³)	39.6	Absorption (%)
Superplasticizer (kg/m³)	40.5	Pulverulent materials (%)
Viscosity modifier (kg/m³)	0.1	Shape index
Water (kg/m³)	145	
Steel fiber (kg/m³)	78	Characterization of fine aggregate
Content of superplasticizer (%)	3.8	Tests performed
		Maximum dimension characteristic (mm)
Value of specific cement mass, ash	and silica	Maximum dimension characteristic (mm) Fineness modulus
Value of specific cement mass, ash Material	and silica Specific mass	Maximum dimension characteristic (mm) Fineness modulus Specific Mass (g/cm3)
Value of specific cement mass, ash Material Cement (g/cm³)	and silica Specific mass 3.11	Maximum dimension characteristic (mm) Fineness modulus Specific Mass (g/cm3) Absorption (%)
Value of specific cement mass, ash Material Cement (g/cm³) Ash (g/cm³)	and silica Specific mass 3.11 2.39	Maximum dimension characteristic (mm) Fineness modulus Specific Mass (g/cm3) Absorption (%) Pulverulent materials (%)
Value of specific cement mass, ash Material Cement (g/cm³) Ash (g/cm³) Silica (g/cm³)	and silica Specific mass 3.11 2.39 2.29	Maximum dimension characteristic (mm) Fineness modulus Specific Mass (g/cm3) Absorption (%) Pulverulent materials (%) Clay lumps (%)
Value of specific cement mass, ash Material Cement (g/cm³) Ash (g/cm³) Silica (g/cm³)	and silica Specific mass 3.11 2.39 2.29	Maximum dimension characteristic (mm) Fineness modulus Specific Mass (g/cm3) Absorption (%) Pulverulent materials (%) Clay lumps (%)

Table 1 - Characterization of the concrete and materials used

Tests performed	Rubble
Maximum dimension characteristic (mm)	13.2
Fineness modulus	5.61
Specific mass (g/cm ³)	2.62
Absorption (%)	0.14
Pulverulent materials (%)	2
Shape index	1.7
Characterization of fine aggrega	te
Tests performed	Results

Maximum dimension characteristic (mm)	2.36
Fineness modulus	2.64
Specific Mass (g/cm3)	2.67
Absorption (%)	0.99
Pulverulent materials (%)	0.5
Clay lumps (%)	-

	Steel fibers	
Properties		
Elasticity modulus (Gpa)	200	
Traction resistance (Mpa)	1150	

material under study such as concrete composition can be visualized in table [1].

It was prepared in a planetary, vertical-shaft concrete mixer (CIBI). Initially the equipment was moistened with water and the excess was removed with a cloth. Then, dry fine and coarse aggregates were thrown, and mixed for 1 minute for homogenization. Then, the cementitious materials were added and mixed for another minute. After this stage, 80% water was added, then the superplasticizer material and next the remaining water and mixed for 8 minutes to allow the complete action of the plasticizer. Finally, fibers were added and mixed for another 4 minutes. The entire mixing time was 14 minutes. After 48 hours, the test specimens were withdrawn from the molds and placed in a humid chamber with relative humidity higher than 95% and temperature of (22 ± 2) °C. The aggregates used were round pebbles from the Amazon riverbed.

The microCT assay was conducted in a high energy system (Skyscan/Bruker, model 1173). The system was calibrated to work with a voltage of 80 kV and current of 100 µA. The values of the electric current and acceleration voltage used in microCT tests depend on the combination of type of material and the experimental system used. Voltage value has to be such that the photons have energy enough to pass through the sample and transmit the necessary information for image formation at the receptor. This parameter directly influences image contrast. The higher the kV, the higher the beam energy and its penetration in the material and the smallest the intensity difference among the photons from different densities of the inspected material (assuming a heterogeneous material), producing a smaller variation of radiation attenuation. Current value is attributed to the intensity of the X-ray beam, without changing the energy spectrum (the effective energy continues the same) and is related to the counting statistics of the electron beam in image construction. In this context, image guality optimization depends on the relation chosen between acceleration voltage and electronic current in the X-ray tube, and, of course, on other factors such as exposure time, mentioned throughout the text.

The microCT system used had an internal aluminum filter with 1.0 ± 0.05 mm thickness at the exit of the X-ray tube. The filter reduces the contribution of low energy photons, minimizing beam hardening effect, which is an artifact of final image degradation in microCT tests. This type of artifact makes the edge appear brighter than the center, even when the material is homogenous.

Pixel size used was 24 µm, which is equivalent to a spatial resolution of 50 µm. This difference between spatial resolution and pixel size occurs because spatial resolution depends also on other factors, such as for instance, beam geometry and the unsharpness it forms

With that configuration, the distances source-sample and sampledetector were 177.4 mm and 186.6 mm, respectively. Pixel size is related with sample size and microCT system size. Therefore, it is possible to obtain different magnification factors for different distance value combinations [15].



A flat-type detector, also known as flat panel detector, is a flat digital detector with isotropic pixel size of 50 μ m, i.e., 50 x 50 μ m, operating with a maximum pixel matrix of 2240 x 2240. It was used to record the transmission of the X-ray cone beam. This detector has the advantage of producing distortion-free images.

Acquisition was performed from a concrete cylindrical sampleplaced on the system's handling table in such a way that its main z axis was perpendicular to the radiation beam. In this manner, the sample was rotated 360° along its z axis, in 0.30° steps. It is important to note that other image acquisition parameters can be adjusted; therefore an average of 05 frames was obtained over an exposure time of 800ms for each radiography image.

After the acquisition process, the projections were reconstructed using the Nrecon[®]SkyScan - version 1.6.4.1 program [16] and InstaRecon - version 1.3.5.0 [17] whose algorithm is based on Feldkamp's studies [18]. The reconstruction program allows choosing several parameters to obtain a more accurate image quality. The parameters can be manually adjusted during reconstruction using the visualization function (previews). The fine tuning function of NRecon is designed to make the necessary adjustments according a series of previews. It is possible to adjust one parameter at a time, keeping all other parameters fixed, so that it is possible to select, one by one, the desired combination for a better image quality. From the options offered, we used the following:

- i) Ring artifact: ring artifact appears as total or partial circles centered in the rotation axis which are caused by changes in the exit of the individual detectors or set of detectors. This reduction is applied to the projections before image pre-processing, so that the average projection is used for this purpose. The depth of this correction can be chosen in a 1 to 20 gap. In our study, we used a ring artifact reduction with a degree of 9.
- ii) Beam hardening: besides the corrections that can be made during the test, another correction is possible by mathematical processing. This correction is made through linear transformation and its depth can be chosen according to the material density. A high order in the polynomial function can also be used for that purpose. Beam hardening correction can be made in different degrees (1% to 100%). A beam hardening artifact correction of 9% was applied in the present study.

iii) Noise reduction: the kernel Gaussian smoothing filter is characterized as smoothing applied to projections. It smoothes each pixel within an MxN neighborhood, where M is the horizontal dimensionand N is the vertical dimension. It reduces noise and searches for a proper smoothing level using filters in different degrees (1 to 10). In this study, we used a Gaussian smoothing filter with degree equal to 8.

In this stage, the results obtained are reconstructed slices. These slices provide both, 2D and 3D sample visualizations which can be digitally processed, therefore, qualitative and quantitative information may be obtained from these images after submission to a series of mathematical operations such as binarization, noise removal, image contrast improvement, etc. Figure [2] shows an example of images obtained in each stage of the microCT process. Once the acquisition and reconstruction stages are finished, it is necessary to analyze the images obtained. The SkyScan, CTAN® (v1.11.8.0) [19] program was used for image analysis and processing. In this stage, the goal was to quantify geometrical parameters related to concrete porosity and steel fibers. This quantification is performed only after image segmentation. Segmentation involves the selection of a threshold value to separate the porous space from other remaining phases in the material. In the present study, a simple global thresholding method was applied, with a single threshold value chosen to separate pores from the matrix. In a second stage, another threshold value was chosen to separate the fibers from the remaining materials [20]. In this manner, the

Table 2 – µCT-3D results						
Phase	Volume (mm³)	Percentage (%)	ρ (mm-1)	Δρ (mm)		
Pores	604.69	1.58	-	-		
Matrix	37028.19	97.09	-	-		
Steel fibers	504.55	1.32	0.024	15.16		
Total	38137.43	-	-	-		



amount of black and white pixels/voxels belonging to the volume of interest (VOI), and consequently total concrete sample porosity, linear density of steel fibers (ρ , mm⁻¹), fiber separation (Δ , mm), i.e., spacing between them and thickness distribution of pores and steel fibers were determined. Pore, fiber and matrix volumes were essential in all the assessments.

3. Results and discussion

MicroCT results are shown in table [2]. They indicate that the steel fiber reinforced concrete sample studied has high quality, because according to [2;3], has steel fiber percent above the value recommended for high resistance concretes (1.32%), ensuring enhancement of the performance of the mechanical properties. Another parameter that indicates the quality of the sample is total porosity, which was 1.5%. This value may be considered low and directly influences the increase of concrete durability, because according to [9] excellent quality concretes are those with porosity about 1%. Figure [3] illustrates 3D fiber distribution within the volume of interest studied, from the visualization of 3D models of sample phases. The figure shows that this distribution is not uniform, because it presents a random behavior, which may result in a decrease of fiber efficiency in repressing crack propagation in high resistance concretes. This non-uniform distribution suggests a problem of fiber-matrix adherence through anchoring effect.

However, total porosity is not the only parameter important for characterizing the pore space. Pore size distribution is also essential for understanding concrete durability. Figure [4] illustrates this result obtained through microCT, evaluated slice-by-slice. Ten pore size intervals are evidenced (0.00-0.05; 0.05-0.10; 0.10-0.19; 0.19-0.39; 0.39-0.77; 0.77-1.54; 1.54-3.08; 3.08-6.16; 6.16-12.33; 12.33-24.65) mm. Most pores are not within the highest or lowest intervals, they concentrate within the (0.19-0.39) and (0.39-0.77) mm intervals. This distribution shows that more than 77% pores lie within the range from 0.10 to 1.54 mm. The highest pore size range found (12.33 to 24.65 mm) represents just 2.2% of total pores, and the lowest pore size range (between 0.00 and 0.05 mm) only 8.53%.

Other parameters that microCT enables to investigate are: fiber linear density (ρ) and fiber separation($\Delta \rho$). The density ρ is inversely proportional to the distance between the mean fiber axis, this implies in the number of paths through the solid structure by length unit. The value ρ found in this study was 0.024 mm⁻¹, this value was directly calculated in 3D. The separation $\Delta \rho$ is, essentially the thickness of the spaces defined by the binarized objects within the VOI, i.e., the average distance between the fibers. The value found for $\Delta \rho$ was 15.16 mm. This value was calculated in 2D (slice-byslice). According to [21], low fiber density values and increasingly higher values of fiber separation are associated to small mechanical resistance of the sample under study.

The greatest benefit obtained in reinforcing a fragile matrix with fibers is to alter its behavior after cracking. The composite does not break after the beginning of matrix cracking, but it can suffer





significant plastic deformation which makes it adequate for construction. To this end, fibers must be added in adequate volume, length and shape [5]. In this manner, fiber morphological characterization is essential in the evaluation of reinforced concrete quality. Fiber thickness distribution, figure [5], was directly analyzed in 3D. The method begins with a skeletonization, identifying the medial axis of all the structures. In this manner an adaptive sphere will help local thickness calculation for all the voxels along the identified medial axis. This adaptive sphere is a sphere inscribed in the binarized solid to maximize the tangency of its surfaces [22; 23]. The result indicates steel fiber thickness uniformity, i.e., most fibers (more than 70% fiber volume) included in the sample lied in the thickness range between 0.50 and 0.65 mm.

4. Conclusions

3D high resolution computed microtomography proved to be an adequate technique for steel fiber reinforced concrete characterization. Without any process of sample preparation, it was possible to qualitatively and quantitatively assess volume and thickness distribution of pores and steel fibers, besides the spatial distribution of the fibers in the sample.

Each stage of the microtomography process (acquisition, reconstruction and analysis) was carefully evaluated to obtain the best quality thus ensuring result reliability. The parameters used in each stage, such as voltage, current, physical and mathematical filters and segmentation thresholds were tested until an optimum final value was obtained.

The opportunity to assess steel fiber distribution and concrete porosity enables analyzing not only the final result of the sample, but also its entire production process.

5. Acknowledgement

To CNPq, CAPES e FAPERJ, for their financial support and scholarships granted for this study

6. References

- HAKTANIR, T., et al..Effects of steel fibers and mineral filler on the water-tightness of concrete pipes. Cement & Concrete Composites, vol. 28, 2006; p. 811-816.
- [2] MINDESS, S. Fibre Reinforced Concrete Myth and Reality. Advances in Cement and Concrete, Book Conference Proceedings, Durham, New Hampshire, 1994, p. 217-222.
- [3] MINDESS, S., YONG J. F., DARWIN, D. Concrete. New Jersey: Prentice Hall, 2 ed., 2002,cap 22.
- [4] FIGUEIREDO, A. D.. Concreto com fibras de aço, São Paulo, 2000, Boletim Técnico - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- [5] MIGLIORINI, A.V., GUIMARÃES, A.T.C., OZÓRIO, B.P.M., Fibras de aço em blocos de concreto: estudo para utilização em ambiente marítimo, Revista Matéria, v. 17, 2012, p. 997-1008.
- [6] REINHARDT, H.W., Penetration and Permeability of Concrete: Barriers to organic and contaminating liquids., Rilem Report 16, E & FN Spon, London, 1997.
- [7] MIGLIORINI, A. V. Estudo de fibras de aço em blocos de concreto para a possível utilização em carapaça de molhes, Rio Grande, 2011, Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande.
- [8] NEVILLE, A. M., Properties of concrete, Longman, London, 4th ed., 1995.
- [9] PESSÔA, J. R. C. Microtomografia com raios x e processamento de imagem na obtenção da porosidade do concreto, Rio de Janeiro, 2011, Tese (doutorado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
- [10] CARVALHO, G., et al. Caracterização do concreto utilizando microtomografia por raios x e scanner comercial, CNMAC, Águas de Lindóia, SP, ISSN 1984-820X, v.3, p. 694-700, 2010.
- [11] ROUGELOT, T., et al. About microcracking due to leaching in cementitious composites: X-ray microtomography description and numerical approach, Cement and Concrete Research, 40(2), 2010, p. 271-283.
- [12] LANDIS, E. N., KEANE, D.T.. X-ray Microtomography, Materials Characterization, 61(12), 2010, p. 1305-1316.
- [13] BRAZ, D., et al. Study of the concrete overlay (whitetopping) in paving using computed tomographic system, Nuclear Instruments and Methods in Physics Research Section A: Accelerators, Spectrometers, Detectors and Associated Equipment, 579(1), 2007, p. 510-513.
- [14] MACHADO, A. C., et al. Effect of 3d computed microtomography resolution on reservoir rocks, Radiation Physics and Chemistry, vol. 95, 2014; pp. 405-407.
- [15] LIMA, I., DE ASSIS, J.T., LOPES, R.T., Three-dimensional conic beam X-ray microtomography in bone quality, SpectrochimicaActa Part B, 64, p. 1173-1179, 2009.
- [16] NRECON, SkyScan/Bruker micro-CT, Kartuizerweg 3B 2550 Kontich, Belgium, 2011.
- [17] INSTARECON®, CBR Premium 12-8K[™], InstaRecon, Champaign, IL, USA, 2011.
- [18] FELDKAMP, L.A.,L. C. Davis, and J. W. Kress, Practical cone beam algorithm, J Opt Soc Am A, vol. 1,1984, p. 612-619.
- [19] CTANALYSER. The user's guide, Skyscan/Bruker micro-CT, Kartuizerweg 3B 2550 Kontich, Belgium, 2012.

- [20] PROVISA, J. L., et al. X-ray microtomography shows pore structure and tortuosity in alkali-activated binders, Cement and Concrete Research, 42(6), 2012, p. 855-864.
- [21] DAMILAKIS, J., et al. An update on the assessment of osteoporosis using radiological techniques, Eur. Radiol. Jun; 17, 2007, p. 1591-602.
- [22] CTANALYSER. Morphometric parameters measured, Skyscan/Bruker micro-CT, Kartuizerweg 3B 2550 Kontich, Belgium, 2012.
- [23] REMY, E., THIEL, E., Medial axis for chamfer distances: computing look-uptables and neighbourhoods in 2D or 3D, Pattern Recognition Letters, v. 23, 2002, p. 649-661.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

3D investigation of steel fiber distribution in reinforced concrete by X-ray microtomography

Investigação 3D da distribuição de fibras de aço em concreto reforçado por microtomografia de raios X

A.C. MACHADO a alecastro@lin.ufrj.br

M. A. SILVA ^a marcofcr@gmail.com

> R. D. T. FILHO ^a toledo@coc.ufrj.br

M. S. PFEIL ^a mpfeil@coc.ufrj.br

I. LIMA ^a inayacorrea@gmail.com

> R.T. LOPES ^a ricardo@lin.ufrj.br

Abstract

The effects of the inclusion of steel fibers in concrete have been widely studied in order to investigate possible changes in mechanical properties, such as the increase in tensile strength, ductility, stiffness, toughness (energy absorption capacity), and durability. An immediate consequence of this addition is the mitigation of concrete's brittle behavior, so that the material meets new quality requirements. In this context, it is important to study the spatial distribution of the entire internal structure of these materials. Three-dimensional computed microtomography is a non-destructive inspection technique used to characterize the internal structures of various materials based on X-ray interaction with the inspected object. Topological and morphological properties can be obtained directly in three dimensions by means of mathematical reconstruction of the radiographs, which allows analyzing, for example, porosity and distribution of objects. In this context, the aim of this study is to investigate the spatial distribution of steel fibers, as well as of porosity in reinforced concrete samples. To this end, we used a microtomography system calibrated to operate at a voltage of 80 kV, electric current of 100 μ A and a pixel size equal to 24 μ m. The results showed low porosity and that the steel fibers were not uniformly distributed throughout the sample.

Keywords: X-ray, steel fibers, microtomography, porosity, concrete.

Resumo

Os efeitos da inserção de fibras de aço em concretos têm sido amplamente estudados com o objetivo de investigar possíveis modificações nas propriedades mecânicas, tais como, o aumento da resistência à tração, ductilidade, rigidez, tenacidade (capacidade de absorção de energia), e durabilidade. Uma das consequências imediatas dessa adição é a mitigação do comportamento frágil do concreto, de forma que o material passe a ter novas exigências de qualidade. Nesse contexto, é de grande importância o conhecimento espacial da distribuição de toda estrutura interna desses materiais. A microtomografia computadorizada tridimensional é uma técnica utilizada na caracterização de estruturas internas de diversos materiais, baseada na interação dos raios X com o objeto inspecionado, sendo considerado um ensaio não destrutivo. Propriedades morfológicas e topológicas podem ser obtidas diretamente em três dimensões através da reconstrução matemática das radiografias, o que possibilita analisar, por exemplo, a porosidade e a distribuição de diversos objetos. Nesse contexto, o objetivo desse trabalho é a investigação da distribuição espacial das fibras de aço, assim como da porosidade em amostras de concreto. Para tal, foi utilizado um sistema de microtomografia calibrado para operar com uma tensão de 80 KV, corrente elétrica de 100 µA e um tamanho de pixel igual a 24 µm. Os resultados mostraram uma porosidade baixa e que as fibras de aço não estão distribuíção uniformemente ao longo da amostra.

Palavras-chave: raios X, fibras de aço, microtomografia, porosidade, concreto.

Programa de Engenharia Nuclear, Laboratório de Instrumentação Nuclear (LIN), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;
 Programa de Engenharia Civil, Laboratório de Estruturas e Materiais (LabEST), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Received:14 May 2014 • Accepted:06 Jul 2015 • Available Online: 13 Oct 2015
1. Introdução

O concreto simples, não armado, é um material frágil, quebradiço, com baixa resistência e capacidade de alongamento à tração e por isso, a inserção de fibras de aço em sua composição tem sido amplamente empregada na indústria da construção civil. Este fato pode ser largamente visualizado em diversas aplicações, tais como em revestimentos de túneis, em pisos de fábricas e em tubos de concreto, visto que a resistência à tração, a ductilidade, a tenacidade a durabilidade do concreto são sensivelmente aprimoradas com a adição de fibras [1].

A função de fibras de aço descontínuas, distribuídas aleatoriamente no concreto, é atravessar as fissuras que se formam no concreto seja sob a ação de cargas externas ou quando mudanças na temperatura ou na umidade do ambiente ocorrem [2; 3]. Dessa forma, essas fibras de aço, quando adicionadas ao concreto, dificultam a propagação de fissuras devido ao seu elevado módulo de elasticidade. Pela capacidade portante pós-fissuração que o compósito apresenta, as fibras permitem uma redistribuição de esforços no material mesmo quando utilizadas em baixos teores [4], de forma a provocarem certa ductilidade após a fissuração. Sendo assim, se as fibras forem suficientemente resistentes, bem aderidas à matriz cimentícia e em quantidade adequada, elas ajudam a manter pequena a abertura das fissuras, permitindo ao concreto resistir a altas tensões de tração, com uma grande capacidade de deformação no estágio pós-fissuração [2; 3]. Deve-se ressaltar

Figura 1 – Fotografia da amostra de concreto analisada



que o nível de tensão que a fibra consegue transferir através das fissuras depende de vários aspectos, tais como seu comprimento, seu teor de fibras (volume) e a sua distribuição aleatória [4].

As questões que envolvem a durabilidade do concreto reforçado com fibras de aço são diversas e uma das mais frequentes é o fato dessas fibras não receberem tratamento especial para evitar a corrosão. Este fato faz com que a sua durabilidade esteja condicionada ao seu confinamento e,em decorrência da restrição à propagação das fissuras proporcionada pelas fibras, ocorre um aumento da resistência à entrada de agentes agressivos com consequente aumento da durabilidade da estrutura [4]. A durabilidade do concreto pode ser definida como sendo a capacidade que o concreto possui em resistir à ação do tempo, aos ataques químicos, à abrasão ou a qualquer outra intempérie que venha causar sua destruição [5]. Esta definição está diretamente relacionada com a permeabilidade do concreto, que por sua vez pode ser descrita como sendo a facilidade que um fluido possui sob um determinado gradiente de pressão, de se mover através de um material. Portanto, permeabilidade não é apenas uma característica do material, mas também se refere a uma força motriz que atua sobre o fluido [6]. Deste modo, pode ser dito que um concreto pouco permeável tende a impedir a entrada de agentes agressivos dentro da matriz [7]. Outro parâmetro importante para a avaliação da durabilidade do concreto é a porosidade que, além de ter grande influência sobre a resistência mecânica (quanto maior a porosidade, menor a resistência do concreto), interfere diretamente na durabilidade do mesmo. A porosidade total pode ser definida como sendo a proporção volumétrica dos espaços vazios existentes no concreto [8]. Em outras palavras, quanto maior a permeabilidade do concreto, maior será a conectividade existente entre os poros e assim, mais sujeito a ações externas o material estará o que reflete diretamente no aumento da velocidade de deterioração e, consequentemente, afeta a durabilidade do concreto. São considerados concretos de excelente qualidade àqueles que possuem porosidade em torno de 1% [9]. Além do volume, a forma e as dimensões dos poros também têm influência na resistência do concreto. Em geral, para um mesmo valor numérico de porosidade total, poros com menores dimensõesresultam em uma maior resistência da pasta de cimento hidratado [10].

Embora as fibras de aço possam de fato produzir melhorias no comportamento do concreto, é preciso ser realista quanto ao que realmente se pode esperar de seu desempenho, principalmente se a quantidade de fibras for pequena, (menos de 1% em volume), como é o caso geral [2; 3].

Nesse contexto, quantificar o teor (volume) das fibras de aço inseridas no concreto e analisar sua distribuição espacial se torna uma ferramenta importante no âmbito do controle de qualidade deste material. Para tal, a investigação de sua microestrutura se faz necessário e várias técnicas inovadoras estão em desenvolvimento tais como, a análise de emissão acústica, a termografia infravermelha ou a microtomografia computadorizada 3D por raios X (microCT) [11].

A microCT de alta resolução é uma valiosa ferramenta que proporciona a análise morfológica e topológica de estruturas internas de diversos tipos de materiais e o concreto reforçado com fibras é um deles.

A microCT é considerada um ensaio não destrutivo tendo como base o princípio físico da atenuação exponencial dos raios X quando estes interagem com o objeto de estudo. Ela é capaz de

Composição do concre	eto	Caracterização do agregado gro	aúdo
Agregado graúdo (kg/m³)	546,28	Ensaios realizados	
Agregado miúdo (kg/m³)	1011,3	Dimensão máx. característica (mm)	13,2
Cimento (kg/m³)	330	Módulo de finura	5,61
Cinza volante (kg/m³)	154	Massa específica (g/cm³)	2,62
Sílica ativa (kg/m³)	39,6	Absorção (%)	0,14
Superplastificante (kg/m³)	40,5	Material pulverulento (%)	2
Modificador de viscosidade (kg/m³)	0,1	Índice de forma	1,7
Água (kg/m³)	145		
Fibra de aço (kg/m³)	78	Caracterização do agregado m	iúdo
Teor de superplastificante (%)	3,8	Ensaios realizados Res	
		Dimensão máxima característica (mm)	2,36
Valor da massa específica do cimento, cinza e sílica			0 / 4
	to, cinza e silica	Modulo de finura	2,04
Material	Massa específica	Modulo de tinura Massa específica (g/cm³)	2,64
Material Cimento (g/cm³)	Massa específica 3,11	Modulo de tinura Massa específica (g/cm³) Absorção (%)	2,64 2,67 0,99
Material Cimento (g/cm³) Cinza (g/cm³)	Massa específica 3,11 2,39	Modulo de tinura Massa específica (g/cm³) Absorção (%) Material pulverulento (%)	2,67 2,67 0,99 0,5
Material Cimento (g/cm³) Cinza (g/cm³) Sílica (g/cm³)	Massa específica 3,11 2,39 2,29	Modulo de tinura Massa específica (g/cm³) Absorção (%) Material pulverulento (%) Torrões de argila (%)	2,64 2,67 0,99 0,5
Material Cimento (g/cm³) Cinza (g/cm³) Sílica (g/cm³)	Massa específica 3,11 2,39 2,29	Modulo de tinura Massa específica (g/cm³) Absorção (%) Material pulverulento (%) Torrões de argila (%)	2,64 2,67 0,99 0,5 –
Material Cimento (g/cm³) Cinza (g/cm³) Sílica (g/cm³)	Massa específica 3,11 2,39 2,29 Fibras de	Modulo de tinura Massa específica (g/cm³) Absorção (%) Material pulverulento (%) Torrões de argila (%)	2,64 2,67 0,99 0,5 –
Material Cimento (g/cm³) Cinza (g/cm³) Sîlica (g/cm³)	Massa específica 3,11 2,39 2,29 Fibras de	Modulo de tinura Massa específica (g/cm³) Absorção (%) Material pulverulento (%) Torrões de argila (%)	2,64 2,67 0,99 0,5 –
Material Cimento (g/cm³) Cinza (g/cm³) Sílica (g/cm³)	Massa específica 3,11 2,39 2,29 Fibras de Propriedades Vódulo de elasticidade (Modulo de tinura Massa específica (g/cm³) Absorção (%) Material pulverulento (%) Torrões de argila (%) e aço (GPa) 200	2,64 2,67 0,99 0,5 –

fornecer a distribuição das diferentes fases existentes no material de interesse [12]. A intensidade do feixe de raios X transmitido, colimado, que interage com o objeto, é registrada por uma matriz de detectores situada no lado oposto à fonte [13]. A grande vantagem dessa técnica é a obtenção de informações das estruturas internas do objeto sem a necessidade do mesmo ser submetido a métodos de preparação, tais como impregnação, o desbaste ou polimento, possibilitando a quantificação de parâmetros como volume, tamanho, forma, distribuição e conectividade [14].

O objetivo é caracterizar uma amostra de concreto reforçado com fibras de aço, quantificando sua porosidade total bem como o volume defibras de aço de forma a avaliar a distribuição espacial da espessura, tanto dos poros quanto das fibras. Ao final, modelos tridimensionais do meio estudado serão apresentados.

2. Materiais e programa experimental

A amostra utilizada neste trabalho foi um plugue cilíndrico de concreto reforçado com fibras de aço, de dimensões iguais a $(38,3 \pm 0,25)$ mm de altura e $(37,5\pm 0,25)$ mm de diâmetro, apresentada na figura [1]. Outras caracterizações do material de estudo, tais como o traço do concreto, podem ser visualizadas na tabela [1]. A produção do concreto estudado foi realizada em um misturador de eixo vertical planetário (CIBI), de forma que primeiramente foi realizado o umedecimento do misturador com água, retirando-se

o excesso com um pano. Posteriormente, foram lançados os agregados miúdos e graúdos secos que são misturados por 1 minuto para homogeneização, e então são adicionados os materiais cimentícios que são misturados por mais 1 minuto. Após esta etapa são adicionados 80% da água da mistura, o material superplastificante e depois o restante da água, e estes são misturados durante 8 minutos para que aconteça total ação do superplastificante. Por último ocorre a inserção das fibras que são misturadas por mais 4 minutos, totalizando um tempo de 14 minutos de mistura do material. Após as 48 horas, os corpos de prova são retirados das fôrmas e colocados em uma câmara úmida com umidade relativa superior a 95 % e temperatura de (22 ± 2) °C. Os agregados utilizados na produção da amostra de concreto são do tipo seixo rolado. Este tipo de agregado é oriundo dos leitos dos rios amazônicos.

O ensaio de microCT foi realizado em um sistema de alta energia (Skyscan/Bruker, modelo 1173). O sistema foi calibrado para operar com 80 kV de tensão e corrente de 100 μ A. Os valores de corrente elétrica e tensão de aceleração utilizados no ensaio de microCT dependem da combinação entre o tipo de material que será estudado e do sistema experimental empregado. O valor da tensão deve ser tal para que os fótons tenham energia suficiente para atravessar a amostra e transmitir as informações necessárias à formação da imagem no receptor. Este parâmetro tem influência direta no contraste da imagem formada. Quanto maior o kV, maior a energia do feixe e a sua penetração no material, sendo menor



a diferença entre a intensidade de fótons provenientes das várias densidades do material inspecionado (supondo que o material seja heterogêneo), produzindo uma menor variação na atenuação da radiação. O valor da corrente é atribuído à intensidade do feixe de raios X, não alterando o espectro em energia (a energia efetiva continua a mesma) e está relacionado com a estatística de contagem do feixe de elétrons na formação da imagem. Nesse contexto, a otimização da qualidade da imagem depende da relação escolhida entre a tensão de aceleração e a corrente eletrônica do tubo de raios X, além, é claro, de outros fatores tal como o tempo de exposição, que são mencionados no decorrer do texto.

O sistema de microCT utilizado possui um filtro de alumínio interno com 1,0 \pm 0,05mm de espessura na saída do tubo de raios X. A razão desse filtro é diminuir a contribuição dos fótons de baixa energia minimizando o efeito de endurecimento de feixe, que é um artefato de degradação na imagem final produzida no ensaio de microCT. Este tipo de artefato faz com que a borda de um objeto seja evidenciada de forma mais brilhante do que seu centro, mesmo que o material seja homogêneo.

O tamanho de pixel utilizado foi de 24 µm, o que equivale a uma resolução espacial igual a 50µm. Essa diferença entre o valor da resolução espacial e o tamanho de pixel ocorre porque a resolução espacial também depende de outros fatores, como por exemplo, a geometria do feixe e a penumbra (*unsharpness*) formada por ele. Com essa configuração, as distâncias fonte-amostra e amostra-detector foram de 177,4 mm e 186,6 mm, respectivamente. O tamanho do pixel está relacionado com o tamanho da amostra e o tamanho do sistema de microCT, de forma que seja possível obter fatores de magnificações diferentes para diferentes valores de combinações de distâncias [15].

Um detector do tipo plano, também conhecido como detector *flat panel*, que é um detector digital de geometria plana com tamanho de pixel isotrópico de 50µm, ou seja, 50 x 50µm, operando com uma máxima matriz de pixels de 2240 x 2240, foi utilizado para registrar a transmissão do feixe cônico de raios X. Esse detector possui a vantagem de produzir imagens livres de distorções.

A aquisição foi realizada a partir de uma amostra cilíndrica de concreto posicionada na mesa manipuladora do sistema de forma que seu eixo principal z ficasse perpendicular ao feixe de radiação. Sendo assim, a amostra foi rotacionada por 360° ao longo do seu eixo z, a cada passo de 0,30°. É importante salientar que outros parâmetros de aquisição de imagem podem ser ajustados, de forma que para cada radiografia foi realizada uma média de 05 quadros em um tempo de exposição igual a 800ms.

Após o processo de aquisição, as projeções foram reconstruídas utilizando o programa Nrecon®SkyScan - versão 1.6.4.1 [16] e InstaRecon - versão 1.3.5.0 [17] cujo algoritmo é baseado nos trabalhos de Feldkamp [18]. O programa de reconstrução permite a escolha de vários parâmetros de modo a criar uma imagem de qualidade mais apurada. Os parâmetros podem ser ajustados manualmente durante a reconstrução usando a função de visualização (*previews*). A função *fine tuning* do NRecon é projetada para fazer os ajustes necessários de acordo com o lançamento de uma série de *previews*. É possível ajustar um parâmetro de cada vez, mantendo todos os outros parâmetros fixos, de forma a ser possível escolher, um a um, a combinação desejada para uma melhor qualidade de imagem. Dentre as opções oferecidas, podem ser feitas as seguintes correções:

i) Artefatos em Anel: os artefatos em anel que aparecem como círculos totais ou parciais centrados no eixo de rotação, sendo causados por mudanças na saída de detectores individuais ou conjuntos de detectores. Essa redução é aplicada às projeções antes do pré-processamento das imagens, de forma que a projeção média é usada para esse propósito. Pode-se selecionar a profundidade desta correção em um intervalo de 1 a 20 pixels.

Tabela 2 – Resultados da µCT-3D				
Fase	Volume (mm³)	Percentual (%)	ρ (mm ⁻¹)	Δρ (mm)
Poros	604,69	1,58	-	-
Matriz	37028,19	97,09	-	-
Fibras de aço	504,55	1,32	0,024	15,16
Total	38137,43	-	-	-



Nesse estudo foi utilizada uma redução de artefato em anel com grau 9.

- ii) Endurecimento de Feixe: além das correções que podem ser feitas na parte da aquisição do ensaio, um grau de correção via processamento matemático também é possível. Essa correção é feita por meio de uma transformação linear e a sua profundidade pode ser escolhida de acordo com a densidade do material. Nesse caso é utilizado um polinômio e uma alta ordem na função polimonial também pode ser usada para esse propósito. A correção do endurecimento de feixe pode ser feita em diferentes graus (1% a 100%). Uma correção do artefato de endurecimento de feixe com grau 9% foi aplicada neste estudo.
- iii) Atenuação de Ruído: o filtro de suavização tipo Gaussiano kernel é caracterizado como um *smoothing* aplicado às projeções. Ele suaviza cada pixel com uma vizinhança MxN, onde M é a dimensão horizontal e N é a dimensão vertical. Ele reduz o ruído e procura um nível adequado de suavização com a utilização de filtros em diferentes graus (1 a 10). Nesse trabalho, foi utilizado um filtro de suavização do tipo Gaussiano com grau 8.

Nesta etapa, os resultados obtidos são fatias reconstruídas. Essas fatias fornecem a visualização da amostra tanto em 2D guanto em 3D e podem ser processados digitalmente, ou seia, informações qualitativas e quantitativas podem ser obtidas a partir dessas imagens após elas serem submetidas a uma série de operações matemáticas, como por exemplo, binarização, remoção de ruídos, melhora do contraste da imagem, etc. A figura [2] ilustraum exemplo das imagens obtidas em cada etapa do processo de microCT. Concluidas as etapas de aquisição e reconstrução, faz-se necessário analisar as imagens obtidas. Para o processamento e análise de imagem, o programa da SkyScan, CTAN[®] (v1.11.8.0) [19], foi utilizado. Nesta etapa, o objetivo foi quantificar parâmetros geométricos relacionados à porosidade do concreto e às fibras de aço. Essa quantificação é realizada somente após o processo de segmentação das imagens. A segmentação envolve a seleção de um valor limiar para fazer a separação entre o espaço poroso e as fases restantes do material. Neste trabalho, um método de limiarização global simples foi aplicado, com um valor limiar único selecionado para separar os poros de toda a matriz. Em um segundo momento, foi escolhido um outro valor de limiar para separar as fibras dos demais materiais [20]. Desta forma foi contabilizada a quantidade de pixels/voxels brancos e pretos pertencentes ao volume de interesse (VOI) delimitado e, por conseguinte a porosidade total da amostra de concreto a densidade linear das fibras de aço (ρ , mm⁻¹), a separação das fibras (Δ , mm), ou seja, o espaçamento existente entre elas e a distribuição de espessura tanto dos poros quanto das fibras de aço. Em todas as avaliações, os volumes dos poros, das fibras e da matriz foram essenciais.

3., Resultados e discussões

Os resultados de microCT encontrados estão apresentados na tabela [2]. Os resultados evidenciam que a amostra de concreto reforçado com fibras de aço estudada pode ser considerada de





alta qualidade, pois, de acordo com [2;3], possui um percentual de fibras de aço acima do recomendado para concretos de alta resistência (1,32%), garantindo um aumento de desempenho de suas propriedades mecânicas. Além disso, outro parâmetro que indica a qualidade dessa amostra é a porosidade total, que no caso deste estudo foi igual a 1,5%. Esse valor pode ser considerado baixo e influencia diretamente no aumento da durabilidade do concreto, pois de acordo com [9] são considerados concretos de excelente qualidade àqueles que possuem porosidade em torno de 1%.

A figura [3] ilustra a distribuição 3D das fibras de aço dentro do volume de interesse estudado, a partir da visualização dos modelos tridimensionais das fases da amostra. Na figura é possível verificar a não uniformidade desta distribuição, pois ela apresenta um comportamento aleatório, o que pode resultar em uma diminuição da eficiência das fibras no que diz respeito à contenção do avanço de fissuras no concreto de alta resistência. Esse comportamento de distribuição não uniforme pode sugerir um problema na aderência da fibra-matriz através do efeito de ancoragem. Entretanto, não apenas o conhecimento da porosidade total é importante para a caracterização do espaço poroso. A distribuição de tamanho dos poros também é um fator preponderante no entendimento do comportamento da durabilidade do concreto. A figura [4] ilustra esse resultado obtido através da microCT, tendo sido avaliado slice por slice (fatia por fatia). São evidenciados dez intervalos de tamanho de poros (0,00-0,05; 0,05-0,10; 0,10-0,19; 0,19-0,39; 0,39-0,77; 0,77-1,54; 1,54-3,08; 3,08-6,16; 6,16-12,33; 12,33-24,65) mm e nota-se que a maioria dos poros não está nos maiores e também não está nos menores intervalos, está concentrada nos intervalos de (0,19-0,39) e (0,39-0,77). Esta distribuição mostra que mais de 77% dos poros encontra-se nos intervalos entre 0,10 e 1,54 mm. O maior intervalo de tamanho de poro encontrado (12,33 a 24,65 mm) representa apenas 2,2% do total de poros, e o menor intervalo (entre 0,00 e 0,05 mm) apenas 8,53%.

Outros parâmetros que a microCT possibilita investigar é a densidade linear das fibras (ρ) e a separação entre elas ($\Delta\rho$). A densidade ρ é o inverso da distância entre o eixo médio das fibras, isso implica no número de percursos através de uma estrutura sólida feita por unidade de comprimento. Para a amostra estudada neste trabalho o resultado encontrado para ρ foi 0,024 mm⁻¹, este valor foi calculado diretamente em 3D. A separação $\Delta\rho$ é, essencialmente, a espessura dos espaços definidos pelos objetos binarizados dentro do VOI, ou seja, a distância média entre as fibras. O valor para $\Delta\rho$ encontrado foi 15,16 mm, este valor foi calculado em 2D (fatia por fatia). De acordo com [21], valores baixos de densidade das fibras e valores cada vez mais altos de separação entre as fibras estão associados a uma baixa resistência mecânica da amostra analisada.

O maior benefício obtido em reforçar uma matriz frágil com fibras é o de alterar o seu comportamento após a fissuração. O compósito, ao invés de romper-se após o início da fissura da matriz, pode apresentar uma deformação plástica considerável, tornando-o, assim, um material adequado para a construção. Para que isso aconteça, as fibras devem ser adicionadas em volume, comprimento e formatos adequados [5]. Dessa forma a caracterização morfológica das fibras é essencial para a avaliação da qualidade do concreto reforçado. A distribuição de espessura das fibras, figura [5], foi analisada diretamente em 3D. O método inicia-se com uma esqueletização, identificando os eixos mediais de todas as estruturas. Dessa forma uma esfera adaptativa auxiliará o cálculo local da espessura para todos os voxels que estarão ao longo desses eixos mediais identificados. Essa esfera adapatativa é uma esfera inscrita no sólido binarizado de forma a maximizar o tangenciamento de suas superfícies [22; 23]. O resultado indica uma uniformidade de espessura nas fibras de aço, ou seja, a maioria das fibras (mais de 70% do volume de fibras) que foram inseridas nesta amostra está no intervalo entre 0,50 e 0,65 mm de espessura.

4. Conclusões

A microtomografia computadorizada 3D de alta resolução mostrou-se uma técnica adequada para a caracterização de amostras de concreto reforçado com fibras de aço. Sem necessidade de qualquer processo de preparação da amostra, foi possível avaliar quantitativamente e qualitativamente o volume e distribuição de espessura de poros e fibras de aço, além da distribuição espacial dessas fibras ao longo da amostra.

Cada etapa do processo microtomográfico (aquisição, reconstrução e análise) foi avaliada cuidadosamente para que uma melhor qualidade fosse obtida garantindo assim resultados confiáveis. Os parâmetros utilizados em cada uma das etapas, como por exemplo, tensão, corrente, filtros físicos e matemáticos e limiares de segmentação, foram testados até que um valor final ótimo fosse encontrado.

A oportunidade de avaliar a distribuição das fibras de aço e a porosidade formada no concreto possibilita analisar não somente o resultado final da amostra, mas também todo o processo de produção da peça.

5. Agradecimentos

Ao CNPq, CAPES e FAPERJ, pelo apoio financeiro e bolsas concedidas para a realização deste trabalho.

6. Referências bibliográficas

- HAKTANIR, T., et al..Effects of steel fibers and mineral filler on the water-tightness of concrete pipes. Cement & Concrete Composites, vol. 28, 2006; p. 811-816.
- [2] MINDESS, S. Fibre Reinforced Concrete Myth and Reality. Advances in Cement and Concrete, Book Conference Proceedings, Durham, New Hampshire, 1994, p. 217-222.
- [3] MINDESS, S., YONG J. F., DARWIN, D. Concrete. New Jersey: Prentice Hall, 2 ed., 2002,cap 22.
- [4] FIGUEIREDO, A. D.. Concreto com fibras de aço, São Paulo, 2000, Boletim Técnico - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- [5] MIGLIORINI, A.V., GUIMARÃES, A.T.C., OZÓRIO, B.P.M., Fibras de aço em blocos de concreto: estudo para utilização em ambiente marítimo, Revista Matéria, v. 17, 2012, p. 997-1008.
- [6] REINHARDT, H.W., Penetration and Permeability of Concrete: Barriers to organic and contaminating liquids., Rilem Report 16, E & FN Spon, London, 1997.
- [7] MIGLIORINI, A. V. Estudo de fibras de aço em blocos de concreto para a possível utilização em carapaça de molhes, Rio Grande, 2011, Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande.
- [8] NEVILLE, A. M., Properties of concrete, Longman, London, 4th ed., 1995.
- [9] PESSÔA, J. R. C. Microtomografia com raios x e processamento de imagem na obtenção da porosidade do concreto, Rio de Janeiro, 2011, Tese (doutorado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
- [10] CARVALHO, G., et al. Caracterização do concreto utilizando microtomografia por raios x e scanner comercial, CNMAC, Águas de Lindóia, SP, ISSN 1984-820X, v.3, p. 694-700, 2010.
- [11] ROUGELOT, T., et al. About microcracking due to leaching in cementitious composites: X-ray microtomography description and numerical approach, Cement and Concrete Research, 40(2), 2010, p. 271-283.
- [12] LANDIS, E. N., KEANE, D.T.. X-ray Microtomography, Materials Characterization, 61(12), 2010, p. 1305-1316.
- [13] BRAZ, D., et al. Study of the concrete overlay (whitetopping) in paving using computed tomographic system, Nuclear Instruments and Methods in Physics Research Section A: Accelerators, Spectrometers, Detectors and Associated Equipment, 579(1), 2007, p. 510-513.
- [14] MACHADO, A. C., et al. Effect of 3d computed microtomography resolution on reservoir rocks, Radiation Physics and Chemistry, vol. 95, 2014; pp. 405-407.
- [15] LIMA, I., DE ASSIS, J.T., LOPES, R.T., Three-dimensional conic beam X-ray microtomography in bone quality, SpectrochimicaActa Part B, 64, p. 1173-1179, 2009.
- [16] NRECON, SkyScan/Bruker micro-CT, Kartuizerweg 3B 2550 Kontich, Belgium, 2011.
- [17] INSTARECON®, CBR Premium 12-8K[™], InstaRecon, Champaign, IL, USA, 2011.
- [18] FELDKAMP, L.A.,L. C. Davis, and J. W. Kress, Practical cone beam algorithm, J Opt Soc Am A, vol. 1,1984, p. 612-619.
- [19] CTANALYSER. The user's guide, Skyscan/Bruker micro-CT, Kartuizerweg 3B 2550 Kontich, Belgium, 2012.

- [20] PROVISA, J. L., et al. X-ray microtomography shows pore structure and tortuosity in alkali-activated binders, Cement and Concrete Research, 42(6), 2012, p. 855-864.
- [21] DAMILAKIS, J., et al. An update on the assessment of osteoporosis using radiological techniques, Eur. Radiol. Jun; 17, 2007, p. 1591-602.
- [22] CTANALYSER. Morphometric parameters measured, Skyscan/Bruker micro-CT, Kartuizerweg 3B 2550 Kontich, Belgium, 2012.
- [23] REMY, E., THIEL, E., Medial axis for chamfer distances: computing look-uptables and neighbourhoods in 2D or 3D, Pattern Recognition Letters, v. 23, 2002, p. 649-661.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Measurements of bridges' vibration characteristics using a mobile phone

Medição de caracteristicas de vibração de pontes de concreto usando telefonia móvel

Z. M. C. PRAVIA a zacarias@upf.br

J. D. BRAIDO ^a jorgebraido@gmail.com

Abstract

This research presents an alternative way to perform a bridge inspection, which considers the dynamics parameters from the structure. It shows an experimental phase with use of a mobile phone to extract the accelerations answers from two concrete bridges, from those records is feasible to obtain natural frequencies using the Fast Fourier Transform (FFT).Numerical models with uses finite element model (FEM) allow to determine the natural frequencies from the two concrete bridges and compare with the experimental phase of each one. The final results shows it's possible to use mobiles phones to extract vibration answers from concrete bridges and define the structural behavior of bridges from natural frequencies, this procedure could be used to evaluate bridges with lower costs.

Keywords: modal analysis, structural identification, inspection, monitoring.

Resumo

O presente artigo apresenta uma forma alternativa de inspeção para pontes que considera os parâmetros dinâmicos da estrutura. Trabalha na fase experimental com a extração de dados de aceleração com um aparelho de telefonia móvel e determinação de frequências naturais pelo uso da transformada rápida de Fourier (FFT) em dois viadutos em concreto. Ocorre ao mesmo tempo a modelagem em elementos finitos (MEF) de cada viaduto para a obtenção numérica das frequências. Posteriormente, é realizada a comparação entre as medições experimentais e os modelos numéricos. Os resultados finais mostram que é possível utilizar aparelhos de telefonia móvel para extrair dados de vibração e conhecer o comportamento estrutural de pontes através de frequências naturais, o que pode vir a ser usado para avaliação quantitativa e manutenção de pontes de maneira econômica.

Palavras-chave: análise modal, identificação estrutural, inspeção, monitoramento.

Received: 03 Mar 2015 • Accepted: 24 Jul 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

Postgraduate Program in Civil Engineering (PPGEng), University of Passo Fundo (UPF), Passo Fundo, RS, Brazil.

1. Introduction

Bridges are typically installed in areas with rugged terrain in order to allow passage over depressions, rivers or seas, or in urban areas to facilitate the movement of vehicles. These structural systems require costly inspections that must be performed by people who are experienced in such ventures.

The structural elements of bridges must be visually inspected in order to identify cracks, excessive deformations, and reinforcements exposed to the naked eye. However, the elements are typically not readily accessible and although easy to perform, visual inspection is subjective because changes in the properties of the materials that compose the structural elements go unnoticed.

This drawback is overcome by monitoring the structures with instrumentation, which allows inspections through the use of dynamic modal parameters. The dynamic behavior of the structural system can be understood and the need for maintenance determined by defining these parameters.

Two concrete viaducts with differing spans were used as case studies in this work. These viaducts, referred to as Viaduct V1 and Viaduct V2, are located in Passo Fundo, Rio Grande do Sul and both are installed over a railroad. Numerical models and experiments were conducted. The objective is to compare the responses of the numerical models with those obtained from experiments. In addition, our goal is to confirm that the vibration response of the viaducts can be monitored using mobile devices. The damping was defined by applying the logarithmic decrement technique to the responses drawn in the time domain.

The process involves three steps: making the structure vibrate, extracting the acceleration response via accelerometers, and analyzing the obtained responses. The operational modal analysis was used to vibrate the structure by moving trucks across the viaducts. The data extraction was performed using an accelerometer fitted to a mobile device. In addition, the results were analyzed after applying a FFT to the extracted samples. The results of the numerical FEM of each viaduct were compared with those obtained from experiments. YOON[YOON] et al used a cell phone equipped with an accelerometer to check the natural frequency on 30 steel walkways in Seoul, South Korea. However, numerical models were not employed to complement the experimental measurements performed in that work. Current mobile phone models can perform such a task, since they are equipped with an internal accelerometer, which accurately reads the vibration on the X, Y, and Z axes at acquisition rates of 50–200 Hz.

To achieve the objectives, we used a technique that allows the dynamic characteristics of a system to be defined through a mathematical model that best represents the behavior of the structure [HE]. Modal analysis can be performed experimentally or operationally, but in this study only the operational form of the method will be highlighted, owing to its relevance.

Operational modal Analysis was developed in the 1970s [THOM-AS] and has attracted significant attention in the field of engineering owing to its use in marine platforms, buildings, towers, bridges, and other structures [ZHANG]. This technique is based on the reading of the vibration response and provides information about the natural frequency, damping rate, and modal shapes.

Operationally, only structure response measurements are required; the excitation forces can neither be controlled nor quantified. This excitation may come from various sources, such as wind, vehicular traffic, and the operation of machines on the structure [MENDES]. According to [BAYRAKTAR], compared to modal analysis performed experimentally, operational modal analysis is a rapid process that does not interfere with the operation of the structure; i.e., the excitation source is already working in the system, and therefore the measured responses represent the actual operating conditions. [MASJEDIAN] reported that the operational form represented the results of the entire system being analyzed; as such, this analysis is suitable for large and complex structures and can be used for the vibration control of structures and to identify damaged regions.

Modal analysis can be performed via two processes. The first uses the discretization technique (finite element method), which determines the rigidity and mass matrices of the structure. The second uses experimental data to define the natural frequencies, damping, and vibrational modes [LIMA].

A combination of theoretical and experimental modal analysis may be employed. For example, using experimental models (to scale) and numerical models, allows structures to be refined through a comparison of their responses [MEIRELLES].

This comparison indicates whether the numerical model is properly calibrated, and identifies damage-induced changes in the structural performance. The response changes with degradation of the structural components stemming from the gradual or sudden variation in the distribution and intensity of the load [ORCESI].

Changes in the physical properties (mass, rigidity, and damping) that adversely affect the modal parameters (natural frequencies and modal shapes) of the structure lead, in general, to structural damage. In other words, structural damage can result in changes to the dynamic characteristics of the structure [ZHAO].

FFT applied to the samples of the behavior in each case study transforms the data to the frequency-time domain. As a result, the frequency graphs show peaks that indicate the natural frequencies of the structure and verify the existence of vibrational modes [SAHIN]. The responses obtained from the numerical and FEM models as well as the experiments were compared. This comparison was performed in a continuous manner in order to validate the numerical model.

The frequency of a bridge is strongly dependent on the span length and the type of bridge construction. Frequency values of 2-4 Hz [[13] BACHMANN] are typical but values 0-14 Hz have also been reported.

According to [MOHSENI], the span length and the angle of inclination influence the natural frequency of bridges. In fact, the fundamental frequency decreases and increases with increasing length and angle of inclination, respectively. The angle of inclination also affects the vibrational mode of the structures. Bridges with an angle of inclination between 0° and 45° have predominantly modal bending shapes.

The damping rate of the structure is determined by the logarithm decrement, a technique that uses the recording of the excitation response during a harmonic fall. The decrement can be determined manually by analyzing the responses in the time domain [INMAN] [CANTIENI]. Moreover, this decrement is defined as the ratio of the number *n* of consecutive, positive, integer periods and the value of amplitudes between the origin and end peaks considered.

1.1 Justification

According to [INMAN, D. J. Engineering Vibration. 3. ed. Upper

Saddle River, New Jersey. Pearson Education, Inc., 2007. 669 p. [16] CANTIENI, R. Dynamic Load Testing of Highway Bridges, IAB-SE PERIODICA, v. 3, 1984, p. 75-84. http://dx.doi.org/ 10.5169/

seals-38337 [17] ALSAIF], bridges determine the carrying capacity of the road network traffic and are therefore key elements in the infrastructure system. Bridges are more costly to construct and maintain than roads, and hence a more precise analysis is required in order to avoid unnecessary expenses.

Once the need for an inspection is verified, current tools may be used to evaluate the structure of the bridge. The structural identification, also known as the monitoring system, is useful in this regard as it indicates, via instrumentation of the structure, the need for strengthening or replacement of existing bridges [WIBERGINMAN, D. J. Engineering Vibration. 3. ed. Upper Saddle River, New Jersey. Pearson Education, Inc., 2007. 669 p.

[16] CANTIENI, R. Dynamic Load Testing of Highway Bridges, IAB-SE PERIODICA, v. 3, 1984, p. 75-84. http://dx.doi.org/ 10.5169/ seals-38337

[17] ALSAIF]. Furthermore, dynamic data can be obtained through the deployment of accelerometers on the special works of art to be evaluated.

The readings of vibration data are ideal for use as the basis for a continuous monitoring system, provided that they are easy to collect; these readings must also provide information about the overall performance by using only a few sensors [OWENINMAN, D. J. Engineering Vibration. 3. ed. Upper Saddle River, New Jersey. Pearson Education, Inc., 2007. 669 p.

[16] CANTIENI, R. Dynamic Load Testing of Highway Bridges, IAB-SE PERIODICA, v. 3, 1984, p. 75-84. http://dx.doi.org/ 10.5169/ seals-38337

[17] ALSAIF].

According to [NEGRÃOINMAN, D. J. Engineering Vibration. 3. ed. Upper Saddle River, New Jersey. Pearson Education, Inc., 2007. 669 p. [16] CANTIENI, R. Dynamic Load Testing of Highway Bridges, IAB-SE PERIODICA, v. 3, 1984, p. 75-84. http://dx.doi.org/ 10.5169/ seals-38337

[17] ALSAIF], monitoring is performed on various structures, even those that do not require restoration. In the case of future bridges, the consequent increase in span length, combined with the desire to utilize narrower slabs, will lead to concerns about the dynamic behavior. New bridges should also be monitored before becoming operational (i.e., when they are in perfect condition) in order to obtain useful information for further evaluation.

According to[LOUIS], long service lives of these structures can be achieved if three parameters are fulfilled, namely, increased transport capacity, increased service life, and improved management, strengthening, and repair of the systems. Increased service life can be obtained only with the proper execution of inspection and maintenance.

2. Materials and experimental program

2.1 Case studies

The special works of art evaluated are both installed on railways located in areas belonging to the municipality of Passo Fundo, in the state of Rio Grande do Sul (RS). The structures are referred to as Viaduct V1 and Viaduct V2.

2.1.1 Viaduct V1

This 22.50 m (length) × 10.20 m (width) × 12.10 m (maximum central span) viaduct is located on highway BR 285 between Carazinho and Lagoa Vermelha in the municipality of Passo Fundo near the industrial district. In addition, the viaduct consists of two girders, five crossbeams, four piers, and four caps, and is located at geographic coordinates of 28°13′51, 08′′S and 52°24′01, 26′′O.

2.1.2 Viaduct v2

This 36.00 m (length) × 10.60 m (width) × 24.00 m (maximum central span) viaduct is located on the Perimetral Leste, RS-135, in the city of Passo Fundo. Moreover, the viaduct consists of two girders, six crossbeams, four piers, and four caps and is located at geographic coordinates of $28^{\circ}16'14$, 16''S and $52^{\circ}21'53$, 58''W.

2.2 Materials and methods

We used a Motorola RazrTM D1 mobile phone and a computer during the study. The mobile phone was equipped with a triaxial accelerometer, which was used to extract the acceleration responses of the viaducts. Furthermore, the natural frequencies were determined by using the computer to process the collected data. We collected the vibration data by using the Vibration Monitoring software, a free application developed by Mobile Tools for the Android system. The application recorded the vibrations of the mobile device in real time and saved the registered vibrations in the memory. A vibrating table was used to calibrate the accelerometer that had a resolution of 0.0039 m/s^2 , as determined by the application. In addition, sampling was performed at a rate of 100 samples/s, for individual sample times of 0.01 s. Figure 1 shows the graphic

Figure 1 – Graphic interface of software used to monitor the vibration





interface of the Vibration Monitoring application.

The SAP2000 software was used to model the viaduct. SAP2000 is an analysis programming platform for static finite elements that performs static or dynamic, linear or non-linear analysis, for the analysis and design of structures.

In addition, Scilab was used to process the signal being transformed into the frequency domain. Scilab is an open source software program that is used for programming numerical algorithms, which encompass various aspects of scientific computing.

2.3 Survey of operating signals in the field

The accelerometer was positioned in the middle of the largest span of each railroad viaduct in order to obtain the most amplified behavior of the structure. The vertical accelerations were extracted to the right and left of the cross-section and on the pavement markings that separate the lanes of each viaduct. Figure 2 shows the location of the points from which the samples were extracted.

Data extraction began when a truck stopped moving on the viaduct and finished before another truck, in any direction, reached the same viaduct. This ensured that the vibration of the viaduct stemmed only from its physical characteristics, i.e., influence from the interaction between the truck and the structure was prevented. Data storage, which was manually activated, was started and finished using the same criteria adhered to in the extraction stage.

The motion of a truck on the viaduct constituted the ideal condition for saving data. Figure 3 shows the ideal state for the start of data storage. In (1), the truck approaches the viaduct, which is at rest. In (2), the viaduct is excited owing to the motion of the truck. In (3), when the truck leaves the viaduct, the structure responds to the stimulus of the vehicle and vibrates until returning to rest.

Controlled excitation was not used (e.g., a truck with known dimensions and weights, predetermined speed and weight) during the study. Instead, the excitation method of the structure was operational and, as such, the viaduct was subjected to daily traffic.

Figure 4 shows the result of the truck driving over the viaduct and indicates when data storage begins. In (a), before the truck reach-

es the viaduct, there is no displacement acting on the structure. In (b), after the truck leaves, the viaduct vibrates owing to the presence of acceleration where the vertical displacements occur; data storage begins with this vibration.

The influence of vibration induced over the mobile phone on the data acquisition was prevented by attaching the mobile device to the selected points with double-sided tape.

2.4 Data processing in the field and comparison with the numerical model

The data was processed by applying an FFT to the samples.

Moreover, the natural frequencies and modal shapes, which were based on the properties of the elements assigned to the structure, were obtained from the numerical model performed, via SAP2000, using finite elements.

The final modal parameter values obtained from the experimental and computational stages were compared.

2.5 Analysis of the numerical models

Various moduli of elasticity were obtained by calibrating and analyzing the models. The adjustments were finalized when both models, experimental and numerical, exhibited an appropriate response.

Figure 5 provides a brief illustration of the applied methodology. In (a), the bridge fitted for the measurement is subjected to excitation forces originating from vehicular traffic. The FFT is then applied to the response extracted in the time domain, thereby resulting in a transformation to the frequency domain. The resulting peak areas of the transformation represent the natural frequency of the viaduct being analyzed.

In (b), the bridge is physically modeled (using finite elements), and once the adjustments are made to the model, the modal parameters of frequency and modal shape are determined. The corresponding damping ratio is obtained experimentally.

3. Experimental study

3.1 Viaduct V1

A total of seven samples were extracted from points A, B, and C: A: on the public walkway - Samples 1, 2, 3, and 4;



- B: in the center of the deck lanes on the markings measurements were not performed at this location owing to the possibility of the traffic destroying the mobile device;
- C: on the public walkway Samples 5, 6, and 7.

3.1.1 Signals in the time domain

The responses can be classified as free vibration. Figure 6 presents one of the sources of vibration used and Figure 7 presents one of the samples taken from Viaduct V1.

3.1.2 Damping of viaduct V1

Viaduct V1 had an average damping rate of $\xi = 0.0175$ (i.e., the damping rate was 1.75%). Table 1 shows the damping rates obtained by applying the technique of random decrement to all of the samples. However, sample 7 did not exhibit the necessary logarithmic decrement. As such, the damping associated with the sample could not be determined.

3.1.3 Signals in the frequency domain of viaduct V1

In the frequency domain, samples 1, 2, 3, 4, 5, 6, and 7 exhibited frequency peaks ranging from 7–14 Hz.

Samples 1, 2, 3, and 4 (taken at point A) exhibited frequency peaks of f1 = 12.30 Hz, f2 = 13.08 Hz, f3 = 11.72 Hz, and f4 = 12.60 Hz. In addition, samples 5, 6, and 7 (taken at point C) had frequencies of f5 = 14.45 Hz, f6 = 13.08 Hz, and f7 = 7.81 Hz. Figure 8 shows

the frequencies corresponding to sample 1, which had a natural frequency of 12.30 Hz.

3.2 Viaduct V2

Data was extracted from nine samples taken at points A, B, and C of Viaduct V2; i.e.,

A: on the public walkway - Samples 1, 2, 3;

B: in the center of the deck lanes on the markings - Samples 7, 8, 9; C: on the public walkway - Samples 4, 5, 6.

3.2.1 Signals in the time domain

Figure 9 shows a sample taken from Viaduct V2.

3.2.2 Damping of viaduct V2

An average damping rate of ξ =0.012 (i.e., 1.2%) was obtained for Viaduct V2. Table 2 shows the damping values for each sample taken at Viaduct V2.Table Samples 6, 7, and 8 did not exhibit the necessary logarithmic decrement. As such, damping could not be determined in the case of these samples.

3.2.3 Signals in the frequency domain of viaduct V2

The samples taken show frequency values ranging from



5.96–7.42 Hz. Samples 4, 5, 7, and 9 had, in addition to the structure-related frequencies, peaks at ~15 and 20 Hz. These are probably associated with the source of vibration of the structure and the interaction between the trucks and the viaduct. However, traffic interference resulted in noise in the frequencies of samples 6 and 8, which made it impossible to identify the structure-related frequency. Figure 10 shows sample 1 in the frequency domain. As the figure shows, sample 1 has a natural frequency of 6.44 Hz.

4. Numerical modeling

4.1 Viaduct V1

The numerical model of Viaduct V1 was divided into a grid of \sim 50×50 cm, 50×18 cm, and 50×18 cm on the board, girders, and crossbeams,

respectively. The corresponding analysis was performed via shells.

4.1.1 Boundary conditions

The four existing piers were considered embedded and the translational movement in Z was restricted at the longitudinal ends where the girders and crossbeams were located. In addition, translational movement along the X and Y axes was restricted at the ends of the crossbeams.

4.1.2 Material properties

The material properties used in the numerical model are those of concrete that has a specific weight, strength, Poisson ratio, and modulus of elasticity of 25 KN/m³, 20 MPa, 0.2, and 25 GPa, respectively, [NBR 6188/2014].









4.1.3 Existing masses

Masses corresponding to the parapets were added to the numerical model.

4.1.4 Natural frequencies and vibrational modes

Natural frequencies and vibration modes of f1 = 11.64 Hz, f2 = 12.03 Hz, and f3 = 13.78 Hz corresponding to the torsion, bending, and (again) torsion modes were obtained after modal analysis. Moreover, using f2 = 12.03 Hz and the bending modal shape yields the closest correspondence to the experimental results. Figure 11 shows the modal shapes resulting from the analysis performed using SAP2000 and Table 3 lists the vibrational modes and natural frequencies associated with the structure.

Table 1 - Damping ratio obtained for viaduct V1		
Sample	Damping (ξ)	
1	0.020	
2	0.013	
3	0.027	
4	0.011	
5	0.015	
6	0.019	
7	-	
Average rate of damping	0.0175	
Standard deviation (σ)	0.0058	
Coefficient of variation	33%	



4.2 Viaduct V2

The numerical model of Viaduct V2 had dimensions of ~50×50 cm, 50×20 cm, and 50×20 cm on the board, girders, and crossbeams, respectively. The corresponding analysis was performed via shells.

4.2.1 Boundary conditions

The same boundary conditions were used as those adopted for Viaduct V1.

Table 2 – Damping ratio obtained for viaduct V2		
Sample	Damping (ξ)	
1	0.012	
2	0.007	
3	0.014	
4	0.013	
5	0.015	
6	-	
7	-	
8	0.0175	
9	-	
-	33%	
0.010	-	
Average rate of damping	0.012	
Standard deviation (σ)	0.003	
Coefficient of variation	25%	



4.2.2 Material properties

The material properties used in the numerical model of this viaduct corresponded to those of concrete that had a strength, specific weight, and Poisson coefficient of 18 MPa, 25 KN/m³, and 0.2 [AS-SOCIAÇÃO], respectively.

An elastic modulus of 20 GPa was adopted, as determined by using equation 1:

$$E_{ci} = \alpha_E .5600 \sqrt{fck} \tag{1}$$

Where the parameter was based on the nature of the aggregate that influences the modulus of elasticity (α_{F}):

$$\alpha_i = 0.8 + 0.2. \frac{fck}{80} \le 1.0$$
 (2)

In accordance with the NBR 6118/2014 standard, equation 1 was used to determine the modulus of elasticity of concrete that has a resistance of 20–50 MPa.

4.2.3 Existing masses

The masses of the parapets were also included in the numerical model.

4.2.4 Natural frequencies and vibration modes

The frequencies and vibration modes obtained were: f1=6.93 Hz in the torsion mode; f2=7.57 Hz in the bending mode; f3=10.13 Hz in the transverse mode.



Table 3 – Frequencies and modal shapes of viaduct V1			
Vibrational modes	Frequency f (Hz)	Modal shape	
1	11.64	Torsion	
2	12.03	Flexion	
3	13.78	Torsion	

Furthermore, a frequency of f2=7.57 Hz in the bending mode yielded the closest correspondence to the experimental results. Figure 12 shows the modal shapes resulting from the analysis performed using SAP2000 and Table 4 lists the vibrational modes and natural frequencies associated with the structure.

4.3 Evaluation of the outcome

As previously stated, a frequency of 12.03 Hz in the bending mode of

Table 4 – Frequencies and modal shapes		
of viaduct V2		

Vibrational modes	Frequency f (Hz)	Modal shape
1	6.93	Torsion
2	7.57	Flexion
3	10.13	Transverse

Viaduct V1 resulted in the closest correspondence to the experimental results, especially in the case of samples 1 and 4. Experimentally determined frequencies ranging from 7.81–14.45 Hz were obtained. Similarly, in the case of Viaduct V2, a frequency of 7.57 Hz in the bending mode yielded the closest correspondence to the experimental results (i.e., a frequency of 7.42 Hz for sample 4); the experimentally determined frequencies range from 5.96–7.42 Hz. Table 5 compares the numerical and experimental frequencies of Viaducts V1 and V2.



Table 5 – Numerical and experimental frequencies obtained				
	Numerical model		Experimental results	
	Vibration modes	Frequency (Hz)	Sample	Frequency (Hz)
	1 – Torsion	11.64	1	12.31
	2 – Flexion	12.03	2	13.08
	3 – Torsion	13.78	3	11.72
Viaduct V1	-	-	4	12.60
	-	-	5	14.45
	-	-	6	13.08
	-	-	7	7.81
	1 – Torsion	6.93	1	6.05
	2 – Flexion	7.57	2	6.44
	3 – Transverse	10.13	3	6.25
	-	-	4	7.42
Viaduct V2	-	-	5	6.44
	-	-	6	Noise
	-	-	7	5.96
	-	-	8	Noise
	-	-	9	6.49

The frequencies obtained in Viaducts V1 and V2 fall within the frequency band of 0–14 Hz, proposed for bridges [13].

In addition, [[13] BACHMANN] indicates that for bridges, the damping parameter must be $\leq 2\%$.

With damping values of 1.75% and 1.2%, respectively, Viaducts V1 and V2 both satisfied this criterion.

5. Conclusions

The results obtained and the methodology developed, confirmed that natural excitation, e.g., truck traffic, was effective in vibrating the structure; extracting the necessary acceleration data was therefore possible.

The triaxial accelerometer fitted to the mobile device acquired vibration data from the viaducts and therefore constituted an alternative to the traditional vibration test performed with accelerometers created for this purpose.

Data was extracted rapidly and simply, but required care to prevent the extracted samples from being affected by vehicular traffic. Even then, a small number of samples were rendered unusable owing to the interaction between the vehicles and the structure. The duration of the samples, although variant, revealed the natural frequency of the structures without influencing the results.

The experimentally obtained frequencies fell within the range of values (0-14 Hz) proposed [[13] BACHMANN] for bridges.

Responses from the numerical modeling of both viaducts exhibited close correspondence to those observed experimentally. Therefore, the models are calibrated and will soon be ready for possible simulations of the structural performance of each viaduct.

The damping in each viaduct was <2%, which is in accordance with

the generally accepted criterion [[13] BACHMANN] for bridges. Therefore, the process of using the natural excitation for extraction of vibration data with mobile phones equipped with accelerometers is appropriate, reliable, and very economical. The final numerical and experimental results obtained indicated that it is possible to determine the natural frequency and damping, and to monitor special artworks in an alternative manner, without the need for intervening traffic; this can be achieved readily, reliably, and at a low cost by using mobile devices.

6. Bibliographic references

- YOON et al. Vibration Measurements of Steel Foot-bridges using Mobile-phone. Applied Mechanics and Materials, v. 470, 2014, p. 471-493. http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.470.777
- [2] HE, J. FU, Z. Modal Analysis. 1. ed. Oxford: University of Oxford, 1. ed. 2001. 291 p. http://papai.ucoz.hu/konyvek/ He-Fu_Modal-Analysis.pdf
- [3] THOMAS et al. Identification of modal parameters by operational modal analysis for the assessment of bridge rehabilitation. In: 2nd, PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL OPERATIONAL MODAL ANALYSIS CONFERENCE, 2007. http://www.academia.edu/829984/IDENTIFICATION_OF_ MODAL_PARAMETERS_BY_OPERATIONAL_MODAL_ ANALYSIS_FOR_THE_ASSESSMENT_OF_BRIDGE_RE-HABILITATION
- [4] ZHANG et al. An overview of operational modal analysis: major development and issues. In: 1st, INTERNATION-AL OPERATIONAL MODAL ANALYSIS, 2005. http://vbn.

aau.dk/en/publications/an-overview-of-operational-modalanalysis(eacacb00-346d-11db-a718-000ea68e967b).html

- [5] MENDES, P; OLIVEIRA, S. Análise dinâmica de estruturas: utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos. LNEC: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2008.
- [6] BAYRAKTAR et al. Ambient Vibration Tests of a Steel Footbridge. Journal of Nondestructive Evaluation, v. 29, 2010; p. 14-24. http://dx.doi.org/ 10.1007/s10921-009-0061-9
- [7] MASJEDIAN, H, M; KESHMIRI, M. A review on operational modal analysis researches: classification of methods and applications. In: 3, IOMAC'09, INTERNATIONAL OPERA-TIONAL MODAL ANALYSIS CONFERENCE, 2009. http:// www.iomac.dk/sync/uploads/d1a86b9c8297ae2d1736272a-1c2a4b8e.pdf
- [8] LIMA, A, N, M. Testes modais utilizando martelo instrumentado em estruturas de baixas frequências naturais, João Pessoa, 2006, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal da Paraíba, 58 p. http://bdtd.biblioteca.ufpb.br/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=319
- [9] MEIRELLES, B, F, J. Análise dinâmica de estruturas por modelos de elementos finitos identificados experimentalmente, Guimarães, 2007, Tese (Doutorado) - Universidade de Minho, 344 p. https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/8059/1/PHD-Meireles%20Revision%208e.pdf
- [10] ORCESI, D, A; FRANGOPOL, M, D. Bridge Performance Monitoring Based on Traffic Data. Journal of Engineering Mechanics, v. 139, 2013, p. 1508-1520. http://dx.doi. org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000582
- [11] ZHAO, J; ZHANG, J. Structural Damage Identification Based on the Modal Data Change. International Journal of Engineering and Manufacturing, v. 4, 2012, p. 59-66. http:// dx.doi.org/10.5815/ijem.2012.04.08
- [12] SAHIN, A; BAYRAKTAR, A. Forced-Vibration Testing and Experimental Modal Analysis of a Steel Footbridge for Structural Identification. Journal of Testing and Evaluation, v. 42, 2014, p. 695-712. http://dx.doi.org/ 10.1520/JTE20130166
- [13] BACHMANN et al. Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines. Birkhäuser Verlag, 1995. 248 p.
- [14] MOHSENI et al. A Simplified Method to Estimate the Fundamental Frequency of Skew Continuous Multicell Box-Girder Bridges. Latin American Journal of Solids and Structures, v. 11, 2014, p. 649-658. http://dx.doi.org/ http://dx.doi. org/10.1590/S1679-78252014000400006
- [15] INMAN, D. J. Engineering Vibration. 3. ed. Upper Saddle River, New Jersey. Pearson Education, Inc., 2007. 669 p.
- [16] CANTIENI, R. Dynamic Load Testing of Highway Bridges, IABSE PERIODICA, v. 3, 1984, p. 75-84. http://dx.doi.org/ 10.5169/seals-38337
- [17] ALSAIF et al. Field study for the evaluation of steel bridges in Riyadh City. In: SAUDI ENGINEERING CONFERENCE (SEC7), 7., 2007, Riyadh, Arábia Saudita. http://faculty.ksu. edu.sa/mmadany/Publications/list%20Publication/Field%20 Study%20for%20the%20Evaluation.pdf
- [18] WIBERG, J. Bridge monitoring to allow for reliable dynamic FE modelling: a case study of the new Årsta Railway Bridge. Stockholm, Sweden: KTH, 2006. 151 p. http://www.divaportal.org/smash/get/diva2:9925/FULLTEXT01.pdf

- [19] OWEN, S, J; PEARSON, R, S; The use of dynamic data for the structural health monitoring of bridges. In: INTER-NATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING SURVEYS FOR CONSTRUCTION WORKS AND STRUCUTRAL EN-GINEERING, 1., 2004, United Kingdom. https://www.fig.net/ nottingham/proc/ts_04_1_owen_pearson.pdf
- [20] NEGRÃO, O, H, J; SIMÕES, C, M, L. Dimensionamento e optimização da geometria de pontes em tirantes metálicas. In: III, ENCONTRO NACIONAL DE MECÂNICA COMPUTACIONAL,1992. http://www.researchgate.net/publication/236133594_Dimensionamento_e_Optimizao_da_ Geometria_em_Pontes_de_Tirantes_Metlicas
- [21] LOUIS, A. R. Sustainable Bridges: Green Links to the Future, Ohio, 2010, Dissertação (Mestrado) - The Ohio State University, 91 p. https://etd.ohiolink.edu/ap:0:0:APPLICATION_ P R O C E S S = D O W N L O A D _ E T D _ S U B _ D O C _ ACCNUM:::F1501 ID:osu1274455847, attachment
- [22] ASSOCIAÇÃO BRAASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Measurements of bridges' vibration characteristics using a mobile phone

Medição de caracteristicas de vibração de pontes de concreto usando telefonia móvel

Z. M. C. PRAVIA a zacarias@upf.br

J. D. BRAIDO ^a jorgebraido@gmail.com

Abstract

This research presents an alternative way to perform a bridge inspection, which considers the dynamics parameters from the structure. It shows an experimental phase with use of a mobile phone to extract the accelerations answers from two concrete bridges, from those records is feasible to obtain natural frequencies using the Fast Fourier Transform (FFT).Numerical models with uses finite element model (FEM) allow to determine the natural frequencies from the two concrete bridges and compare with the experimental phase of each one. The final results shows it's possible to use mobiles phones to extract vibration answers from concrete bridges and define the structural behavior of bridges from natural frequencies, this procedure could be used to evaluate bridges with lower costs.

Keywords: modal analysis, structural identification, inspection, monitoring.

Resumo

O presente artigo apresenta uma forma alternativa de inspeção para pontes que considera os parâmetros dinâmicos da estrutura. Trabalha na fase experimental com a extração de dados de aceleração com um aparelho de telefonia móvel e determinação de frequências naturais pelo uso da transformada rápida de Fourier (FFT) em dois viadutos em concreto. Ocorre ao mesmo tempo a modelagem em elementos finitos (MEF) de cada viaduto para a obtenção numérica das frequências. Posteriormente, é realizada a comparação entre as medições experimentais e os modelos numéricos. Os resultados finais mostram que é possível utilizar aparelhos de telefonia móvel para extrair dados de vibração e conhecer o comportamento estrutural de pontes através de frequências naturais, o que pode vir a ser usado para avaliação quantitativa e manutenção de pontes de maneira econômica.

Palavras-chave: análise modal, identificação estrutural, inspeção, monitoramento.

Received: 03 Mar 2015 • Accepted: 24 Jul 2015 • Available Online: 13 Oct 2015

Postgraduate Program in Civil Engineering (PPGEng), University of Passo Fundo (UPF), Passo Fundo, RS, Brazil.

1. Introdução

Instaladas em locais com relevo acidentado para vencer depressões, rios ou mares, ou em áreas urbanas para facilitar o deslocamento de veículos, as pontes normalmente são sistemas estruturais com inspeção onerosa e que exige pessoas com experiência. Para utilizar a inspeção visual é necessário o acesso aos locais onde se encontram os elementos estruturais, que devido à posição normalmente são difíceis de alcançar. Dessa forma, pode--se identificar a existência de fissuras, deformações excessivas e armaduras expostas a olho nu. Embora de fácil execução, esta técnica de inspeção é subjetiva, pois permite que mudanças nas propriedades dos materiais, que compões os elementos estruturais, passem despercebidas.

Para suprir esta deficiência utiliza-se o monitoramento de estruturas, que trabalha por meio da instrumentação da estrutura e é capaz de realizar a inspeção através dos parâmetros modais dinâmicos. A definição desses parâmetros permite conhecer o comportamento dinâmico do sistema estrutural e definir a necessidade da manutenção.

Os estudos de caso desta pesquisa são dois viadutos em concreto, com diferentes vãos, localizados em Passo Fundo, Rio Grande do Sul, ambos executados em concreto e instaladas sobre ferrovia. As estruturas serão identificadas por Viaduto V1 e Viaduto V2. Foram executadas fases experimental e numérica. O objetivo é comparar as respostas dos modelos numéricos de acordo com as fases experimentais de cada viaduto com os valores obtidos de modelos numéricos. Além disso, comprovar que as respostas de vibração dos viadutos podem ser realizadas com aparelhos celulares. A definição do amortecimento foi possível graças à técnica do decaimento logarítmico aplicado às respostas extraídas em domínio do tempo.

O processo compreende três etapas: fazer a estrutura vibrar; extrair a resposta da aceleração por meio de acelerômetros e; analisar as respostas obtidas. A análise modal operacional foi utilizada para a vibração da estrutura através do deslocamento de caminhões sobre os viadutos. A extração de dados foi realizada por meio de um acelerômetro que equipa um aparelho de telefonia móvel. A análise de resultados foi possível após a aplicação da transformada rápida de Fourier (FFT) às amostras extraídas. O comparativo de respostas é realizado entre as respostas das amostras experimentais e o modelo numérico em elementos finitos (MEF) de cada viaduto em análise.

O estudo lembra o que é realizado por [YOON], que utiliza um celular equipado com acelerômetro para verificar a frequência natural em trinta passarelas de aço em Seul, na Coréia do Sul, estes autores não estudaram os modelos numéricos, apenas as medições experimentais. Os modelos atuais de telefones móveis são capazes de realizar tal tarefa, pois estão munidos de um acelerômetro interno, que faz a leitura da vibração nos eixos X, Y e Z, e com taxas de aquisição de 50 a 200 Hz, dependendo do modelo e com excelente precisão.

Para que fossem atingidos os objetivos utilizou-se a análise modal, técnica que permite definir as características dinâmicas de um sistema através de um modelo matemático que melhor representa o comportamento da estrutura [HE]. A análise modal pode ser executada de maneira experimental ou operacional, porém neste estudo será destacada apenas a forma operacional do método devido ao seu uso.

A Análise Modal Operacional foi desenvolvida durante a década de 70 [THOMAS] e tem chamado atenção na engenharia devido às aplicações em plataformas marinhas, construções, torres, pontes e outras estruturas [ZHANG]. A técnica baseia-se na leitura da resposta da vibração, sendo descrita em torno de seus parâmetros modais: frequência natural, taxa de amortecimento e formas modais.

Na forma operacional é necessário realizar, apenas, as medições da resposta da estrutura. Não existe qualquer controle sobre as forças de excitação, nem é possível quantificá-las. A origem da excitação pode ter várias fontes, por exemplo: vento, tráfego de veículos e funcionamento de máquinas na estrutura [MENDES].

Segundo [BAYRAKTAR], em comparação com a análise modal experimental, a análise modal operacional é um processo rápido e não interfere com a operação da estrutura, pois usa uma fonte de excitação que já atua no sistema, além de as respostas medidas apresentarem as condições reais de operação. Segundo [MASJE-DIAN], a forma operacional apresenta resultados referentes a todo o sistema em análise; é adequado para estruturas grandes e complexas e; pode ser utilizado no controle de vibração de estruturas e para identificar danos.

A análise modal pode ser executada por dois processos. O primeiro utiliza a técnica de discretização (Método dos Elementos Finitos), de onde é possível obter matrizes de massa e rigidez da estrutura. E a segunda que utiliza dados experimentais para definir frequências naturais, amortecimento e modos de vibração [LIMA]. É possível trabalhar utilizando a análise modal teórica e experimental em conjunto. Por exemplo, utilizando modelos experimentais, em escala, e numéricos, é possível realizar um refinamento da estrutura, através da comparação entre os modelos [9].

A comparação das respostas, além de indicar se o modelo numérico está calibrado, permite identificar à mudança no desempenho estrutural devido à ocorrência de danos. A resposta altera devido à degradação dos seus componentes à progressiva ou repentina variação da distribuição e intensidade do carregamento [ORCESI]. Em geral, o dano estrutural é relacionado como uma mudança nas propriedades físicas (massa, amortecimento e rigidez) da estrutura que afeta adversamente seus parâmetros modais (frequências naturais e formas modais). Em outras palavras, a existência do dano estrutural pode resultar em mudanças nas características dinâmicas da estrutura [ZHAO].

A transformada rápida de Fourier (FFT) é aplicada às amostras do comportamento de cada estudo de caso e transforma os dados em domínios de tempo em frequência. Como resultado, nos gráficos de frequência, destacam-se picos que indicam as frequências naturais da estrutura e definem a existência dos modos de vibração [SAHIN].

A análise de respostas obtidas é realizada através da comparação de respostas dos modelos numéricos, em elementos finitos (MEF), e experimentais. O comparativo de respostas é realizado de maneira contínua, onde se busca validar o modelo numérico.

A frequência de pontes em geral é fortemente dependente do comprimento do vão e do tipo de construção da ponte. Embora possuam, geralmente, valores de frequência entre 2 Hz e 4 Hz [[13] BACHMANN], podem variar em uma faixa de frequência de 0 (zero) a 14 Hz.

Segundo [MOHSENI], o comprimento do vão e o ângulo de inclinação influenciam na frequência natural de pontes. À medida que o comprimento aumenta, a frequência fundamental diminui. O ângulo de inclinação quando aumenta também causa um aumento na frequência fundamental de pontes. O ângulo de inclinação interfere também no modo de vibração de estruturas. Pontes com ângulo de inclinação de 0° a 45° possuem formas modais de flexão dominantes.

A taxa de amortecimento da estrutura é determinada através do decremento aleatório, técnica que utiliza o registro da resposta da excitação em queda harmônica. Pode ser determinado manualmente através da análise das respostas em domínio do tempo [INMAN] [CANTIENI].

É definido por meio de uma relação que considera um número n de períodos consecutivos, positivos e inteiros, e o valor das amplitudes dos picos de início e fim considerados.

1.1 Justificativa

Segundo [17] ALSAIF, as pontes são elementos chave para o sistema de infraestrutura, pois através delas é possível determinar a capacidade de suporte do tráfego da rede viária. Comparadas às estradas, possuem maior custo de construção e manutenção, motivo pelo qual estimula uma análise mais precisa para evitar gastos desnecessários.

Verificada a necessidade de se realizar a inspeção em pontes, podem-se utilizar ferramentas atuais para a correta avaliação da estrutura. A identificação estrutural, também conhecido como sistema de monitoramento, encaixa-se neste contexto por ser capaz de indicar a necessidade de fortalecimento ou substituição de pontes existentes por meio da instrumentação da estrutura [18] WIBERG. A obtenção de dados dinâmicos pode ser realizada através da instalação de acelerômetros nas obras de arte especiais a serem avaliadas.

Além disso, as leituras dos dados de vibração são ideais para serem utilizados como base para um sistema de monitoramento contínuo, desde que sejam de fácil coleta e forneçam o comportamento global relativo através de poucos sensores [19] OWEN.

Segundo [20] NEGRÃO e SIMÕES, o monitoramento não é exclusivo apenas para estruturas que necessitem de recuperação. No caso de futuras pontes, um consequente aumento do comprimento do vão, combinado com o desejo de utilizar lajes do tabuleiro mais esbeltas, levanta preocupações acerca do comportamento dinâmico. Mais, as novas pontes também devem ser monitoradas antes de entrar em operação, onde estão em perfeito estado fornecendo informações úteis para uma avaliação posterior.

Segundo [21], ao abordar a sustentabilidade, destaca-se a longevidade que estas estruturas podem atingir se obedecerem a três parâmetros: aumento da capacidade de transporte; aumento da vida útil de serviço e; aprimoramento do gerenciamento, fortalecendo e reparando sistemas. O aumento de vida útil pode ser obtido apenas com a execução adequada de inspeção e manutenção.

2. Materiais e programa experimental

2.1 Estudos de caso

As obras de arte especiais avaliadas estão localizadas em áreas pertencentes ao município de Passo Fundo, no estado do Rio Grande do Sul (RS), ambas instaladas sobre ferrovia. As estruturas serão identificadas por Viaduto V1 e Viaduto V2.

2.1.1 Viaduto V1

Localizado na rodovia BR 285, entre Carazinho e Lagoa Vermelha, no munícipio de Passo Fundo, nas proximidades do distrito industrial. Possui 22,50 m de extensão e largura de 10,20 m, com vão máximo central de 12,10m. É composto por 2 longarinas; 5 transversinas, 4 pilares e 4 apoios. As coordenadas geográficas do viaduto V1 são: 28°13'51,08"S; 52°24'01,26"O.

2.1.2 Viaduto V2

Localiza-se na estrada Perimetral Leste, RS-135, no município de Passo Fundo. Possui 36,00 m de extensão e 10,60m de largura, com vão máximo central de 24,00 m. É constituído por 2 longarinas, 6 transversinas, 4 pilares e 4 apoios. As coordenadas geográficas do viaduto V2 são: 28°16'14,16"S; 52°21'53,58"O.

2.2 Materiais e métodos

Para a realização da pesquisa foram utilizados um celular e um computador. Com o celular, equipado com acelerômetro triaxial, se extraiam as respostas da aceleração dos viadutos. O processamento de informações capturadas, de modo a obter as frequências naturais, foi realizado com o computador. O celular utilizado foi o Motorola Razr[™] D1.

Para o salvamento dos dados de vibração foi utilizado o Vibration Monitoring, aplicativo gratuito desenvolvido pela Mobile Tools para o sistema Android. O aplicativo relatou as vibrações do aparelho de telefonia móvel em tempo real e salvou as vibrações registradas em memória. O acelerômetro possui uma resolução de 0,0039 m/s², valor fornecido pelo aplicativo em uso. A taxa de amostragem é de 100 amostras/segundo, com tempo para cada





amostra de 0,01 s. A aferição do acelerômetro foi realizada através de uma mesa vibratória. A Figura 1 apresenta a interface gráfica do Vibration Monitoring.

Para a modelagem do viaduto foi utilizado o software SAP2000, plataforma para programação em elementos finitos que executa análise estática ou dinâmica, linear ou não linear para a análise e projeto de estruturas.

Para o processamento do sinal transformando-o em domínio de frequência foi utilizado o Scilab, software gratuito com código aberto, utilizado para a programação de algoritmos numéricos que englobam vários aspectos dos problemas de computação científica.

2.3 Levantamento no campo dos sinais de operação

O acelerômetro foi posicionado no meio do maior vão de cada viaduto ferroviário, de modo a obter o comportamento mais amplificado da estrutura. As acelerações verticais foram extraídas à direita e a esquerda da seção transversal e sobre a faixa de sinalização que separa as faixas de rolagem de cada viaduto. A Figura 2 apresenta a localização dos pontos onde ocorre a extração de amostras.

O tempo de extração de dados iniciava assim que um caminhão deixava de trafegar sobre o viaduto, e finalizava antes que outro caminhão, em qualquer sentido, alcançava o mesmo viaduto. Dessa forma se assegurava que o viaduto vibre apenas pelas suas características físicas, sem sofrer influência da interação entre caminhão e estrutura. O início e fim de salvamento de dados também obedeciam ao mesmo critério. O acionamento do salvamento de dados era manual.

A condição ideal para o salvamento de dados era quando apenas um caminhão trafegava sobre o viaduto. A Figura 3 apresenta a condição ideal para que ocorra o início de salvamento de dados. Em (1) o caminhão se aproxima do viaduto, que está em repouso. Em (2) o caminhão se desloca sobre o viaduto, excitando-o. Em (3), ao sair do viaduto, a estrutura responde ao estímulo do veículo e vibra até entrar novamente em repouso. Nenhuma espécie de excitação controlada foi utilizada (exemplo: caminhão com dimensões e pesos conhecidos, com velocidade e peso pré-determinado), devido à escolha do método de excitação da estrutura ser operacional. O viaduto estava em operação sujeito ao tráfego atuante diário.

A Figura 4 apresenta o resultado do deslocamento do caminhão sobre o viaduto e demonstra quando é que inicia o salvamento de dados. Em (a), antes de o caminhão alcançar o viaduto, não existe qualquer deslocamento atuando sobre a estrutura. Em (b), após a saída do caminhão, o viaduto vibra devido à existência das acelerações, onde ocorrem os deslocamentos verticais, é nesse momento que inicia o salvamento de dados.

Para que os dados não fossem alterados pela ocorrência da vibração, o celular foi fixado nos pontos escolhidos com fita dupla face.

2.4 Processamento de dados obtidos em campo e comparação com o modelo numérico

O processamento de dados foi realizado pela aplicação da transformada rápida de Fourier (FFT) às amostras.

O modelo numérico executado em elementos finitos, através do SAP2000, apresentou no fim da análise as frequências naturais e formas modais de acordo com as propriedades dos elementos atribuídos à estrutura.

A comparação dos modelos foi realizada através dos valores de parâmetros modais finais obtidos nas fases experimental e numérica.

2.5 Análise dos modelos numéricos

A análise e a calibração dos modelos ocorreram de modo a adotar diferentes módulos de elasticidade. Os ajustes finalizaram assim que os dois modelos, experimental e numérico, responderam de maneira aproximada.

A Figura 5 apresenta de forma sucinta a metodologia aplicada. Em (a) a ponte, instrumentada para a medição, é submetida a forças de excitação originárias do tráfego de veículos. A resposta, extraída em domínio de tempo, é aplicada à transformada rápida de Fourier (FFT) e transforma-se em domínio de frequência. Os picos resultantes da transformação de domínios representam a frequência natural do viaduto em análise.



Em (b) a ponte é modelada fisicamente (em elementos f initos) onde, efetuados os ajustes do modelo, é possível obter os parâmetros modais de frequência e forma modal. A taxa de amortecimento é obtida experimentalmente.

3. Estudo experimental

3.1 Viaduto V1

Nos pontos A, B e C foram realizadas 7 extrações de dados:

- A: sobre o passeio público Amostra 1, 2, 3 e 4;
- B: no centro das pistas de rolagem, sobre a sinalização não foram executadas medições neste ponto devido à possibilidade de o tráfego destruir o aparelho de telefonia móvel;
- C: sobre o passeio público Amostra 5, 6, 7.

3.1.1 Sinais em domínio do tempo

As respostas obtidas podem ser classificadas como vibração livre. A Figura 6 apresenta uma das fontes de vibração utilizadas e a Figura 7 uma das amostras extraídas no viaduto V1.

3.1.2 Amortecimento do viaduto V1

Para o viaduto V1 obteve-se um taxa de amortecimento médio de ξ =0,0175. Ou seja, a taxa de amortecimento é de 1,75%. Na

Tabela 1 são apresentadas as taxas de amortecimentos obtidas ao aplicar a técnica do decremento aleatório em todas as amostras. Na amostra 7 não foi possível conhecer o amortecimento devido à amostra não obedecer o decremento logarítmico necessário.

3.1.3 Sinais em domínio de frequência do viaduto V1

Convertidas em domínio de frequência, as amostras 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 manifestaram picos de frequência que variam de 7 a 14 Hz As amostras 1, 2, 3 e 4 extraídas sobre o ponto A, manifestaram picos de frequência de f1= 12,30 Hz; f2= 13,08 Hz; f3= 11,72 Hz e; f4= 12,60. As amostras 5, 6 e 7, extraídas sobre o ponto C, apresentaram frequências de f5= 14,45 Hz; f6= 13,08 Hz e; f7= 7,81. A Figura 8 apresenta a amostra 1, obtida no viaduto V1, em domínio de frequência. O pico de frequência natural identificado é de 12,30 Hz.

3.2 Viaduto V2

Foram realizadas nove extrações de amostras nos pontos A, B e C do viaduto V2:

- A: sobre o passeio público Amostra 1, 2, 3;
- B: no centro das pistas de rolagem, sobre a sinalização Amostra 7, 8, 9;
- C: sobre o passeio público Amostra 4, 5, 6.



3.2.1 Sinais em domínio do tempo

A Figura 9 apresenta uma das amostras extraídas no viaduto V2.

3.2.2 Amortecimento do viaduto V2

Para o viaduto V2 obteve-se uma taxa de amortecimento médio de ξ =0,012. Ou seja, a taxa de amortecimento do Viaduto V2 é 1,2%. Na Tabela 2 são apresentados os valores de amortecimento para cada amostra extraída no viaduto V2. Nas amostras 6, 7 e 8 não foi possível conhecer o amortecimento devido às amostras não obedecerem ao decremento logarítmico necessário.

3.2.3 Sinais em domínio de frequência do viaduto V2

As amostras extraídas apresentaram valores de frequência que variam de 5,96 Hz a 7,42 Hz. Nas amostras 4, 5, 7 e 9 ocorrem além das frequências relacionadas à estrutura, picos próximos a 15 e 20 Hz que podem estar associados à fonte de vibração da estrutura e a interação entre caminhões e o viaduto. As frequências das amostras 6 e 8 sofreram interferência do tráfego e apresentam ruído, onde é impossível identificar a frequência referente à estrutura. A Figura 10 apresenta a amostra 1, obtida no viaduto V2, em domínio de frequência. O pico de frequência natural identificado é de 6,44 Hz.









4. Modelagem numérica

4.1 Viaduto V1

O modelo numérico do viaduto V1 foi dividido em uma malha de aproximadamente 50x50 cm no tabuleiro; 50x18 cm nas longarinas e; 50x18 cm nas transversinas. A análise executada é por cascas.

4.1.1 Condições de contorno

Os quatro pilares existentes foram considerados engastados. Nas extremidades longitudinais, onde as longarinas e as transversinas se encontram foi restringido o movimento de translação em Z. Nas

Tabela 1 - Taxa de amortecimento obtida no viaduto V1		
Amostra	Amortecimento (ξ)	
1	0,020	
2	0,013	
3	0,027	
4	0,011	
5	0,015	
6	0,019	
7	-	
Taxa média de amortecimento	0,0175	
Desvio padrão (o)	0,0058	
Coeficiente de variação	33%	



transversinas das extremidades, em cada lateral foi restringido o movimento de translação nos eixos X e Y.

4.1.2 Propriedades do material

A propriedade de material atribuída ao modelo numérico segue ao que é especificado para um concreto com peso específico de 25 KN/m³ e 20 MPa de resistência, com coeficiente de Poisson de 0,2 e módulo de elasticidade de 25 GPa [22].

Tabela 2 - Taxa de amortecimento obtida no viaduto V2		
Amostra	Amortecimento (ξ)	
1	0,012	
2	0,007	
3	0,014	
4	0,013	
5	0,015	
6	-	
7	-	
8	0.0175	
9	-	
-	33%	
0,010	-	
Taxa média de amortecimento	0,012	
Desvio padrão (o)	0,003	
Coeficiente de variação	25%	



4.1.3 Massas existentes

Foram adicionadas massas correspondentes aos guarda-corpos ao modelo numérico.

4.1.4 Frequências naturais e modos de vibração

As frequências naturais e os modos de vibração obtidos após a análise modal foram: f1 = 11,64 Hz com modo de torção; f2=12,03 Hz com modo de flexão; f3=13,78 com modo de torção. Considerando a frequência natural e a forma modal anexada ao modelo numérico, o que mais se aproxima do que é verificado experimentalmente é o modelo com frequência f2=12,03 Hz e forma modal de flexão. A Figura 11 apresenta as formas modais resultantes da análise efetuada com o SAP2000. A Tabela 3 [Tabela 3] apresenta os modos de vibração e frequências naturais associadas à estrutura.

4.2 Viaduto V2

Para o modelo numérico do viaduto V2, a malha do tabuleiro possuía dimensões de aproximadamente 50x50 cm; 50x20 cm nas longarinas e; 50x20 cm nas transversinas. Também foi executada a análise por cascas.

4.2.1 Condições de contorno

Foram adotadas as condições de contorno iguais àquelas inseridas no viaduto V1.

4.2.2 Propriedades do material

As propriedades de material anexadas ao modelo numérico do viaduto V2 seguem ao que foi especificado em projeto, o qual foi possível obter acesso, onde o concreto possuía resistência de



Tabela 3 – Frequências e formas modais do viaduto V1			
Modos de vibração	Frequência f (Hz)	Forma modal	
1	11,64	Torção	
2	12,03	Flexão	
3	13,78	Torção	

18 MPa. O peso específico de 25 KN/m³, com coeficiente de Poisson de 0,2 [22].

O módulo de elasticidade adotado foi de 20 GPa, determinado através da equação 1:

$$E_{ci} = \alpha_E .5600 \sqrt{fck}$$
 (1)

Sendo o parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade ($\alpha_{\rm E}$) :

$$\alpha_i = 0.8 + 0.2. \frac{fck}{80} \le 1.0$$
(2)

Embora a equação 1 seja utilizada para determinar o módulo de elasticidade para concretos com resistência de 20 MPa a 50 MPa, adotou-se a mesma metodologia para obedecer os critérios estabelecidos na norma NBR 6118/2014.

4.2.3 Massas existentes

Foram adicionadas massas correspondentes aos guarda-corpos ao modelo numérico.

Tabela 4 – Frequências e formas modais do viaduto V2			
Modos de vibração	Frequência f (Hz)	Modo	
1	6,93	Torção	
2	7,57	Flexão	
3	10,13	Transversal	

4.2.4 Frequências naturais e modos de vibração

As frequências e os modos de vibração obtidos foram: f1=6,93 Hz com modo de torção; f2=7,57 Hz com modo de flexão; f3=10,13 Hz com modo transversal.

Considerando a frequência e a forma modal, a que mais se assemelha com o resultado experimental é a frequência f2=7,57 Hz com modo de flexão. A Figura 12 apresenta as formas modais resultantes da análise efetuada com o SAP2000. A Tabela 4 apresenta os modos de vibração e frequências naturais associadas à estrutura.

4.3 Avaliação do resultado

Ao avaliar o viaduto V1 e considerar as formas modais e as frequências anexadas ao modelo numérico, a que mais se aproxima do que é verificado experimentalmente é a frequência de 12,03 Hz com modo de flexão. As respostas experimentais que mais se assemelham ao modelo numérico são as amostras 1 e 4. Os resultados da fase experimental apresentaram valores de frequência que variam entre uma faixa de 7,81 Hz a 14,45 Hz.

Ao analisar a fase experimental e o modelo numérico do viaduto V2, a amostra 4 com frequência de 7,42 Hz, destaca-se como a mais próxima àquela obtida com o modelo numérico de 7,57 Hz e modo de flexão. Os valores de frequência da fase experimental variam



de 5,96 a 7,42 Hz. A Tabela apresenta as frequências numéricas e experimentais resultantes nos viadutos V1 e V2. As frequências obtidas nos viadutos V1 e V2 obedecem ao que é exposto por [13], que apresenta uma faixa de frequências para pontes de 0 a 14 Hz.

Ao avaliar os resultados de amortecimento obtidos, [13] indica que os valores deste parâmetro para pontes em geral não deve ser maior que 2%.

Tanto no Viaduto V1 quanto no Viaduto V2 obtiveram valores de amortecimento menores que 2%. O Viaduto V1 apresentou amortecimento de 1,75% e o Viaduto V2 de 1,2%.

5. Conclusões

Ao observar os resultados obtidos e a metodologia desenvolvida, é possível afirmar que a excitação natural, adotada neste caso como o tráfego de caminhões, mostrou-se eficaz por fazer a estrutura vibrar. Dessa forma, foi possível extrair os dados de aceleração necessários.

O acelerômetro triaxial que equipa o aparelho de telefonia móvel foi capaz de obter dados de vibração dos viadutos. É, portanto, uma alternativa ao tradicional ensaio de vibração executado com acelerômetros criados para este fim.

Tabela 5 - Frequências numéricas e experimentais resultantes					
	Modelo numérico		Fase experimental		
	Modo de vibração	Frequência (Hz)	Amostra	Frequência (Hz)	
Viaduto V1	1 – Torção	11,64	1	12,31	
	2 – Flexão	12,03	2	13,08	
	3 – Torção	13,78	3	11,72	
	-	-	4	12,60	
	-	-	5	14,45	
	-	-	6	13,08	
	-	-	7	7,81	
Viaduto V2	1 – Torsion	6.93	1	6,05	
	2 – Flexion	7.57	2	6,44	
	3 – Transverse	10.13	3	6,25	
	-	-	4	7,42	
	-	-	5	6,44	
	-	-	6	Ruído	
	-	-	7	5,96	
	-	-	8	Ruído	
	-	-	9	6,49	

A extração de dados ocorreu de maneira rápida e simplificada, porém exigiu cuidados para evitar que as amostras extraídas fossem afetadas pelo tráfego de veículos. Mesmo assim, obteve-se um pequeno número de amostras inutilizadas pela interação entre veículos e a estrutura. O tempo de duração das amostras, embora variante, indicou a frequência natural das estruturas sem interferir nos resultados. As frequências obtidas experimentalmente se adequam ao que é exposto por [13] BACHMANN et al, onde permanecem em uma faixa de valores de 0 a 14 Hz para pontes.

Tanto o viaduto V1 quanto o V2 apresentam modelos numéricos com respostas muito próximas do que é verificado experimentalmente. Desta forma é possível afirmar que os modelos estão calibrados e prontos para possíveis simulações em torno do desempenho estrutural de cada viaduto.

O amortecimento resultante em cada viaduto ficou abaixo de 2%, valor que é estabelecido por [13] BACHMANN et al para pontes em geral.

Portanto, o processo de utilizar a excitação natural para extração de dados de vibração com celulares munidos de acelerômetros é apropriado, confiável e muito econômico. Os resultados finais obtidos, numérico e experimentalmente, permitem afirmar que é possível determinar a frequência natural, o amortecimento e monitorar obras de arte especiais de maneira alternativa, sem a necessidade de intervir no tráfego, com baixo custo, confiabilidade e maior facilidade por meio de aparelhos de telefonia móvel.

6. Referências bibliográficas

- YOON et al. Vibration Measurements of Steel Foot-bridges using Mobile-phone. Applied Mechanics and Materials, v. 470, 2014, p. 471-493. http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.470.777
- [2] HE, J. FU, Z. Modal Analysis. 1. ed. Oxford: University of Oxford, 1. ed. 2001. 291 p. http://papai.ucoz.hu/konyvek/ He-Fu Modal-Analysis.pdf
- [3] THOMAS et al. Identification of modal parameters by operational modal analysis for the assessment of bridge rehabilitation. In: 2nd, PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL OPERATIONAL MODAL ANALYSIS CONFERENCE, 2007. http://www.academia.edu/829984/IDENTIFICATION_OF_ MODAL_PARAMETERS_BY_OPERATIONAL_MODAL_ ANALYSIS_FOR_THE_ASSESSMENT_OF_BRIDGE_RE-HABILITATION
- [4] ZHANG et al. An overview of operational modal analysis: major development and issues. In: 1st, INTERNATION-AL OPERATIONAL MODAL ANALYSIS, 2005. http://vbn. aau.dk/en/publications/an-overview-of-operational-modalanalysis(eacacb00-346d-11db-a718-000ea68e967b).html
- [5] MENDES, P; OLIVEIRA, S. Análise dinâmica de estruturas: utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos. LNEC: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2008.
- [6] BAYRAKTAR et al. Ambient Vibration Tests of a Steel Footbridge. Journal of Nondestructive Evaluation, v. 29, 2010; p. 14-24. http://dx.doi.org/ 10.1007/s10921-009-0061-9
- [7] MASJEDIAN, H, M; KESHMIRI, M. A review on operational modal analysis researches: classification of methods and applications. In: 3, IOMAC'09, INTERNATIONAL OPERA-

TIONAL MODAL ANALYSIS CONFERENCE, 2009. http:// www.iomac.dk/sync/uploads/d1a86b9c8297ae2d1736272a-1c2a4b8e.pdf

- [8] LIMA, A, N, M. Testes modais utilizando martelo instrumentado em estruturas de baixas frequências naturais, João Pessoa, 2006, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal da Paraíba, 58 p. http://bdtd.biblioteca.ufpb.br/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=319
- [9] MEIRELLES, B, F, J. Análise dinâmica de estruturas por modelos de elementos finitos identificados experimentalmente, Guimarães, 2007, Tese (Doutorado) - Universidade de Minho, 344 p. https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/8059/1/PHD-Meireles%20Revision%208e.pdf
- [10] ORCESI, D, A; FRANGOPOL, M, D. Bridge Performance Monitoring Based on Traffic Data. Journal of Engineering Mechanics, v. 139, 2013, p. 1508-1520. http://dx.doi. org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000582
- [11] ZHAO, J; ZHANG, J. Structural Damage Identification Based on the Modal Data Change. International Journal of Engineering and Manufacturing, v. 4, 2012, p. 59-66. http:// dx.doi.org/10.5815/ijem.2012.04.08
- [12] SAHIN, A; BAYRAKTAR, A. Forced-Vibration Testing and Experimental Modal Analysis of a Steel Footbridge for Structural Identification. Journal of Testing and Evaluation, v. 42, 2014, p. 695-712. http://dx.doi.org/ 10.1520/JTE20130166
- [13] BACHMANN et al. Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines. Birkhäuser Verlag, 1995. 248 p.
- [14] MOHSENI et al. A Simplified Method to Estimate the Fundamental Frequency of Skew Continuous Multicell Box-Girder Bridges. Latin American Journal of Solids and Structures, v. 11, 2014, p. 649-658. http://dx.doi.org/ http://dx.doi. org/10.1590/S1679-78252014000400006
- [15] INMAN, D. J. Engineering Vibration. 3. ed. Upper Saddle River, New Jersey. Pearson Education, Inc., 2007. 669 p.
- [16] CANTIENI, R. Dynamic Load Testing of Highway Bridges, IABSE PERIODICA, v. 3, 1984, p. 75-84. http://dx.doi.org/ 10.5169/seals-38337
- [17] ALSAIF et al. Field study for the evaluation of steel bridges in Riyadh City. In: SAUDI ENGINEERING CONFERENCE (SEC7), 7., 2007, Riyadh, Arábia Saudita. http://faculty.ksu. edu.sa/mmadany/Publications/list%20Publication/Field%20 Study%20for%20the%20Evaluation.pdf
- [18] WIBERG, J. Bridge monitoring to allow for reliable dynamic FE modelling: a case study of the new Årsta Railway Bridge. Stockholm, Sweden: KTH, 2006. 151 p. http://www.divaportal.org/smash/get/diva2:9925/FULLTEXT01.pdf
- [19] OWEN, S, J; PEARSON, R, S; The use of dynamic data for the structural health monitoring of bridges. In: INTER-NATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING SURVEYS FOR CONSTRUCTION WORKS AND STRUCUTRAL EN-GINEERING, 1., 2004, United Kingdom. https://www.fig.net/ nottingham/proc/ts_04_1_owen_pearson.pdf
- [20] NEGRÃO, O, H, J; SIMÕES, C, M, L. Dimensionamento e optimização da geometria de pontes em tirantes metálicas. In: III, ENCONTRO NACIONAL DE MECÂNICA COMPUTACIONAL,1992. http://www.researchgate.net/publication/236133594_Dimensionamento_e_Optimizao_da_ Geometria_em_Pontes_de_Tirantes_Metlicas

- [21] LOUIS, A. R. Sustainable Bridges: Green Links to the Future, Ohio, 2010, Dissertação (Mestrado) - The Ohio State University, 91 p. https://etd.ohiolink.edu/ap:0:0:APPLICATION_ P R O C E S S = D O W N L O A D _ E T D _ S U B _ D O C _ ACCNUM:::F1501_ID:osu1274455847, attachment
- [22] ASSOCIAÇÃO BRAASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.



REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Volume 8, Number 5 October 2015 ISSN: 1983-4195

Contents

Contents	
Evaluation of a method based on image analysis to obtain shape parameters in crushed sand grains A. G. GOLDONI, L. M. PANDOLFO, A. P. GOMES, D. FOLLE, M. S. MARTINS and A. PANDOLEO.	
and A. PAINDOLFO	577
Parametric analysis of AAR influent factors on thin-walled columns	
	591
Bond strength between stell-concrete and between concretes with different ages in structural rehabilitation M. R. DORIA, A. T. C. SALES and N. F. DE A. ANDRADE	
	604
Assessment of cover to reinforcement in slabs using different spacer and tying distances A. P. MARAN, M. F. F. MENNA BARRETO, A. B. ROHDEN, D. C. C. DAL MOLIN and J. R. MASUERO	
	625
Geometric characterization of polymeric macrofibers A. R. E. CÁCERES, I. GALOBARDES, M. S. REBMANN, R. MONTE and A. D. DE FIGUEIREDO	
	644
Determination of parameters of a viscous-cohesive fracture model by inverse analysis F. L. GEA DOS SANTOS and J. L. A. O. SOUSA	
	669
<i>3D investigation of steel fiber distribution in reinforced concrete by X-ray microtomography</i> A.C. MACHADO, M. A. SILVA, R. D. T. FILHO, M. S. PFEIL, I. LIMA and R.T. LOPES	
	707
Measurements of bridges' vibration characteristics using a mobile phone	
	721
Discussion of "Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures by Couto, D.; Carvalho, M.; Cintra, A. and Helene, P. Rev. IBRACON Estrut.	
D. M. SANTOS, F. R. STUCCHI and A.T. BECK	744
Response to the Discussion of "Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures, Rev. IBRACON Estrut. Mater. 2015, vol.8, n.5, pp. 744-748, proposed by Santos, D. M.; Stucchi, F. R. and Beck, A.T."	

D. COUTO, M. CARVALHO, A. CINTRA and P. HELENE