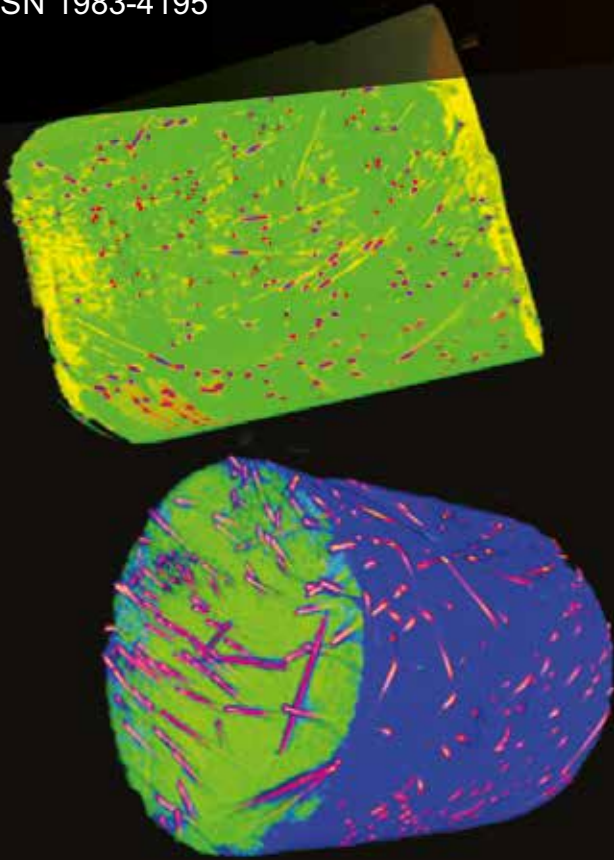


Volume 9, Number 6

December, 2016

ISSN 1983-4195



Contents

SEM and 3D microtomography application to investigate the distribution of fibers in advanced cementitious composites

F. PACHECO, R. CHRIST, A. M. GIL and B.F. TUTIKIAN

Influence of the flexibility of beams and slabs in static response and dynamic properties

J. R. BUENO and D. D. LORIGGIO

The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps

A. C. MESQUITA, A. S. ROCHA, R. G. DELALIBERA and W. A. DA SILVA

Effect of wind in the design of reinforced concrete buildings

L.S.TAPAJÓS, J. A. T. FERREIRA, A. F. LIMA NETO, M. R. TEIXEIRA and M. P. FERREIRA

Performance evaluation of plastic spacers: proposal and development of evaluation methods

M. F. F. MENNA BARRETO, A. P. MARAN, D. C. C. DAL MOLIN and J. R. MASUERO

Temperature monitoring in large volume spread footing foundations: case study “Parque da Cidade” São Paulo

D. COUTO, P. HELENE and L. C. ALMEIDA

Evaluating the applicability of rheometry in steel fiber reinforced self-compacting concretes

R. S. ALFERES FILHO, F. K. MOTEZUKI, R. C. O. ROMANO, R. G. PILEGGI and A. D. FIGUEIREDO

Sewage sludge ash (SSA) in high performance concrete: characterization and application

C. M. A. FONTES, R. D. TOLEDO FILHO and M. C. BARBOSA

Editorial

<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952016000500001>

Editorial Board

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

Reviewers

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

We are publishing the last number of the 2016 Volume of IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 9 Number 6, December 2016), with eight articles on relevant topics related to concrete. In the first article, the amount and the distribution of fibers are examined with 3D microtomography, using scanning electron microscopy to analyze the interaction of fibers with the cement composite. The influence of the flexibility of beams and slabs in the static response and dynamic properties is the topic for the second article. The third article analyzes two pile caps with partially embedded sockets. The fourth article discusses a parametric study to quantify how far errors in the design stage related to the wind action may compromise the response and safety of reinforced concrete buildings. Another article presents a study on the performance of plastic spacers and their influence on the durability of reinforced concrete structures. The risk of cracks originated from thermal effects related to cement hydration is analyzed in the sixth article. A case study of an 800 m³ spread footing illustrates the procedures and problems involved. The seventh article evaluates the applicability of rheometry in steel fiber reinforced self-compacting concretes. The last article in this issue deals with characterization and application of sewage sludge ash to be used, after a calcination process, as partial replacement of Portland cement in the production of high performance concrete.

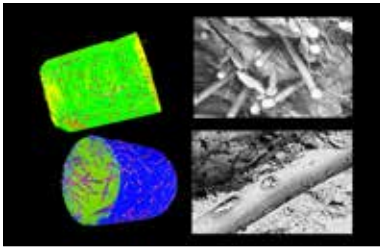
This issue closes the Volume 9 of our Journal. As usual, in this issue we acknowledge the contribution of the reviewers that donated part of their time in assuring the good quality of the published articles.

Américo Campos Filho, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Leandro Francisco Moretti Sanchez, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto and Túlio Nogueira Bittencourt Editors

Estamos publicando o último número do volume de 2016 da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (Volume 9 Número 6, Dezembro de 2016), com oito artigos sobre temas relevantes relacionados a concreto. No primeiro artigo, a quantidade e a dispersão das fibras são examinadas com tomografia 3D, usando microscopia eletrônica de varredura para analisar a interação das fibras com o compósito de cimento. A influência da flexibilidade de vigas e lajes nas propriedades de resposta e dinâmica estática é o tópico do segundo artigo. O terceiro artigo analisa duas estacas com cálice parcialmente embutido. O quarto artigo aborda um estudo paramétrico para quantificar o quanto erros na fase de concepção relacionados à ação do vento podem comprometer o comportamento em serviço e a segurança de edifícios de concreto armado. Outro artigo apresenta um estudo sobre o desempenho de espaçadores plásticos e sua influência sobre a durabilidade de estruturas de concreto armado. O risco de fissuras originadas por efeitos térmicos relacionados à hidratação do cimento é analisado no sexto artigo. Um estudo de caso de uma sapata de 800 m³ ilustra os procedimentos e problemas envolvidos. O sétimo artigo avalia a aplicabilidade da reometria em concretos auto-compactáveis reforçados com fibras de aço. O último artigo deste número trata de caracterização e aplicação de cinzas de lodo de esgoto a ser utilizado, depois de um processo de calcinação, como substituição parcial de cimento Portland na produção de concreto de alto desempenho.

Este número fecha o volume 9 de nossa Revista. Como é usual, nesta edição relacionamos os revisores que doaram parte do seu tempo para assegurar a boa qualidade dos artigos publicados.

Américo Campos Filho, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Leandro Francisco Moretti Sanchez, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto e Túlio Nogueira Bittencourt Editores



Cover: SEM AND 3D MICROTOMOGRAPHY TO INVESTIGATE FIBERS DISTRIBUTION IN CEMENTITIOUS COMPOSITES

Courtesy: R. CHRIST, F. PACHECO, UNISINOS, SÃO LEOPOLDO, RS



IBRACON

Ibracon Structures and Materials Journal

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

IBRACON

Instituto Brasileiro do Concreto
Founded in 1972

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

Editors

Américo Campos Filho
(Brazil)

José Luiz Antunes de O. e Sousa
(Brazil)

Leandro Francisco Moretti Sanchez
(Canada)

Rafael Giuliano Pileggi
(Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto
(Brazil)

Túlio Nogueira Bittencourt
(Brazil)

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

Volume 9, Number 6

December 2016

ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

SEM and 3D microtomography application to investigate the distribution of fibers in advanced cementitious composites

F. PACHECO, R. CHRIST, A. M. GIL and B.F. TUTIKIAN

824

Influence of the flexibility of beams and slabs in static response and dynamic properties

J. R. BUENO and D. D. LORIGGIO

842

The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps

A. C. MESQUITA, A. S. ROCHA, R. G. DELALIBERA and W. A. DA SILVA

856

Effect of wind in the design of reinforced concrete buildings

L.S.TAPAJÓS, J. A. T. FERREIRA, A. F. LIMA NETO, M. R. TEIXEIRA and M. P. FERREIRA

883

Performance evaluation of plastic spacers: proposal and development of evaluation methods

M. F. F. MENNA BARRETO, A. P. MARAN, D. C. C. DAL MOLIN and J. R. MASUERO

911

Temperature monitoring in large volume spread footing foundations: case study "Parque da Cidade" São Paulo

D. COUTO, P. HELENE and L. C. ALMEIDA

953

Evaluating the applicability of rheometry in steel fiber reinforced self-compacting concretes

R. S. ALFERES FILHO, F. K. MOTEZUKI, R. C. O. ROMANO, R. G. PILEGGI and A. D. FIGUEIREDO

969

Sewage sludge ash (SSA) in high performance concrete: characterization and application

C. M. A. FONTES, R. D. TOLEDO FILHO and M. C. BARBOSA

989

Aims and Scope

Aims and Scope

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

Objectives

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

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

Submission Procedure

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

Contribution Types

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

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

The length of the papers must not exceed 20 pages.

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

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

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

Internet Access

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

Subscription rate

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

Photocopying

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

Copyright

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

IBRACON

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

Disclaimer

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

Objetivos e Escopo

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

Objetivos

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

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

Submissão de Contribuições

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

Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

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

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

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

Acesso via Internet

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

Assinatura

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

Fotocópias

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

Direitos autorais

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

IBRACON

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

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

E-mail: arlene@ibracon.org.br

Aviso Legal

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

Diretoria

Diretoria Biênio 2015/2017

Diretor Presidente
Julio Timerman

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

Assessor da Presidência – Atuação ABCP/ABESC
Hugo da Costa Rodrigues Filho

Assessor da Presidência – Atuação Construtoras
Alexandre Couso – ESSER

Diretor 1º Vice-Presidente
Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor 2º Vice-Presidente
Luiz Prado Vieira Júnior

Diretor 1º Secretário
Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário
Carlos José Massucato

Diretor 1º Tesoureiro
Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro
Nelson Covas

Diretor de Marketing
Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Eventos
Bernardo Tutikian

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

Diretor Técnico
Inês Laranjeira da Silva Battagin

Diretor de Relações Institucionais
Paulo Helene

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica
Eduardo Barros Millen

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento
Leandro Mouta Trautwein

Diretor de Cursos
Enio José Pazini Figueiredo

Diretor de Certificação de Pessoal
Gilberto Antônio Giuzio

Conselho Diretor Biênio 2015/2017

Sócios Titulares Individuais

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

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

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

Conselheiros Permanentes

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

SEM and 3D microtomography application to investigate the distribution of fibers in advanced cementitious composites

Aplicação de MEV e microtomografia 3D na investigação da distribuição de fibras em compósitos cimentícios avançados

F. PACHECO^a
fernandapache@unisinis.br

R. CHRIST^a
rchrist@unisinis.br

A. M. GIL^a
augustomg@unisinis.br

B.F. TUTIKIAN^a
bftutikian@unisinis.br

Abstract

The incorporation of fibers on cement composites reduces its fragility, turning it a ductile material. The amount of fibers and its distribution presents a large influence on the composite performance, especially by the fact that it is self-consolidating, which facilitates the fiber distribution. 3D microtomography is an efficient tool for determining the fibers distribution, generating images and creating a representation in three dimensions of the sample. Moreover, the scanning electron microscopy (SEM) can be used to analyze the interaction of fibers with the cement composite. The purpose of this paper is to investigate the application of these techniques to visualize the distribution and interaction of metallic and polypropylene fibers inserted into an advanced cementitious composite, at 3% in volume content. The results presented these techniques' efficiency in the verification of fibers distribution within the mixture and the absence of flaws in the composition.

Keywords: advanced composites, fibers, microtomography, scanning electron microscopy.

Resumo

A incorporação de fibras em compostos cimentícios atenua sua fragilidade, tornando-o um material dúctil. A quantidade e dispersão das fibras exercem grande influência em seu desempenho. O compósito cimentício avançado é autoadensável, o que facilita a distribuição das fibras. A microtomografia 3D é uma ferramenta eficiente para determinação do posicionamento das fibras, gerando imagens sequencialmente, criando uma representação em três dimensões da amostra. Ainda, a microscopia eletrônica de varredura (MEV) pode ser utilizada na análise da interação das fibras com o compósito. O objetivo deste artigo é investigar a aplicação destas técnicas para visualizar a distribuição e a interação de fibras metálicas e de polipropileno inseridas em um compósito cimentício avançado, em teor de 3% em volume. Os resultados comprovaram a eficiência dos métodos, sendo possível verificar a distribuição das fibras dentro da mistura e a inexistência de falhas na composição.

Palavras-chave: compósitos avançados, fibras, microtomografia, microscopia eletrônica de varredura.

^a Instituto Tecnológico em Desempenho e Construção Civil, PPGEC, Unisinis, São Leopoldo, RS, Brasil.

1. Introduction

The development of advanced cementitious composites aims to achieve the properties unreached with the use of conventional materials. Therefore, conventional concrete composition, mix design methods, raw materials and its cure are modified. Li [1] emphasizes the growth of such advanced composite's use and improvement, exceeding the academic and laboratory barriers, presenting viability for commercial and large-scale applications.

The interest in the application of such materials lies on its aptitude for special cases by its high potential of durability, loadbearing capacity and structure's low weight due to lower sections necessary to withstand the imposed loads [2]. Blais and Couture [3] stands out that, under the same conditions of plane geometry and load, there is a 50% reduction in the depth required for structures using advanced cementitious composites when compared to conventional concrete, as shown in Table 1.

Unlike conventional concrete, used since 1907 [4], advanced cementitious composites have recent use in the world and requires greater knowledge of its properties, microstructure, and characteristics. Then, its application depends on the development of studies to provide the knowledge necessary to perform the correct diagnose and evaluation. One of the main current study approach is the fiber incorporation into cementitious composites in its variety of kinds of materials and geometry.

Neville and Brooks [5] classify fibers as discontinuous and discrete, mentioning other possibilities of material's composition such as cellulose, steel and carbon. Complementarily the authors stand out the innumerable benefits of using such materials, since there is proper interfacial adhesion, dependent on fiber's surface roughness.

The incorporation of randomly distributed microfiber changes composites mechanical properties, through cracks initiation and propagation control, leading to greater ductility [6]. The fiber hybridization consists in the use of two or more fiber type in cementitious composites, which has shown as an efficient solution to increase material's tensile strength and reduction of crack's propagation. The use of fibers with different materials and dimensions provides greater synergy to the composite, once each fiber type acts in different times during the loading process. The hybrid fiber mix provides benefits in composite's tensile strength, cracks control and ductility increase [7,8]. However, in order to obtain these properties it is required fiber's even distribution.

Papers [9,10,11,12] demonstrate the viability of using advanced tests to obtain images for the diagnosis of microstructural damage in concrete specimens. One method to visualize the fiber distribution consists in the microscopic diagnose by the use of specific equipment.

One of the tools for determining the distribution of fibers within advanced cementitious composites is the high-resolution 3D microtomography [12,13]. This method proposes the graphical display and presentation of the different components of the same mixture by the density difference between its components. The use of microtomography technique aim to identify the proportion and arrangement of different types of fibers, which is guaranteed by distinct material's x-ray absorption, which enables a contrast in the image's reproduction [13].

Another major factor is the verification of fibers' interaction with the cementitious composite, its influence to the creation of transition regions and the interface between different materials. This interaction can be assessed by scanning electron microscopy (SEM), which generates images that allow the visualization of the interface between two materials. The adhesion of the composite fibers is the main feature that influence the desired performance and depends on the material that comprises the fibers.

Landis et al. [10] used the image capture as the method of quantitation and analysis of damage in concrete specimens, concluding that this is an effective tool for this use. Maroliya [14] generated SEM images using 35x and 1000x approximations in a composite containing 0,20 of steel fibers relative to the weight of cement, standing the possibility of transition zone identification. According to the author, images presented material's compact interface, with complete envelopment of steel fibers by the cementitious matrix. Yazici et al. [15] obtained the same verification, recognizing the interface area between the fibers and the cementitious matrix as dense and compact. Henry, Darma and Sugiyama [16] used the 3D microtomography technique to analyze the effects of thermal curing and reheat in high performance concrete samples. According to the authors, this method allowed the verification of the water/cement reduction effect in advanced composites due to the reduction of void's presence.

Within this context, this paper aimed to investigate the application of 3D microtomography and SEM techniques to analyze the distribution and interaction of fiber hybrid mixture of steel and polypropylene fibers inserted in an advanced cementitious composite.

Table 1 - Section depth and weight comparison of different construction systems

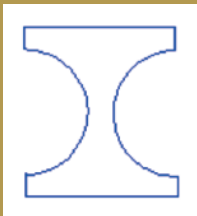

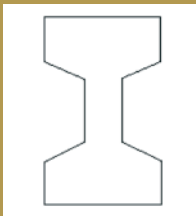
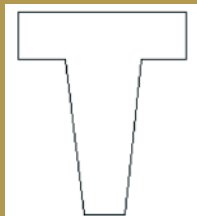
Cross section shape (without reinforcement)				
Type of beam	RPC (X shape)	Steel structure	Prestressed concrete	Reinforced concrete
Section shape	360 mm	360 mm	700 mm	700 mm
Weight	130 kg/m	110 kg/m	470 kg/m	530 kg/m

Table 2 - Physical and chemical characteristics of the binders

Components	Cement	Silica	Fly ash
CaO (%)	63,19	0,29	0,9
SiO ₂ (%)	19,53	88,43	69,3
Al ₂ O ₃ (%)	3,91	0,32	26,1
SO ₃ (%)	3,07	-	-
Fe ₂ O ₃ (%)	2,89	0,01	1,8
MgO (%)	1,94	0,12	0,05
K ₂ O (%)	0,61	0,66	1,4
Na ₂ O (%)	0,04	2,79	0,3
Loss on Ignition (LI)	3,76	-	-
C ₃ S (%)	78,37	-	-
C ₃ A (%)	5,47	-	-
C ₄ AF (%)	8,79	-	-
Specific mass (gm/cm ³)	3,09	2,35	2,97
Specific surface (cm ² /g)	4190	200000	3890

Table 3 - Aggregate's particle size distribution

Size (µm)	Powder	Sand 1	Sand 2
	Retained (%)	Retained (%)	Retained (%)
4000	0	0,07	0
2000	0	0,03	0
703,9	0	0,3	7,7
352	0	1,6	13,4
209,3	0	2,4	3,6
148	0,4	25,0	0,9
104,6	0,7	17,7	0,7
73,99	1,7	0,8	0
44	6,4	0	0
22	10,0	0	0
11	2,8	0	0
5,5	1,8	0	0
1,944	1,2	0	0
0,817	0,6	0	0

2. Materials e experimental program

In order to analyze the feasibility of 3D microtomography and SEM techniques application cylindrical samples taken from a prismatic specimen were used, according to experimental program following described.

2.1 Materials

The binders used were Portland cement with a few additions of

silica fume and fly ash. Physical and chemical characterization of these materials are presented in Table 2. Two fine aggregates and an origin quartz powder with spherical grains and without organic material were used. The particle size distribution of these materials is presented in Table 3.

The particle size distribution of the used materials in this experimental program is presented in Figure 01 and Figure 02, to the powders and fine aggregates, respectively. A software was used to determine the amount of each material necessary to

Figure 1 - Cement, silica fume, fly ash and quartz powder particle size distribution

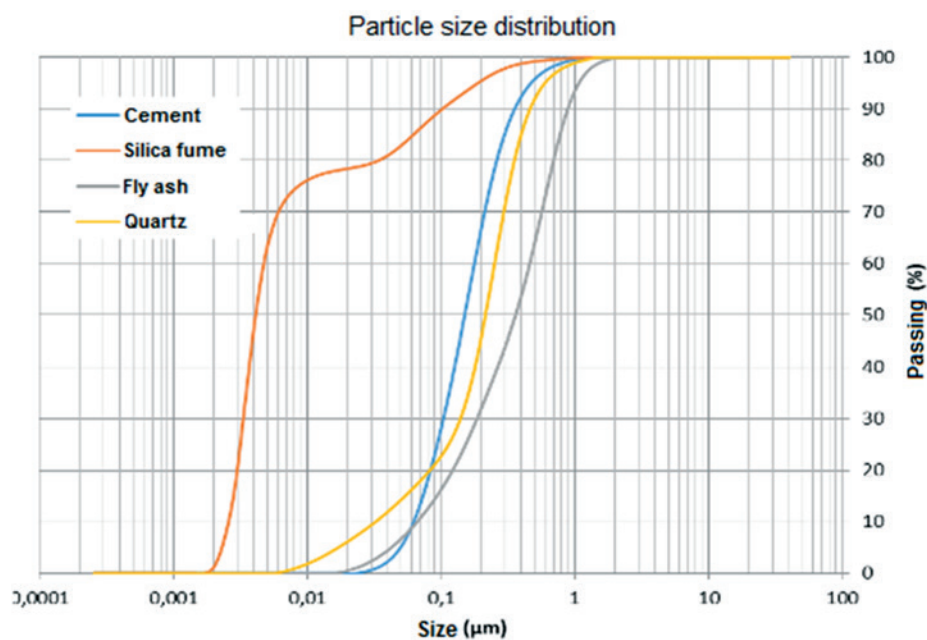
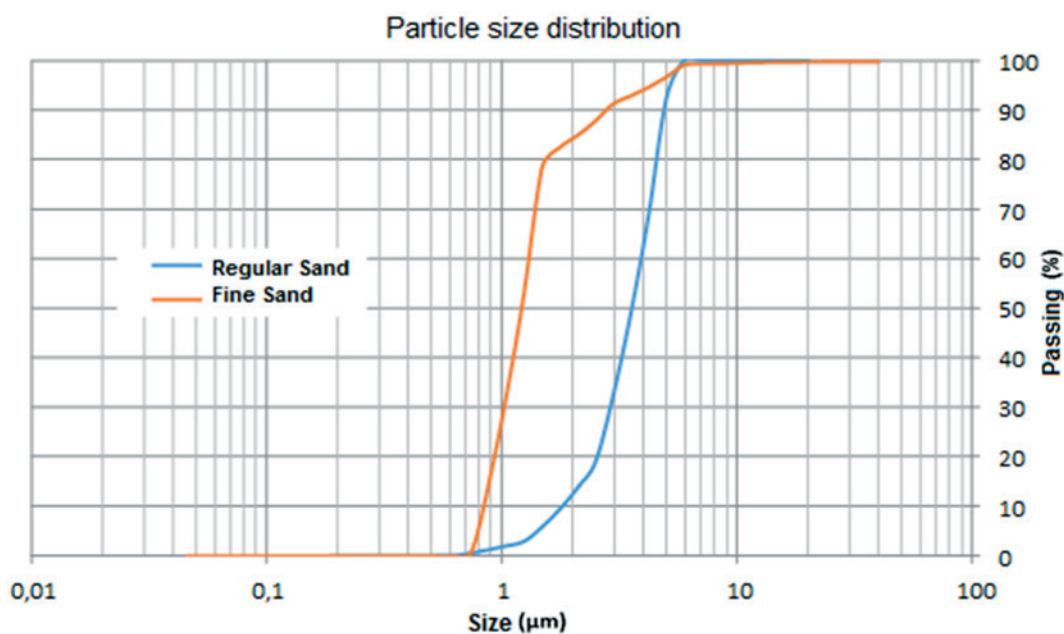


Figure 2 - Sand's particle size distribution



obtain the best packing possible, according to the Andreassen modified method.

Two types of fibers, steel and polypropylene, were used. The steel fibers have a length of 13mm and a diameter of 0,21mm, with straight shape and tensile strength of 2750N/mm². The polypropylene fibers are 6mm long and 12µm in diameter. The polymer of this microfiber has a melting point of 160°C and 365°C ignition. Figure 3 shows steel and polypropylene fibers, which have shape coefficients of 0.01 and 0.0002, respectively.

2.2 Mix design and procedure

The theoretical packaging method of Andreassen modified was used to obtain the proper mix design with the material's

particle size distribution and the distribution coefficient "q" of 0.20. This mix was previously developed with the advanced cementitious composite mix shown in Table 4, developed by Christ and Tutikian [17]. The specimens were fabricated using a single mixture in a vertical axis mixer with 5-liter capacity during 18 min. The still fresh material was subjected to a confining pressure of 20MPa for 24 hour with the aid of a special form.

After the stripping, specimens were subjected to a thermal curing at a temperature of 90°C. 24 hours after, the samples were conditioned in a saturated humidity environment and controlled temperature of 21°C±2. To carry out the diagnose by image tests, no preparation or previous procedure was necessary. Tests for the mechanical's properties evaluation were carried out 28 days

Figure 3 - Fibers used in the research

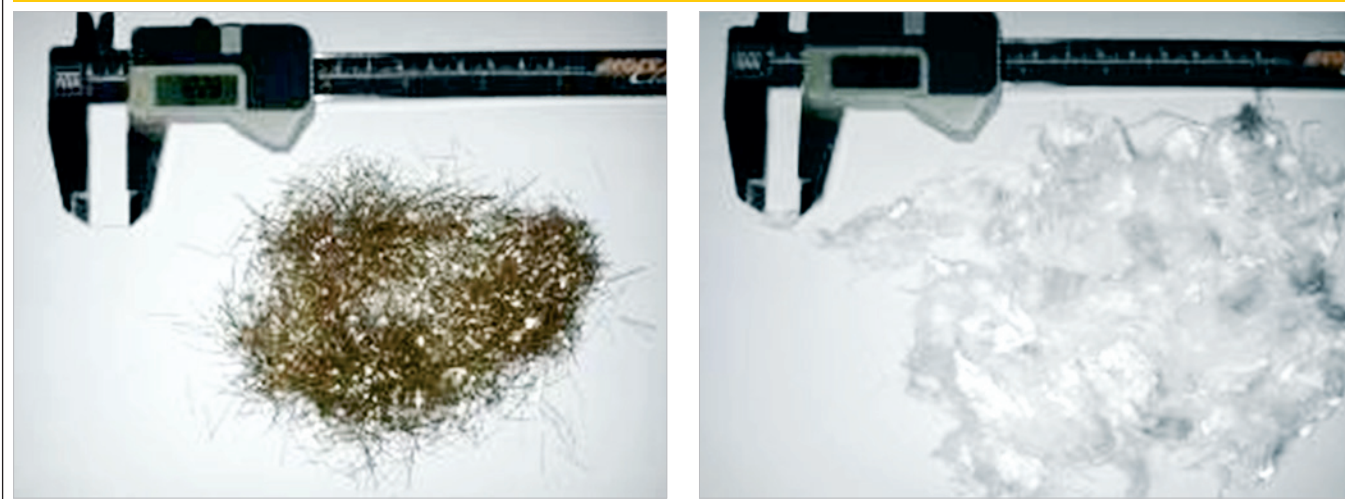


Table 4 – Mix proportion used in the production of advanced composite cementitious

Materials	Unit mix	Mix in kg/m ³
Cement	0,44	251,80
Silica	1	573,59
Fly ash	0,19	107,91
Foundry sand	1,02	583,33
Fine sand	2,39	1370,82
Quartz powder	0,51	291,66
Water	0,22*	126,19
Superplasticizer	0,03*	17,21
Viscosity modifier	0,01*	5,74
Steel fiber	0,748	188,4**
Polypropylene fiber	0,021	5,46**

*Addition content in the binder;** Values related to the mass of advanced composite cementitious.

after its molding and have resulted in a compressive strength of 185MPa and in a bending tensile strength (4 points) of 44MPa.

2.3 3D microtomography and SEM

The 3D microtomography was performed at the Technological Institute in Functional Safety Testing, itt Fuse, in Unisinos University. The test was performed in the Laboratory of Electronics Characterization in a tomograph with 160kV cannon power and a maximum resolution of 0,5µm, which performs x-ray images of specimens with total volume of 1,0cm³.

In order to obtain images, it was extracted a sample with 22mm in diameter and 30mm in height of a prismatic test specimen with 50mm in diameter and 100mm in height (Figure 4).

The images of the internal microstructure were captured from the same sample used for the 3D microtomography analysis. However, the sample was fragmented in a surface to enable the visualization of the fibers interaction with the composite. The analysis was also performed by SEM at the Technological Institute in Func-

tional Safety Testing, itt Fuse, in Unisinos University. The equipment used is a SEM with EDS chemical analyzer, which allows the generation of images with resolution up to 3nm with 700.000x magnification and 30kV of measurement energy and can operate in low and high vacuum. The test was performed in low and high vacuum, where the fibers' bonding was observed in low vacuum and the investigation of hydrated crystals existence was performed in high vacuum.

3. Results and discussion

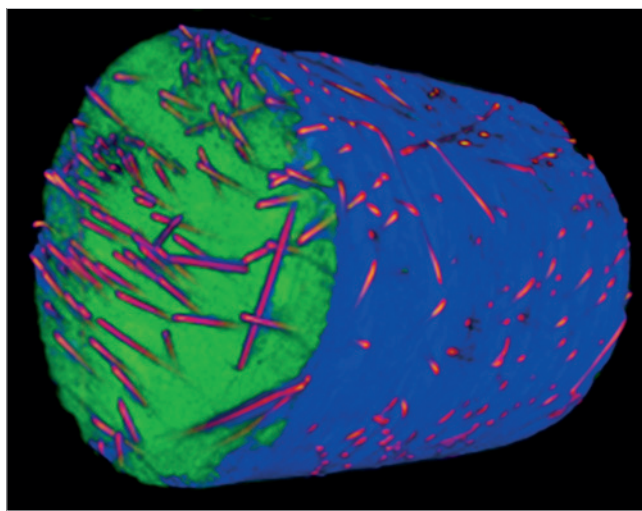
3.1 3D microtomography

Figure 5 shows the analyzed sample in its actual size. It is possible to observe that the density difference of the materials incorporated into the mixture is represented by the color difference. The cementitious matrix of the sample is displayed in green and the steel fibers in red, distributed throughout the sample. The polypropylene fibers have not been identified due to its low density. In order to

Figure 4 – Sample used for the 3D microtomography analysis



Figure 5 – Peripheral view of the test specimen in 3D microtomography



verify the steel fiber distribution, it was decided to generate a image with only these fibers, surface and a section of the specimen, as shown in Figure 6.

Analyzing Figure 06 (a) it is possible to observe the large concentration of fibers inserted into the mix, verified by the elements overlapping because the image capture angle. In Figure 06 (b) a section of the material was evaluated, avoiding the misinterpretation of fibers' distribution due to its overlap. Through this analysis, it can be noted that there are points in the mix where the fibers follow a parallel trend, but in almost all its entirety, the fibers form

a mesh. It is also displayed a randomness arrangement of fibers in the element. Moreover, it is clear that the presence of polypropylene fibers, although not visible in the picture, did not segregate or influenced the distribution of steel fibers. Changing material's tone due to its density, sample's images were generated seeking to view polypropylene fibers' distribution, and these fibers were not displayed clearly, as shown in Figure 7.

Figure 8 was generated seeking a better preview of the set polypropylene fibers. This image shows that the steel fibers had a cut, which allows the verification of its position. It is possible to visualize the polypropylene fibers, but only with the interaction of all materials and, thus, the identification of these (shape, size and interaction) is compromised.

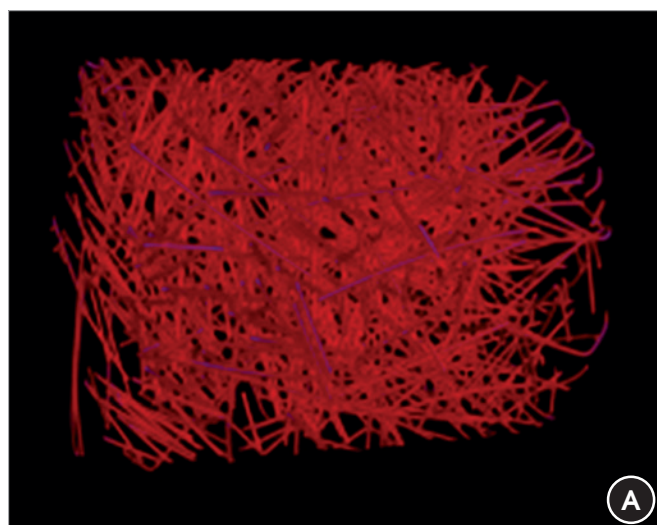
3.2 Scanning Electron Microscopy (SEM)

The SEM images produced show that the bonding of the fibers, both steel and polypropylene, with the cementitious matrix does not present faults or fragile zones at the interface. Figures 9 and 10 expose the connection of steel and polypropylene fibers, respectively.

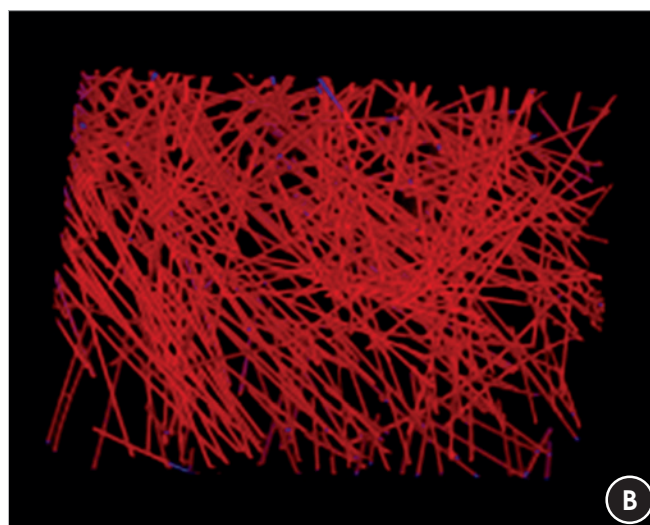
As identified in Figure 9, the interface area between the steel fibers and the cementitious composite is not characterized by the presence of voids or gaps. Figure 10 shows fractures in the sample, which were derived from the cutting process. It is also possible to visualize the specimen's integrity in the region surrounding the fiber due to the lack of faults or breaking parts in its interface. Still using the SEM it was possible to visualize a sample stretch, which presents the distribution of the two fiber's type. Thus, it indicates the proportions of the dimensions of the two types of fibers incorporated in the mixture (Figure 11).

The dimension difference verified in Figure 11 allows the classification on a microscopic scale of steel fibers as macrofibers, while

Figure 6 – Steel fiber's distribution full and partial view

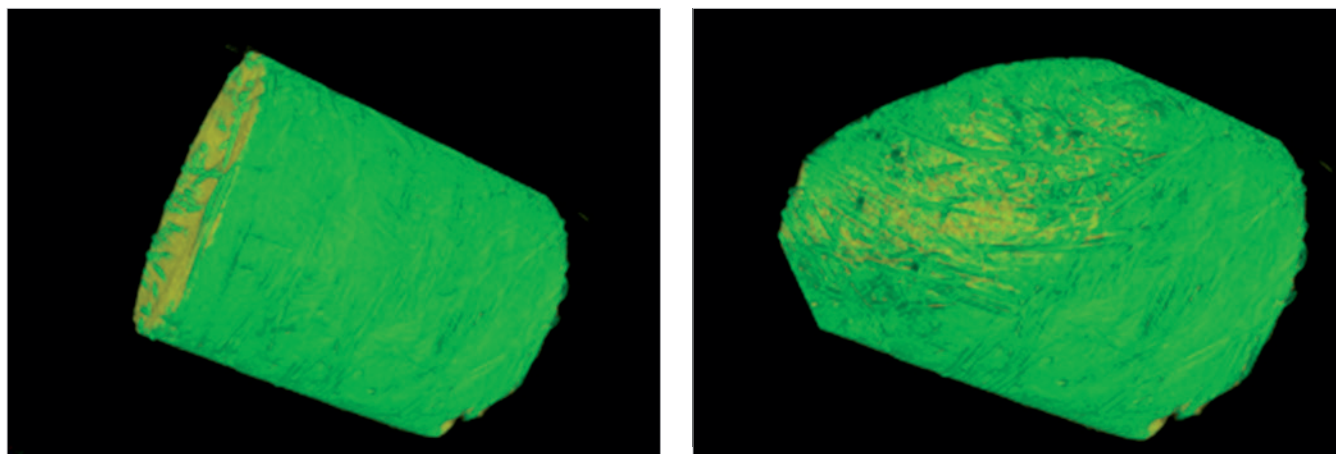


Total view



Partial view

Figure 7 – 3D microtomography image for identification of low density material



polypropylene fiber presents a microfiber function. Through this hybridization the microfibers causes the delay of microcracks while macrofibers act on post cracking step, preventing its extension. Therefore, there is no overlap in the function performed by any material and, in other hand there is a complementary behavior, which justifies the choice of fiber hybridity. Figure 12 shows the interface area between the cementitious composite and the steel fiber. This region generally presents fragility and generation of voids or paste lower density, nevertheless in the analyzed sample it was characterized by homogeneous density without hydrated crystals' identification.

The confining pressure applied after advanced cementitious com-

posites mixing still in the fresh state reduces its voids. Figure 13 shows the SEM obtained in the groove where a steel fiber was inserted and was withdrawn during specimen's cutting. It is possible to realize that the fiber was entirely wrapped by the cementitious composite.

This interface region is generally characterized by its fragility and the presence of voids or paste lower density. However, in the analyzed sample it was characterized by homogeneous density without the visualization of hydrated crystals, as mentioned before.

4. Conclusions

It was concluded that the diagnosis and evaluation of the composite occurred effectively with the use of 3D microtomography and scanning electron microscopy (SEM) techniques. 3D microtomog-

Figure 8 – 3D microtomography image of the fibers incorporated into the composite

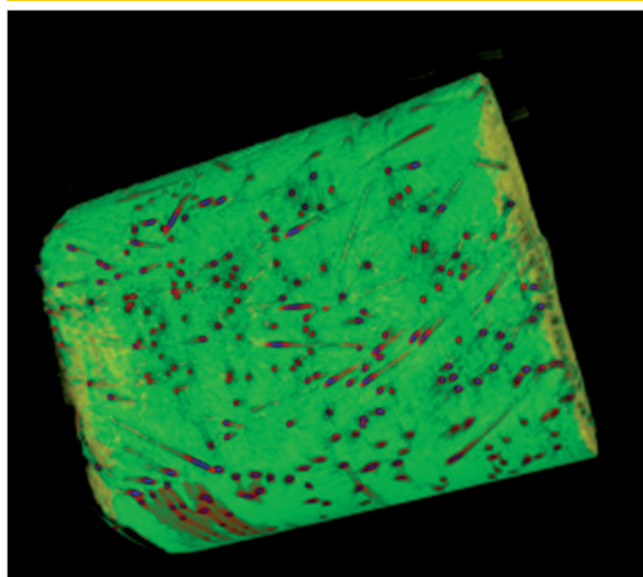
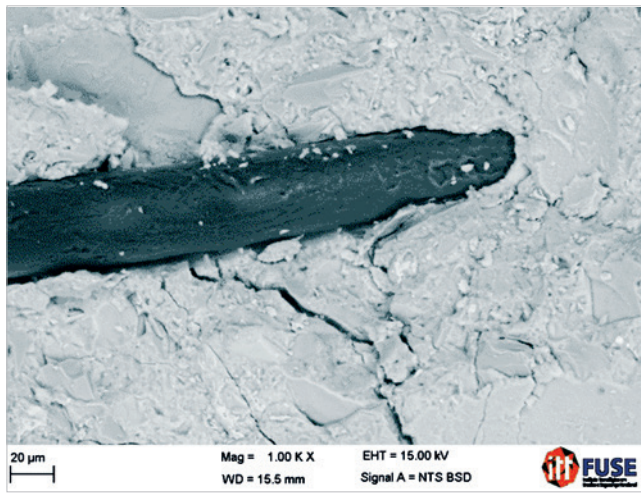


Figure 9 – SEM image of steel fiber interface with the cementitious composite



Figure 10 – SEM image of polypropylene fiber interface with the cementitious composite



raphy allowed the visualization of steel fibers random distribution, with no failures in its distribution inside the matrix, even the heterogeneity between sample's core and its peripheral areas, indicating that there were no wall effects on molding or fiber inefficient distribution. However, the 3D microtomography did not allowed the identification of polypropylene fiber's distribution. Through SEM it was possible to analyze the interface between the fibers and the cementitious composite, verifying that it is not characterized as a fragile area or liable to the faults or damage occurrence. It is recommended to perform both tests for analysis and diagnosis of advanced cementitious composites.

Figure 12 – SEM image of the dense mass without visualization of hydrated crystals at the interface between the matrix and the steel fiber

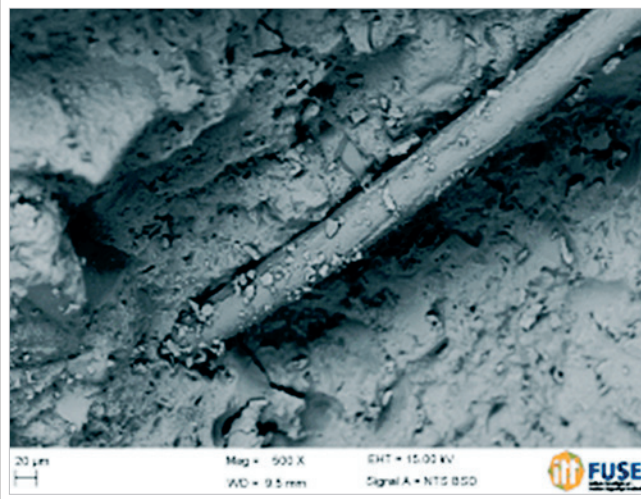


Figure 11 – SEM image of the distribution and geometry of the fibers in a sample stretch



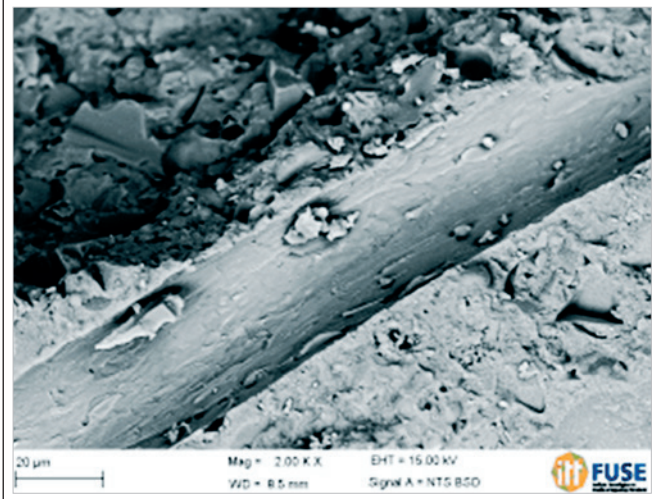
5. Acknowledgments

The authors wish to express their gratitude and sincere appreciation to it FUSE - Technological Institute in Functional Safety Testing – Unisinos University and to it Performance – Technological Institute in Civil Construction Performance – Unisinos University.

6. References

- [1] LI, V. C. On Engineered Cementitious Composites (ECC)., (2003) Journal of Advanced Concrete Technology, v. 1, n. 3, p. 215–230.
- [2] CALDARONE, M.A. (2009) High strength concrete - A practical guide. Taylor and Francis.

Figure 13 – SEM image of the groove where a steel fiber was inserted



- [3] BLAIS, P.Y, COUTURE, M. (1999). Precast, prestressed pedestrian bridge- World's first Reactive Powder Concrete Structure. PCI Journal.
- [4] MARCOLIN, N. Criação no concreto (2006). Revista Pesquisa Fapesp, nº127.
- [5] NEVILLE, A.M; BROOKS, J.J. (2014) Concrete Technology. Trans-Atlantic Publications; 2nd Revised edition.
- [6] DAWOOD, E. T.; RAMLI, M. Contribution of Hybrid Fibers on the Properties of High Strength Concrete Having High Workability. Procedia Engineering, jan. 2011. v. 14, p. 814–820.
- [7] BANTHIA, N.; GUPTA, R. Hybrid fiber reinforced concrete (HyFRC): fiber synergy in high strength matrices. Materials and Structures, dez. 2004. v. 37, n. 10, p. 707–716.
- [8] PIZZOL, V.D; MENDES, L.M; FREZATTI, L; SAVASTANO Jr, H; TONOLI, G.H.D. Effect of accelerated carbonation on the microstructure and physical properties of hybrid fiber-cement composites. Minerals Engineering. Volume 59, January 2014, p. 101–106.
- [9] PROMENTILLA, M.A.B (2011) MAB. Characterizing the microstructure of deteriorated cementitious materials with x-ray microtomography. ASEAN Eng J 2011; 1. Online Referencing, http://www.seed-net.org/ASEANEJ_1-4.html (2013, acessado em 15 de dezembro de 2015).
- [10] LANDIS, E.N; NAGY, E.N; KEANE, D.T; NAGY, G. Technique to measure 3D work-of-fracture of concrete in compression (1999) J. Eng. Mech. 125: 599-605.
- [11] APPOLONI, C.R; FERNANDES, C.P; RODRIGUES, C.R.O. X-ray microtomography study of a sandstone reservoir rock. Nucl Instrum Meth A 580: 629-632.
- [12] MACHADO, A. C; SILVA, M.A; FILHO, R.D.T; PFEIL, M.S; LIMA, I; LOPES, R.T.(2015) Investigação 3D da distribuição de fibras de aço em concreto reforçado por microtomografia de raios X.RIEM, nº8.
- [13] ABDIN. Y. et al. Geometrical characterization and microstructural modeling of short steel fiber composites. Composites Manufacturing and Composites. Volume 67, December 2014, Pages 171-180.
- [14] MAROLIYA, M.K (2012). Sustainability of ultra high strength reactive powder concrete. International journal of engineering research and development. Volume 4, Issue, 4, p 44-57.
- [15] YAZICI, H; YIGITER, H; KARABULUT, A.S; BARADAN, B. (2008) Utilization of fly ash and ground granulated blast furnace slag as an alternative silica source in reactive powder concrete. Fuel, Nº87, p 2401-2407.
- [16] HENRY, M; DARMA, I.V; SUGIYAMA, T. (2014) Analysis of the effect of heating and re-curing on the microstructure of high-strength concrete using X-ray CT. Construction and building materials, 67, p37-46.
- [17] CHRIST, R; TUTIKIAN, B. (2013) Study of pressure and curing temperature in Reactive Powder Concretes (RPC) with different amounts of Metallic Microfibers. Revista de la Construcción. Volumen 12-p 32-40.

SEM and 3D microtomography application to investigate the distribution of fibers in advanced cementitious composites

Aplicação de MEV e microtomografia 3D na investigação da distribuição de fibras em compósitos cimentícios avançados

F. PACHECO^a
fernandapache@unisinis.br

R. CHRIST^a
rchrist@unisinis.br

A. M. GIL^a
augustomg@unisinis.br

B.F. TUTIKIAN^a
bftutikian@unisinis.br

Abstract

The incorporation of fibers on cement composites reduces its fragility, turning it a ductile material. The amount of fibers and its distribution presents a large influence on the composite performance, especially by the fact that it is self-consolidating, which facilitates the fiber distribution. 3D microtomography is an efficient tool for determining the fibers distribution, generating images and creating a representation in three dimensions of the sample. Moreover, the scanning electron microscopy (SEM) can be used to analyze the interaction of fibers with the cement composite. The purpose of this paper is to investigate the application of these techniques to visualize the distribution and interaction of metallic and polypropylene fibers inserted into an advanced cementitious composite, at 3% in volume content. The results presented these techniques' efficiency in the verification of fibers distribution within the mixture and the absence of flaws in the composition.

Keywords: advanced composites, fibers, microtomography, scanning electron microscopy.

Resumo

A incorporação de fibras em compostos cimentícios atenua sua fragilidade, tornando-o um material dúctil. A quantidade e dispersão das fibras exercem grande influência em seu desempenho. O compósito cimentício avançado é autoadensável, o que facilita a distribuição das fibras. A microtomografia 3D é uma ferramenta eficiente para determinação do posicionamento das fibras, gerando imagens sequencialmente, criando uma representação em três dimensões da amostra. Ainda, a microscopia eletrônica de varredura (MEV) pode ser utilizada na análise da interação das fibras com o compósito. O objetivo deste artigo é investigar a aplicação destas técnicas para visualizar a distribuição e a interação de fibras metálicas e de polipropileno inseridas em um compósito cimentício avançado, em teor de 3% em volume. Os resultados comprovaram a eficiência dos métodos, sendo possível verificar a distribuição das fibras dentro da mistura e a inexistência de falhas na composição.

Palavras-chave: compósitos avançados, fibras, microtomografia, microscopia eletrônica de varredura.

^a Instituto Tecnológico em Desempenho e Construção Civil, PPGE, Unisinis, São Leopoldo, RS, Brasil.

1. Introdução

O desenvolvimento de compósitos cimentícios avançados visa o alcance de propriedades não atingidas quando do uso de materiais convencionais. Para tal, altera-se a composição dos concretos comumente utilizados, os processos de dosagem, constituintes da mistura e cura. Li [1] aponta o crescimento de uso de tais composições avançadas, que evoluem e transpassam as barreiras acadêmicas e laboratoriais, passando a apresentar viabilidade para uso comercial e em grande escala.

O interesse na aplicação de tais materiais reside na sua aptidão de uso em casos especiais, pelo seu largo potencial durável, elevada capacidade portante e reduzido peso próprio das estruturas devido à diminuição das seções necessárias para resistir às solicitações impostas [2]. Blais e Couture [3] ressaltam que, nas mesmas condições de geometria plana e carga demandada, há uma redução em 50% na profundidade necessária para estruturas em compósitos cimentícios avançados quando comparados com as com concretos convencionais, como observa-se na Tabela 1.

Diferentemente do concreto convencional, utilizado desde antes de 1907 [4], os compostos avançados a base de cimento têm uso recente no mundo, e urge o maior conhecimento de suas propriedades, microestrutura, aplicação e características, motivando o desenvolvimento de estudos que possam realizar diagnósticos e avaliações, proporcionando, conseqüentemente, maior conhecimento e aplicabilidade dos materiais avançados. Um dos enfoques de estudo da atualidade é a inserção de fibras em matrizes de compósitos cimentícios, sendo que estas variam em termos de tipos de materiais e geometria.

Neville e Brooks [5] classificam as fibras como descontínuas e discretas, citando outras possibilidades para este tipo de material, como celulose, aço e carbono. De modo complementar, os autores apontam os inúmeros benefícios ao usar tais materiais, desde que haja uma adequada aderência interfacial, dependente da superfície rugosa das fibras.

A incorporação de microfibras distribuídas aleatoriamente altera as propriedades mecânicas dos compósitos, através do controle da iniciação e propagação das fissuras. Dawood e Ramli [6], conduzindo o material a uma maior ductilidade. A utilização de dois ou mais tipos de fibras em compósitos cimentícios, a hibridização, mostra-se como uma solução eficiente no aumento da resistência

à tração e na diminuição da propagação das fissuras. O hibridismo de fibras, com materiais e dimensões distintas, proporciona maior sinergia ao compósito, sendo que cada tipo de fibra atua em formas e tempos distintos ao longo do carregamento do material. A mistura híbrida proporciona benefícios na resistência à tração, no controle da fissuração e no aumento da ductilidade do compósito [7,8]. Porém, para que se obtenha estas propriedades é necessária uma distribuição uniforme das fibras.

Trabalhos [9,10,11,12] demonstram a viabilidade do uso de ensaios avançados para obtenção de imagens para o diagnóstico de danos microestruturais em corpos de prova de concreto. Uma das maneiras de visualizar a distribuição das fibras é o diagnóstico da microestrutura por imagem, sendo que diversos instrumentos estão disponíveis para tal.

Destaca-se como uma destas ferramentas de determinação da distribuição de fibras dentro da mistura a microtomografia 3D de alta resolução [12,13]. Este método propõe a identificação e apresentação gráfica dos diferentes componentes de uma mesma matriz através da diferença de densidade entre seus ingredientes. A utilização da técnica de microtomografia visa a identificação da proporção e da disposição dos diferentes tipos de fibras, sendo que esta visualização é garantida devido à distinta característica de absorção de raio-x, o que possibilita um contraste na reprodução das imagens [13].

Outro fator de grande importância é a verificação da interação das fibras com o compósito cimentícios, de influência para a criação de zonas de transição e interfaces entre os distintos materiais. Esta interação pode ser avaliada através da utilização da técnica de microscopia eletrônica de varredura (MEV), gerando imagens capazes de apontar a interface entre dois materiais. A aderência das fibras ao compósito, dependendo do material que é composto as fibras, é a principal característica que proporcionará o desempenho desejado.

Landis et al. [10] utilizaram a captura de imagens como método de quantificação e análise de danos em corpos de prova de concreto, concluindo que esta é uma ferramenta eficaz para tal uso. Maroliya [14] gerou imagens com MEV com aproximações de 35x e 1000x, em compósito contendo 0,20 de fibras metálicas em relação à massa do cimento, apontando para possibilidade de identificação das zonas de transição. Segundo o autor, as imagens apontaram para uma interface compacta, com completa

Tabela 1 - Comparativo da profundidade da seção e peso entre sistemas construtivos

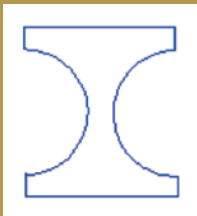

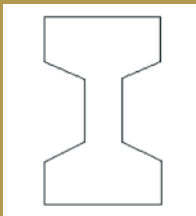
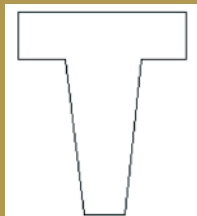
Seção transversal esquemática (ocultas armaduras ou cabos de tensão)				
Tipo de viga	CPR (Formato X)	Estrutura metálica	Concreto protendido	Concreto armado
Profundidade da seção	360 mm	360 mm	700 mm	700 mm
Peso	130 kg/m	110 kg/m	470 kg/m	530 kg/m

Tabela 2 - Características físicas e químicas dos aglomerantes

Componentes	Cimento	Sílica	Cinza volante
Óxido de cálcio (CaO) (%)	63,19	0,29	0,9
Dióxido de silício (SiO ₂) (%)	19,53	88,43	69,3
Óxido de alumínio (Al ₂ O ₃) (%)	3,91	0,32	26,1
Trióxido de enxofre (SO ₃) (%)	3,07	-	-
Óxido de ferro (Fe ₂ O ₃) (%)	2,89	0,01	1,8
Óxido de magnésio (MgO) (%)	1,94	0,12	0,05
Óxido de potássio (K ₂ O) (%)	0,61	0,66	1,4
Óxido de sódio (Na ₂ O) (%)	0,04	2,79	0,3
Perda ao fogo (PF)	3,76	-	-
C3S (%)	78,37	-	-
C3A (%)	5,47	-	-
C4AF (%)	8,79	-	-
Massa específica (gm/cm ³)	3,09	2,35	2,97
Superfície específica (cm ² /g)	4190	200000	3890

envoltória das fibras metálicas pela matriz cimentícia. Yazici et al. [15] obtiveram a mesma verificação, reconhecendo a zona de interface entre as fibras e a matriz como densa e compacta. Henry, Darma e Sugiyama [16] utilizaram a técnica de microtomografia 3D para analisar os efeitos de cura térmica e reaquecimento em

Tabela 3 - Distribuição granulométrica dos agregados

Tamanho (µm)	Pó	Areia 1	Areia 2
	Retido (%)	Retido (%)	Retido (%)
4000	0	0,07	0
2000	0	0,03	0
703,9	0	0,3	7,7
352	0	1,6	13,4
209,3	0	2,4	3,6
148	0,4	25,0	0,9
104,6	0,7	17,7	0,7
73,99	1,7	0,8	0
44	6,4	0	0
22	10,0	0	0
11	2,8	0	0
5,5	1,8	0	0
1,944	1,2	0	0
0,817	0,6	0	0

amostras de concreto de alto desempenho. Segundo os autores, a aplicação do método permitiu verificar o efeito da redução da água cimento em compósitos avançados, uma vez que foi denotada a menor presença de vazios.

Dentro deste contexto, este trabalho tem o objetivo de investigar a aplicação das técnicas de microtomografia 3D e da MEV para analisar a distribuição e a interação da mistura híbrida de fibras metálicas e de polipropileno inseridas na matriz de um compósito cimentício avançado.

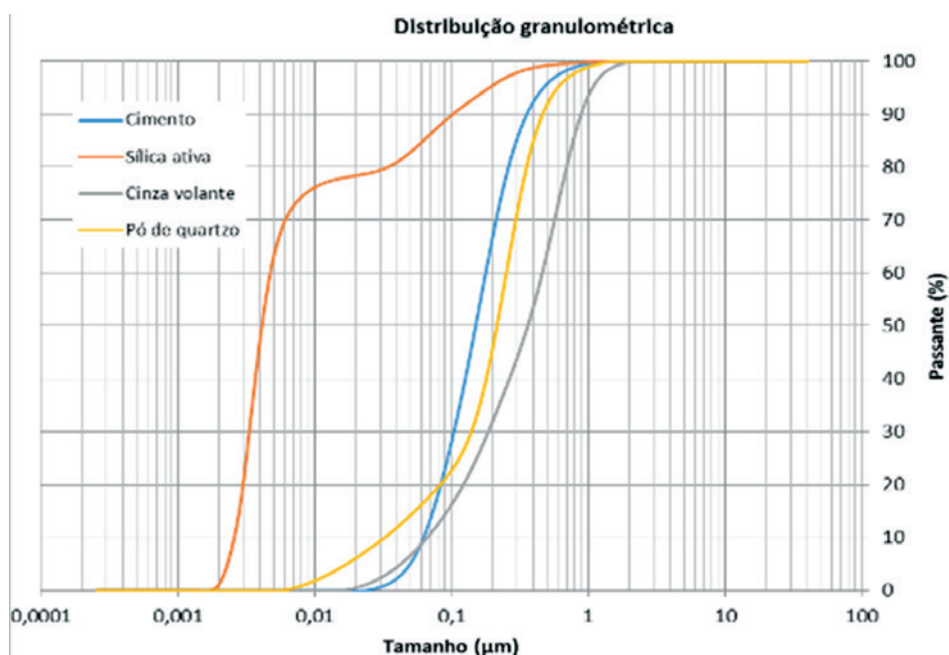
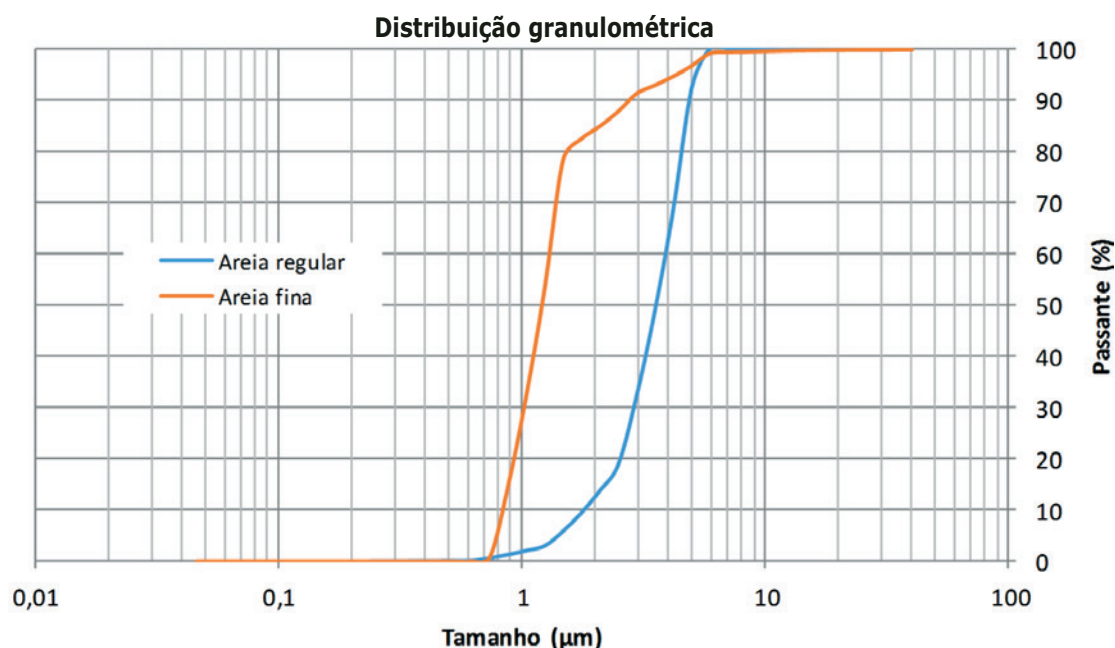
Figura 1 - Cimento, sílica ativa, cinza volante e pó de quartzo - distribuição granulométrica

Figura 2 - Granulometria das areias



2. Materiais e programa experimental

Com o objetivo de analisar a viabilidade de aplicação das técnicas de microtomografia 3D e MEV foram utilizadas amostras cilíndricas extraídas de um corpo de prova prismático, de acordo com o programa experimental descrito a seguir.

2.1 Materiais

Os aglomerantes utilizados foram cimento Portland com poucas adições, sílica ativa e a cinza volante. A caracterização física e química destes materiais é apresentada na Tabela 2. Foram utilizados dois agregados miúdos e um pó de origem quartzosa com

grãos esféricos e sem presença de material orgânico. A análise granulométrica destes materiais é apresentada na Tabela 3.

A distribuição granulométrica dos materiais utilizados neste programa experimental é apresentada na Figura 01 e Figura 02, para os finos e os agregados miúdos, respectivamente. Destaca-se que tais dados são utilizados por um programa computacional, através do qual se determina o percentual a ser utilizado de cada material visando o melhor empacotamento possível, de acordo com o método de Andreassen modificado.

Foram utilizados dois tipos de fibras, metálica e de polipropileno. As fibras metálicas possuem comprimento de 13mm e diâmetro de 0,21mm, com formato reto e resistência à tração de 2750N/mm². As de polipropileno possuem comprimento de 6mm e seção circular com 12µm de diâmetro. O polímero desta microfibras possui

Figura 3 - Fibras utilizadas na pesquisa

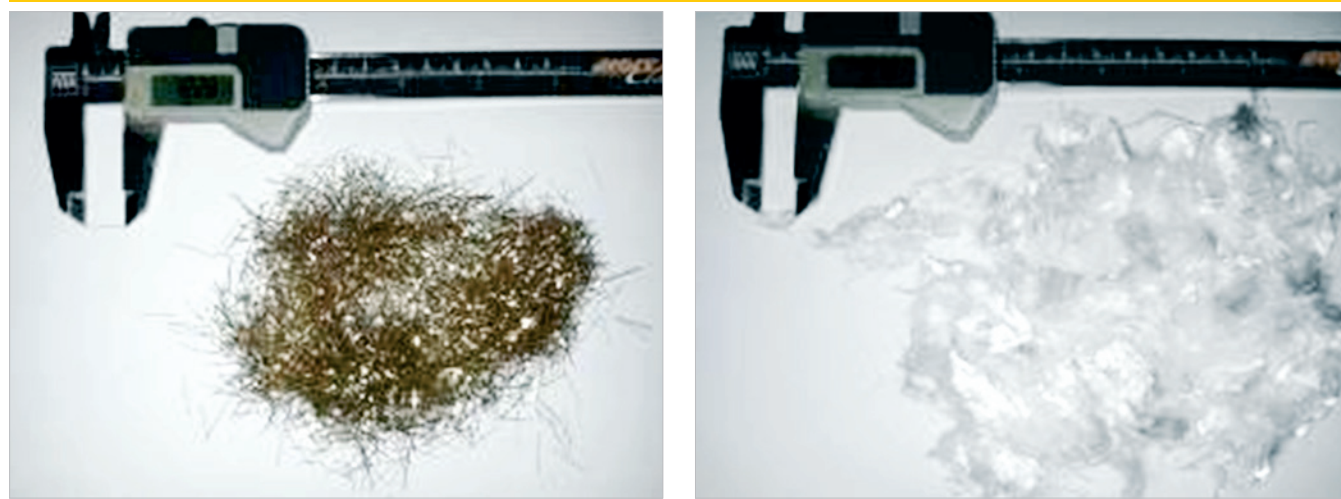


Tabela 4 - Traço utilizado na produção do compósito cimentício avançado

Materiais	Traço unitário		Traço em kg/m ³	
Cimento		0,44		251,80
Sílica ativa	1	0,37	573,59	213,88
Cinza volante		0,19		107,91
Areia de fundição		1,02		583,33
Areia fina	2,39	0,86	1370,82	495,83
Pó de quartzo		0,51		291,66
Água		0,22*		126,19
Superplastificante		0,03*		17,21
Modif. de Viscosidade.		0,01*		5,74
Fibra de aço		0,748		188,4**
Fibra de polipropileno		0,021		5,46**

* Teor de adição em relação ao aglomerante; ** Valores em relação à massa de CPR.

ponto de fusão de 160°C e de ignição de 365°C. A Figura 3 ilustra as fibras de aço e de polipropileno, sabendo-se que seus respectivos coeficientes de forma são 0,01 e 0,0002.

2.2 Traço e moldagem

Para a obtenção da proporção adequada dos materiais, foi utilizado o método teórico de empacotamento de Andreassen modificado, com dados de entrada da distribuição granulométrica de cada material e coeficiente de distribuição "q", com um coeficiente de 0,20. Esta amostra foi previamente desenvolvida com o compósito cimentício avançado cujo traço é apresentado na Tabela 4, desenvolvido por Christ e Tutikian [17]. Os corpos de prova foram moldados a partir de uma única mistura, realizada através da utilização de uma argamassadeira de eixo vertical com capacidade de 5 litros com tempo total de moldagem de 18 min. O material ainda no estado fresco foi submetido a uma pressão confinante de 20 MPa, com auxílio de uma forma especial, pelo período de 24h. Após a desforma dos corpos de provas aplicou-se cura térmica

nas amostras por 24h a uma temperatura de 90°C. Após as amostras foram encaminhadas a ambiente de umidade saturada e temperatura controlada de 21°C ± 2. Para a realização do ensaio de diagnóstico por imagem não se fez necessário nenhum preparo ou procedimento prévio. Os ensaios de determinação das propriedades mecânicas do material aos 28 dias de idade indicaram resistência mecânica à compressão de 185MPa, e resistência à tração por flexão (4 pontos) de 44MPa.

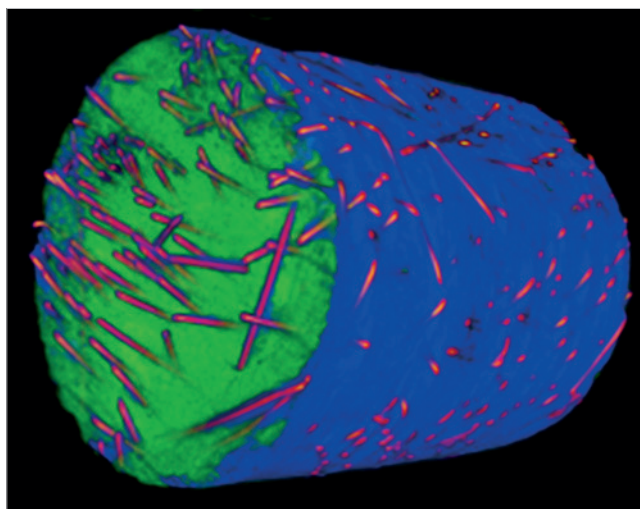
2.3 Microtomografia 3D e MEV

A microtomografia 3D foi realizada no instituto tecnológico em ensaios e segurança funcional, itt Fuse, da Unisinos. O ensaio foi realizado no laboratório de caracterização eletroeletrônica em um tomógrafo com energia de canhão de 160KV e resolução máxima de 0,5µm, que realiza imagens de raio-x em amostras com volume total de 1,0cm³.

Para a obtenção das imagens, foi extraída uma amostra de dimensões de 22mm de diâmetro e 30mm de altura de um corpo de

Figura 4 - Amostra para o ensaio de microtomografia 3D

Figura 5 – Imagem periférica do corpo-de-prova em microtomografia 3D



prova prismático de geometria originária de 50mm de diâmetro e 100mm de altura (Figura 4).

As imagens da microestrutura interna foram capturadas do mesmo corpo de prova utilizado para a análise por microtomografia 3D, porém para tal, a amostra foi fragmentada em uma superfície para que fosse possível a visualização da interação das fibras com o compósito. A análise foi realizada por MEV no instituto tecnológico em ensaios e segurança funcional, itt Fuse, da Unisinos. O equipamento utilizado é um MEV com analisador químico EDS, o qual possibilita gerar imagens com resolução de até 3nm com magnifi-

cação de 700.000x e energia de medição de 30kV, podendo operar em baixo e alto vácuo. O ensaio foi observado em baixo e alto vácuo, onde a ligação das fibras foi observada em baixo vácuo e a investigação da existência de cristais hidratados foi realizada em alto vácuo.

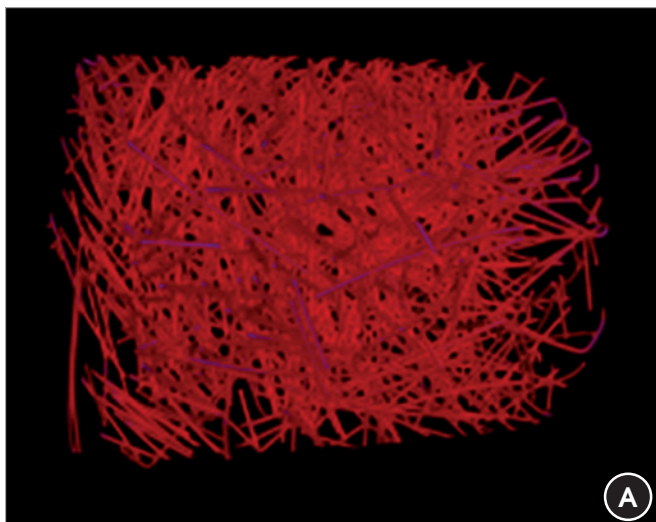
3. Resultados e discussões

3.1 Microtomografia 3D

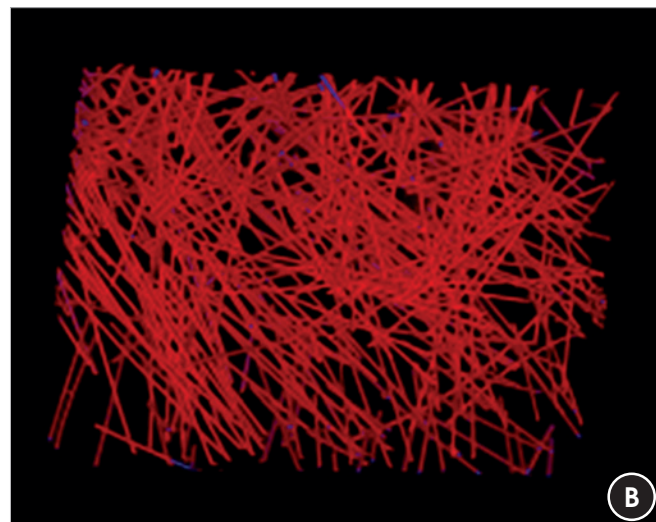
A Figura 5 apresenta a amostra analisada em seu tamanho real, sendo possível observar que a diferença de densidade dos materiais incorporados à mistura é representada através da diferença de cores. A matriz cimentícia da amostra está com tonalidade verde, e na coloração avermelhada as fibras de aço, distribuídas ao longo da amostra. As fibras de polipropileno não foram identificadas devido a sua baixa densidade. De modo a verificar a distribuição das fibras de aço, optou-se pela geração de imagem com destaque para estas fibras, da superfície e de uma seção do corpo de prova, conforme apresentado na Figura 6.

Analisando a Figura 06(a) é possível observar a grande concentração de fibras inseridas na mistura, verificada através da sobreposição dos elementos em virtude do ângulo de captura da imagem. Na Figura 06(b) avaliou-se uma seção do material, evitando a interpretação da disposição das fibras de modo errôneo em função de sua sobreposição. Através desta análise pode-se ressaltar que há pontos na mistura em que as fibras seguem uma tendência de paralelismo, porém em quase toda sua totalidade as fibras formam uma malha. Visualiza-se ainda a aleatoriedade da disposição das fibras ao longo do elemento. Ademais, percebe-se que a presença das fibras de polipropileno, ainda que não visível na imagem, não segregou ou influenciou na distribuição das fibras metálicas. Alterando a tonalidade dos

Figura 6 – Distribuição das fibras de aço visualização total e parcial de uma seção

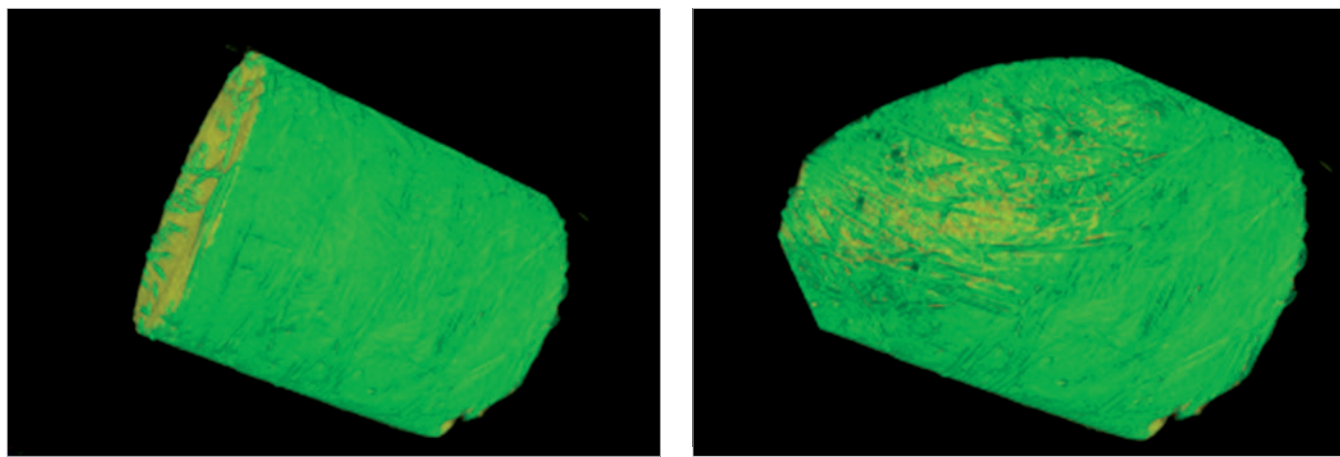


Visualização total



Visualização parcial

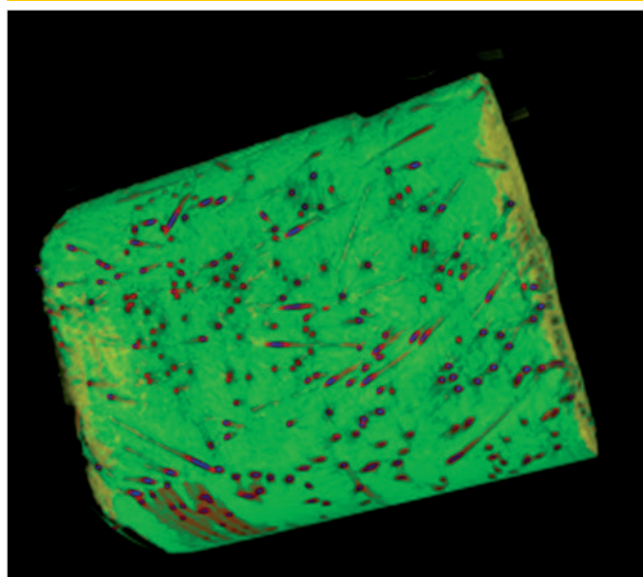
Figura 7 – Imagem de microtomografia 3D com identificação dos materiais de baixa densidade



materiais em função de sua densidade, foram geradas imagens da amostra buscando visualizar as fibras de polipropileno, sendo que estas fibras não foram visualizadas com clareza, como mostra a Figura 7.

A Figura 8 foi gerada com a finalidade de obter uma visualização das fibras de polipropileno mais definida. Esta imagem mostra as fibras de aço que tiveram um corte, podendo verificar a posição das mesmas. As fibras de polipropilenos são possíveis de visualizar, porém apenas com a interação de todos os materiais e, desta maneira, a identificação destas (formato, dimensão e interação) fica comprometida.

Figura 8 – Imagem de microtomografia 3D das fibras incorporadas ao compósito



3.2 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

As imagens de MEV geradas mostram que a ligação das fibras, tanto de aço como de polipropileno, com a matriz não apresentam falhas ou zonas frágeis na interface. As Figuras 9 e 10 expõem a ligação de uma fibra de aço e outra de polipropileno, respectivamente.

Conforme identifica-se na Figura 9, a zona de interface entre a Fibra metálica e a matriz cimentícia não é caracterizada pela presença de vazios ou falhas. A Figura 10 apresenta fraturas na amostra analisada, sendo que estas foram originadas no corte da amostra. Visualiza-se ainda a integridade da região que envolve a fibra, verificando que não há falhas ou trechos de ruptura nesta interface. Ainda na MEV foi possível visualizar um trecho da amostra que conta com a distribuição das duas fibras, conseqüentemente, esta imagem aponta as proporções das dimensões dos dois tipos

Figura 9 – Imagem de MEV da ligação da fibra de aço com a matriz



Figura 10 - Imagem de MEV da ligação da fibra de polipropileno com a matriz

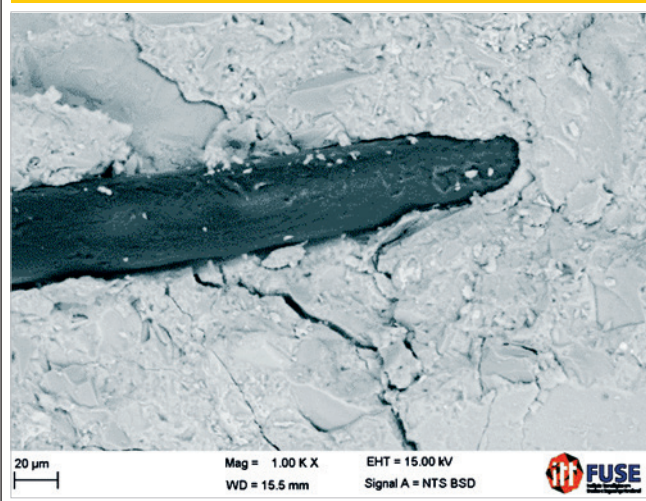


Figura 11 - Imagem de MEV da distribuição e geometria das fibras em um trecho da amostra



de fibras incorporadas na mistura (Figura 11). Esta diferença dimensional verificada na Figura 11 permite a classificação em escala microscópica de que a fibra metálica atua como uma macrofibra, enquanto que a fibra de polipropileno exerce a função de microfibras. Esta hibridização faz com que as microfibras retardem o surgimento das microfissuras enquanto as macrofibras atuam na etapa de pós fissuração, impedindo o seu prolongamento. Denota-se assim, que não há sobreposição na função exercida pelos materiais, pelo contrário, havendo comportamento complementar, o que justifica a opção pelo hibridismo de fibras. A Figura 12 apresenta a zona de interface entre a matriz e a

fibra metálica. Esta região comumente aponta fragilidade e geração de vazios ou menor densidade da pasta, todavia, na amostra analisada, caracterizou-se por densidade homogênea sem que fosse possível a visualização dos cristais hidratados. A pressão confinante aplicada após a mistura do CPR em seu estado fresco reduz seus vazios. A Figura 13 obtida na MEV mostra o sulco onde a fibra de aço estava inserida e foi retirada na decorrência do corte da mistura, onde é possível a percepção de que a fibra estava em sua totalidade envolta pela matriz do compósito. Esta região de interface comumente aponta fragilidade e geração de vazios ou menor densidade da pasta, todavia, na amostra analisada, caracterizou-se por densidade homogênea sem que fosse possível a visualização dos cristais hidratados, como supracitado.

Figura 12 - Imagem de MEV da massa densa sem visualização dos cristais hidratados na interface entre a matriz e a fibra metálica



Figura 13 - Imagem de MEV sulco deixado pela fibra arrancada na fratura do corpo de prova



4. Conclusões

Foi possível concluir que o diagnóstico e avaliação do compósito ocorreram de forma eficaz quando da utilização das ferramentas de microtomografia 3D e microscopia eletrônica de varredura (MEV). A microtomografia 3D permitiu a visualização da distribuição aleatória das fibras metálicas, sem que fossem visualizadas falhas em seu espalhamento na matriz, ou ainda, heterogeneidade entre o núcleo das amostras e suas áreas de periferia, apontando que não houve efeito de parede na moldagem ou ineficiência na distribuição destas fibras. No entanto, a microtomografia 3D não permitiu identificar a distribuição das fibras de polipropileno. Através da MEV foi possível perceber a interface entre as fibras inseridas e a matriz do compósito avançado, verificando-se que esta não se configurou como uma zona frágil ou passível do surgimento de falhas ou danos aos compósitos cimentícios avançados com a utilização de fibras. Recomenda-se a realização de ambos os ensaios para análise e diagnóstico dos compósitos cimentícios avançados.

5. Agradecimentos

Ao Itt Fuse - Instituto tecnológico em ensaios e segurança funcional – UNISINOS e ao Itt Performance – Instituto Tecnológico de Desempenho – UNISINOS.

6. Referências bibliográficas

- [1] LI, V. C. On Engineered Cementitious Composites (ECC), (2003) *Journal of Advanced Concrete Technology*, v. 1, n. 3, p. 215–230.
- [2] CALDARONE, M.A. (2009) *High strength concrete- A practical guide*. Taylor and Francis.
- [3] BLAIS, P.Y, COUTURE, M. (1999). *Precast, prestressed pedestrian bridge- World's first Reactive Powder Concrete Structure*. *PCI Journal*.
- [4] MARCOLIN, N. Criação no concreto (2006). *Revista Pesquisa Fapesp*, nº127.
- [5] NEVILLE, A.M; BROOKS, J.J. (2014) *Concrete Technology*. Trans-Atlantic Publications; 2nd Revised edition.
- [6] DAWOOD, E. T.; RAMLI, M. Contribution of Hybrid Fibers on the Properties of High Strength Concrete Having High Workability. *Procedia Engineering*, jan. 2011. v. 14, p. 814–820.
- [7] BANTHIA, N.; GUPTA, R. Hybrid fiber reinforced concrete (HyFRC): fiber synergy in high strength matrices. *Materials and Structures*, dez. 2004. v. 37, n. 10, p. 707–716.
- [8] PIZZOL, V.D; MENDES, L.M; FREZATTI, L; SAVASTANO Jr, H; TONOLI, G.H.D. Effect of accelerated carbonation on the microstructure and physical properties of hybrid fiber-cement composites. *Minerals Engineering*. Volume 59, January 2014, p. 101–106.
- [9] PROMENTILLA, M.A.B (2011) MAB. Characterizing the microstructure of deteriorated cementitious materials with x-ray microtomography. *ASEAN Eng J* 2011; 1. Online Referencing, http://www.seed-net.org/ASEANEJ_1-4.html (2013, acessado em 15 de dezembro de 2015).
- [10] LANDIS, E.N; NAGY, E.N; KEANE, D.T; NAGY, G. Technique to measure 3D work-of-fracture of concrete in compression (1999) *J. Eng. Mech.* 125: 599-605.
- [11] APPOLONI, C.R; FERNANDES, C.P; RODRIGUES, C.R.O. X-ray microtomography study of a sandstone reservoir rock. *Nucl Instrum Meth A* 580: 629-632.
- [12] MACHADO, A. C; SILVA, M.A; FILHO, R.D.T; PFEIL, M.S; LIMA, I; LOPES, R.T.(2015) *Investigação 3D da distribuição de fibras de aço em concreto reforçado por microtomografia de raios X*.RIEM, nº8.
- [13] ABDIN. Y. et al. Geometrical characterization and micro-structural modeling of short steel fiber composites. *Composites Manufacturing and Composites*. Volume 67, December 2014, Pages 171-180.
- [14] MAROLIYA, M.K (2012). Sustainability of ultra high strength reactive poder concrete. *International journal of engineering research and development*. Volume 4, Issue, 4, p 44-57.
- [15] YAZICI, H; YIGITER, H; KARABULUT, A.S; BARADAN, B. (2008) Utilization of fly ash and ground granulated blast furnace slag as an alternative silica source in reactive powder concrete. *Fuel*, Nº87, p 2401-2407.
- [16] HENRY, M; DARMA, I.V; SUGIYAMA, T. (2014) Analysis of the effect of heating and re-curing on the microstructure of high-strength concrete using X-ray CT. *Construction and building materials*, 67, p37-46.
- [17] CHRIST, R; TUTIKIAN, B. (2013) Study of pressure and curing temperature in Reactive Powder Concretes (RPC) with different amounts of Metallic Microfibers. *Revista de la Construcción*. Volumen 12-p 32-40.

Influence of the flexibility of beams and slabs in static response and dynamic properties

Influência da flexibilidade de vigas e lajes na resposta estática e propriedades dinâmicas



J. R. BUENO ^{a, b}
jefersonrafael@utfpr.edu.br

D. D. LORIGGIO ^b
daniel.loriggio@ufsc.br

Abstract

This article examines numerically the flexibility influence of support beams in static response and dynamic properties of a symmetric plate formed by massive slabs of reinforced concrete in elastic linear regime, using the Finite Element Method. In the static response the variation of bending moments and displacements are evaluated, which depend on the relationship between the flexibility of the slab and the beam. The evaluation of dynamic properties is held in undamped free vibration, through which the vibration modes and the values of the natural frequencies is obtained, which are compared with the limits of the Brazilian standard code for design of concrete structures. Results show that the response may show great variation due to the change in the relationship between bending stiffness of the slabs and the beams.

Keywords: beams flexibility, massive slabs, static analysis, dynamic analysis.

Resumo

Neste artigo estuda-se numericamente a influência da flexibilidade de vigas de apoio na resposta estática e nas propriedades dinâmicas de um tabuleiro simétrico formado por lajes maciças e vigas de concreto armado, em regime elástico-linear, via Método dos Elementos Finitos. Na resposta estática a variação de momentos fletores e deslocamentos é avaliada, os quais dependem da relação entre a flexibilidade da laje e da viga. A avaliação das propriedades dinâmicas é realizada em vibração livre não amortecida, pela qual se obtêm os modos de vibração e os valores das frequências naturais que são comparadas com os limites da norma brasileira de projeto de estruturas de concreto. Os resultados mostram que a resposta apresenta grande variação devido à alteração da relação entre rigidez à flexão das lajes e vigas.

Palavras-chave: flexibilidade de vigas, lajes maciças, análise estática, análise dinâmica.

^a Federal Technological University of Paraná – UTFPR, Civil Engineering Academic Department, Campo Mourão, PR, Brazil;
^b Federal University of Santa Catarina – UFSC, Civil Engineering Department, Florianópolis, SC, Brazil.

1. Introduction

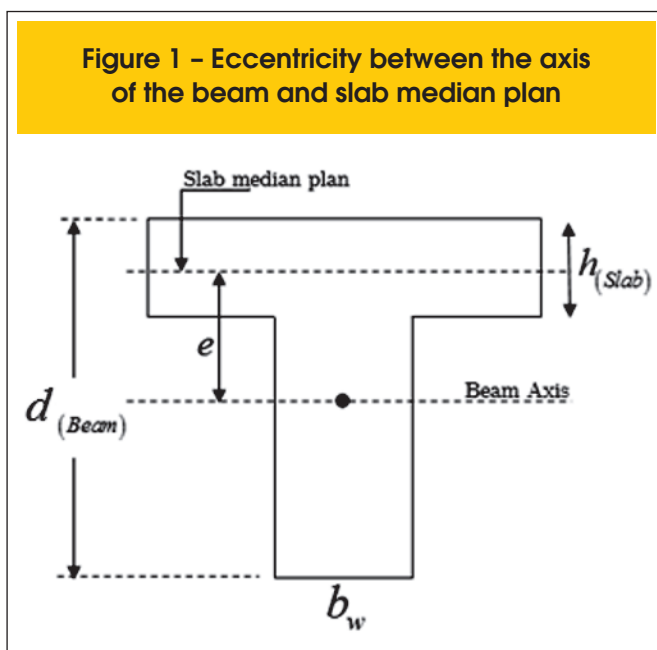
The calculation of requested efforts on reinforced concrete plates is a task of great importance within the structural design of buildings, and under such perspective it is stressed the importance of considering the deformability and eccentricity between these structural elements. There are studies that evidence the need to consider the flexibility between the slabs and beams in static response, [1], [2], [3], [4], and the dynamic properties/response, [5], [6], [7], *but what factors influence it? Is the accuracy of the results undermined by the non-consideration of those effects? Moreover, how can they be considered in a coupled analysis on the plate?* Those are some pertinent points when you want to study the effect of the flexibility of the support beams in the analysis and design of slab panels. Due to the peculiarities of each project, the references mentioned leave some gaps on recommendations and practices in relation to the subject, which is due to the difficulty of foreseeing on a realistic way the behavior of the slab/beam, system, including the effect of flexibility and eccentricity between slab and beam, mainly using manual calculations [8]. However, there is a need for standardization and recommendations describing care, limits and practices for the calculation of plates consisting of reinforced concrete beams and slabs.

Therefore, the main objective of this article is to analyze the influence of the flexibility of beams and slabs in the static response and dynamic properties, for the design of reinforced concrete plates by means of the Finite Element Method (FEM).

2. Method

2.1 Static analysis

The static response of the plate, its efforts and displacements were obtained by means of linear analysis by using the SAP2000 software using FEM. The slab and beams displacements are elastic and the



final displacement was calculated in accordance with NBR 6118 [9]. A plane model was used, where the slabs were modeled as finite quadrilateral elements of thin shell (Shell-Thin: 4 knots, 6 degrees of freedom per knot), based on the theory of Kirchhoff, that does not consider the transversal deformation due to shearing [10]. The beams were modeled as a frame, which considers in these tests only the deformation due to bending.

In this type of model, the axes of the beams and the shell elements are in the same plane. Initially, the models were used without consideration of eccentricity between the slab plane and the axis of the beams. This eccentricity causes the beam to have a conjunct behavior with the slab, increasing the rigidity of the set. A common model, in order to take into account this effect in projects, is to consider a T section for the beam. In this work the effect cited was incorporated into the model, thus increasing the inertia of the beam according to equation (1), as reference [3].

$$I_{beam} = \frac{b_w d^3}{12} + b_w d e^2 \quad (1)$$

In the analysis when the moment of inertia of the cross section of the beam (I) was changed, the resistant module and the radius of gyration were also changed. Some of the results are displayed using the index I_{sb} that represents the flexibility coefficient between the slab and the beam, and is shown in equation (2) [2]. The objective of this coefficient is to present the results of this paper without showing the dimensions of the slab and the beam that were used.

$$I_{sb} = \frac{I_s}{I_b} = \frac{h^3 \sqrt{I_x I_y}}{12(1-\nu^2) I_b} = \frac{h^3}{12 I_b} \frac{\sqrt{I_x I_y}}{(1-\nu^2)} \quad (2)$$

Where ν is the Poisson coefficient, I_x and I_y are the slab dimensions in the x and y direction, respectively, where I_x is the smallest value; I_s is the slab flexibility index; h is the thickness of the slab; and I_b the flexibility index of the beam (which is equal to moment of inertia). Dimensionless indexes were used in order to present the moments result's ($kN \cdot m/m$) independent of the thickness of the slabs [2], as show in equation (3), (4) and (5), where q_t is the total load in slab. The use of these indexes allow a more comprehensive vision of the results, as it will be shown later.

$$\text{Index to positive moment in the } x \text{ direction: } Im_x = \frac{q_t}{M_x} I_x^2 \quad (3)$$

$$\text{Index to positive moment I then } y \text{ direction: } Im_y = \frac{q_t}{M_y} I_y^2 \quad (4)$$

$$\text{Index to negative moment in the } x \text{ direction: } \text{Im}_{Xe} = \frac{q_l}{M_{Xe}} I_x^2 \quad (5)$$

The convention used in this work is that moments in a particular direction (x or y) are the ones who will provide armor in this same direction, x and y axes are shown in Figure 2. In the numerical analysis of this article, the following effects have *not been checked/considered*:

- Lifting of the edges of the slab in relation to its supports (“displacement” between slab and beam). The connection between the structural elements is considered as monolithic;
- Shearing in slabs and cracking of structural elements;
- The influence of the pillars section in the efforts of slabs and beams;
- Torsion stiffness of the support beams: this is only a compatibility rigidity, not being essential for the equilibrium of the plate.

2.2 Dynamic proprieties

The dynamic proprieties of the plate correspond to the natural frequencies and vibration modes, and were obtained with the *FEM* in which the problem of eigenvalues and eigenvectors is solved in undamped free vibration. The motion equation was obtained by *D’Alembert’s* principle, equation (6), where $[M]$ is the lumped-mass matrix [10], $[K]$ is the matrix stiffness, $\{u\}$ is the vector of displacement and $\{\ddot{u}\}$ is the acceleration vector [11], [12].

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (6)$$

The development of (6) leads to a polynomial equation of order N , with the roots ω_n called eigenvalues or characteristic values, and providing the N circular frequencies ω_n that can be sorted in ascending form being ω_1 the smallest of them, known as circular fundamental frequency and harmonics higher than [12]. The displacement of the system can be obtained by a linear combination of vibration modes or eigenvectors. This property is used in a procedure called the modal analysis, constrained to structures with linear behavior [13], [14], [15].

To verify the influence of the response in each vibration mode, the modal participation factor (*Mpf*) was considered, which indicates how strong each mode is excited by its respective acceleration loads [10]. In the plate, not always the vibration mode that has the lower frequency of vibration is the one that should be used, but rather the one that mo-

Table 1 – Critical frequency: structures subjected to vibrations by the action of people

Use (Case)	Critical frequency f_{crit} (Hz)	Fundamental frequency f_1 (Hz)
Office	4.00	4.80
Dance halls	7.00	8.40

bilizes more mass according to the direction of interest, which is the vertical direction or the global Z axis in the cases under consideration. For a given vibration mode and a global reference axis, *X, Y or Z*, the modal participation factor is equal to the internal product (scalar product) of unitary acceleration along that axis and the vibration mode. To ensure a satisfactory behavior on the plate, a check of the excessive vibration state-limit was performed, in which the fundamental frequency of the structure (f_1) in Hz unit, Table 1, should stay as far as possible of the critical frequency (f_{crit}), equation (7), according to NBR 6118 [9].

$$f_1 > 1.2 f_{crit} \quad (7)$$

For the lumped-mass matrix only the mass of elements given by multiplying the density by the volume was used. In the case of beams, the mass is grouped in the joints *i* and *j* (starting and ending node) and, for the slab’s mass it is grouped in the element nodes [10]. Inertial effects are not considered along the elements.

2.3 Plate characteristics

- a – Slab: Continuous and rectangular (400x600 cm), Figure 2;
- b – Slab thickness: $h = 10, 12$ and 15 cm ;
- c – Board beams (rigid beams: V_1, V_2, V_3 and V_5): 15×250 cm;
- d – Intermediate Beam V_4 : $b_w = 15$ cm and d is variable, with $d_{min} = 15$ cm and $d_{max} = 150$ cm . By variation of rigidity of this beam it was studied the influence of flexibility on the plate;
- e – The board beams have a rigid connection with the pillars (section 20×20 cm), and V_4 is supported by V_1 and V_2 with release of rotation;
- f – Resistance to compression of concrete: $f_{ck} = 20$ MPa ;
- g – Secant modulus of elasticity: calculate by equation (8) where $\alpha_e = 1$ (granite):

$$E_{cs} = 0,8E_{ci} \therefore E_{cs} = 0,8\alpha_e 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (8)$$

- h – Poisson coefficient: $\nu = 20$;
- i – *FEM model*: Slabs with a 12.5×18.75 cm rectangular mesh (ratio between the dimensions of the slab) and pillars are represented as nodal points;
- j – Total load on slabs q_t (in kN/m^2): $q_{t,h=10} = 12.50$, $q_{t,h=12} = 13$, $q_{t,h=15} = 13.75$.

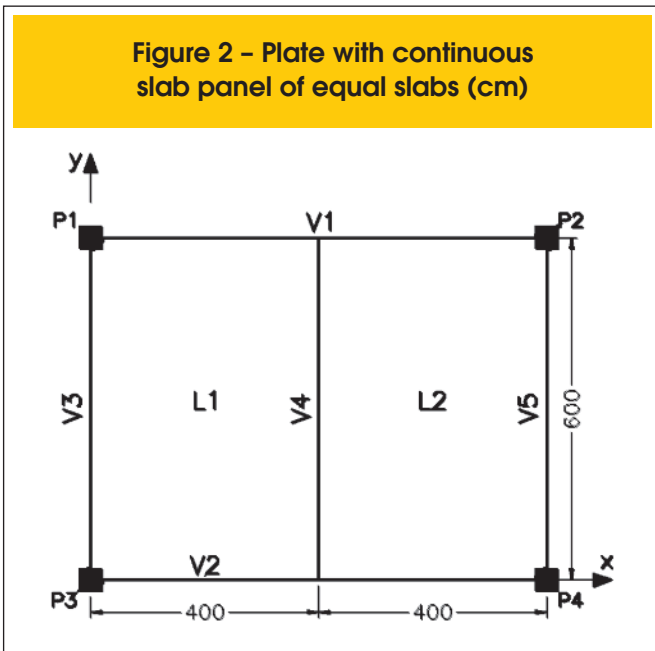
For each slab thickness (*item b*) an analysis with the variation of V_4 beam dimensions was realized (*item d*) and so, the static response and the dynamic properties of the system obtained.

3. Results And discussion

3.1 Static analysis

For the general analysis of the results the values obtained on static response are displayed as a function of the dimensionless index,

Figure 2 - Plate with continuous slab panel of equal slabs (cm)



equation (2), generating a better visualization of the flexible behavior of the elements. Following, some explanations are made for reading and in order to enable a correct analysis of the figures.

- $I_{V4} = I_{slab} / I_{beam\ v4}$ corresponds to the ratio between the

flexibility of the L_1 slab with the flexibility of beam V_4 . The higher the value of this index, the lower V_4 beam height, and the lower its bending stiffness compared to the L_1 slab, i.e. with an increase of d , the I_{V4} index decreases, Figure 3;

- Legend for the figures: the terms " $h = 10, h = 12$ and $h = 15$ " correspond to the thickness of the slab for which the results are displayed.
- The results obtained with the consideration of eccentricity are presented with the description "[e]" in the caption of the figures, since other data refer to values without this consideration.

The horizontal and/or vertical axis of some figures are displayed in logarithmic scale, base 2, so that trends and formations of technical analysis are clearer. In other cases, it is used in the linear scale. Figure 4 shows the results for the dimensionless indexes Im_x ($Im_x[e]$) and Im_y ($Im_y[e]$) enabling a general analysis of the results, with easy viewing of the behavior of the variation of the efforts of the slab. It should be remembered that the indexes are inversely proportional to the bending moments, equation (3), (4) and (5). It is noted that it is possible to represent the results with just one curve, without having to display the values of d and h of which the efforts are originated. The efforts obtained with consideration of [e] are smaller for displacements M_x and M_y and larger for M_{xe} when compared to the computed values without this consideration. This behavior is related to the fact that, considering the "e" results in a more rigid beam for the V_4 support. The setting in which the support beam V_4 is more rigid is when you have the smallest thickness of slab due to greater eccentricity.

Figure 3 - Relationship between the height (d) of V4 beam and I_{V4} index

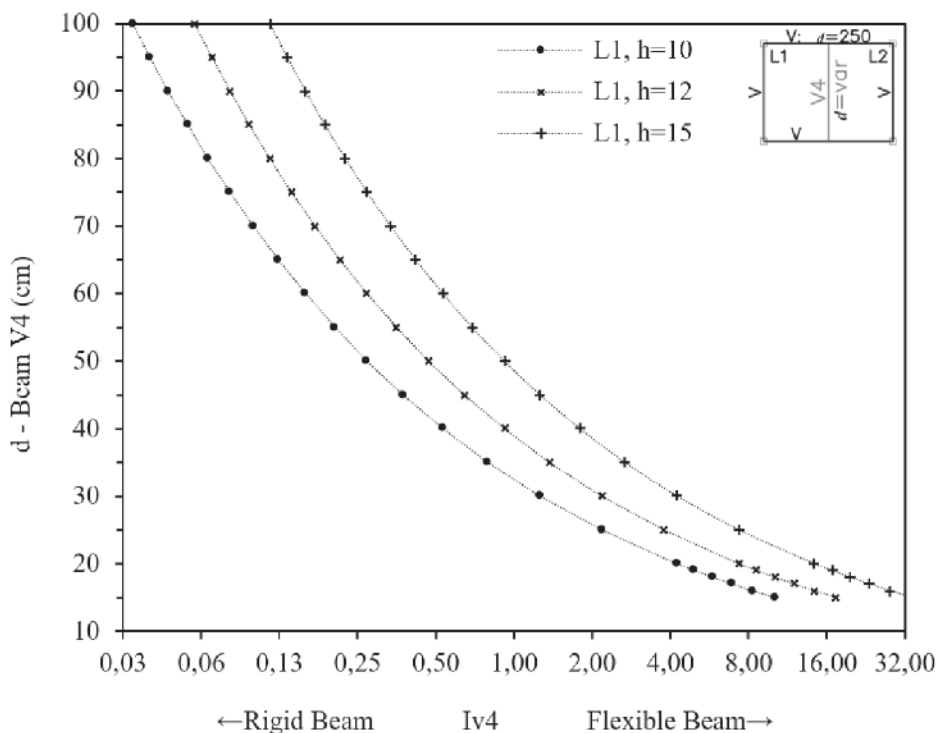


Figure 4 - Relationship: I_{m_x} , I_{m_y} and I_{v4}

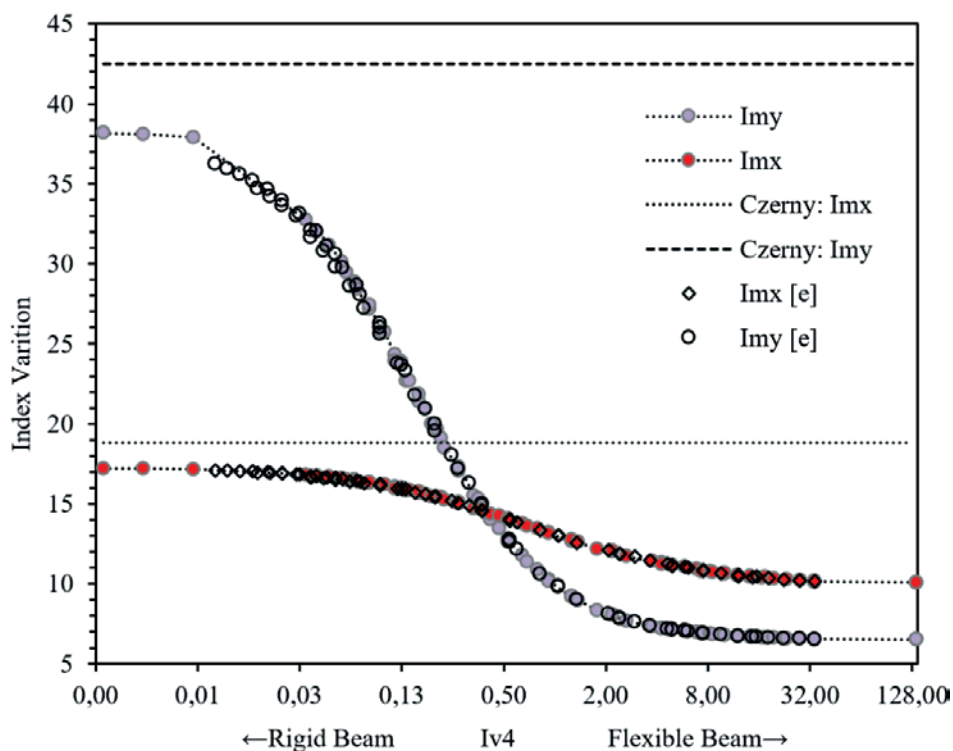


Figure 5 - I_{m_x} and I_{m_y} (Centre of L_1 for $I_{v4} \leq 0.187$)

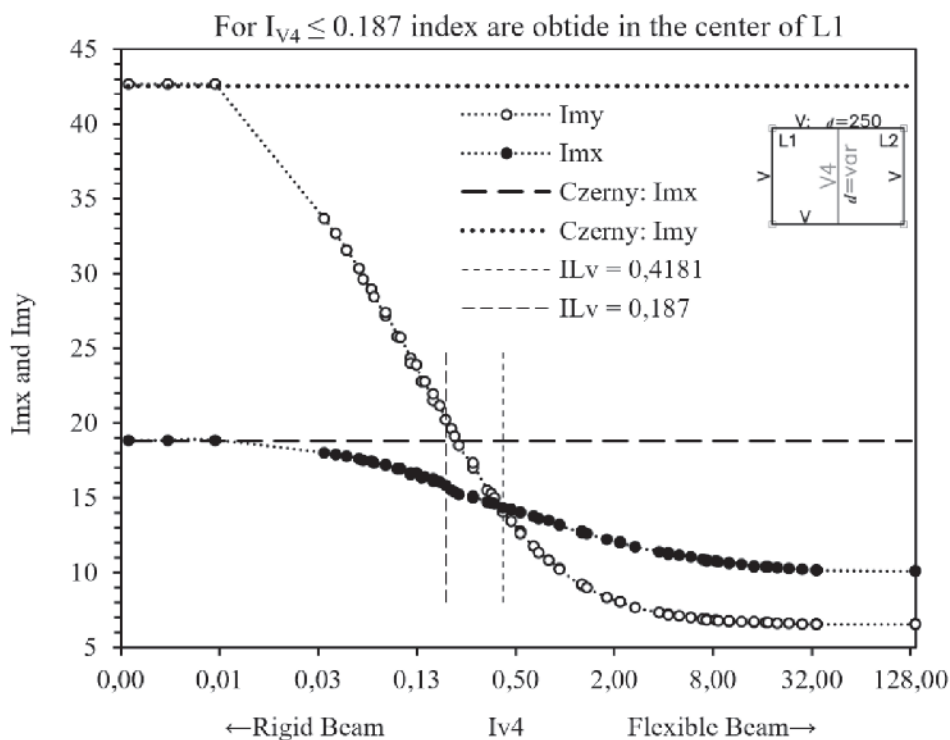
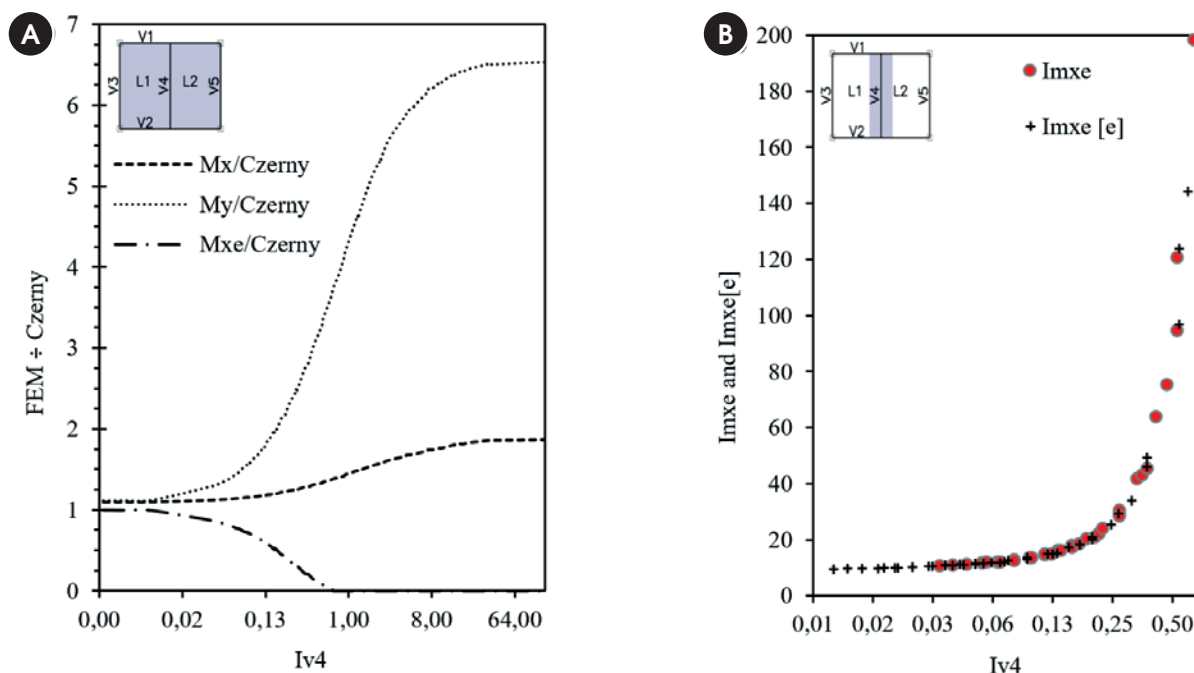


Figure 6 - (a) FEM and Czerny relationship; (b) Imxe index

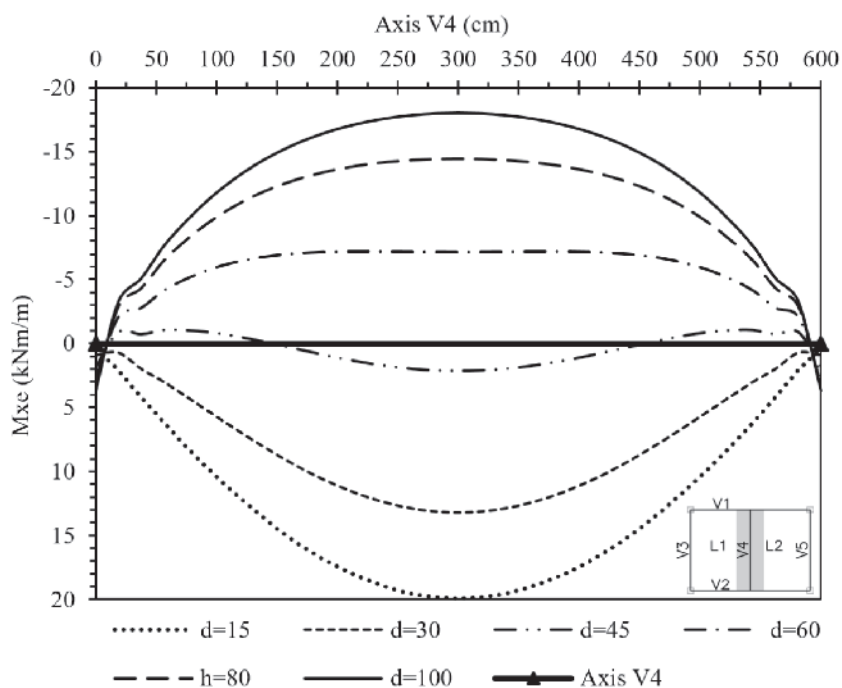


With the purpose of relating the difference between the consideration of the flexibility of supports with the manual calculation, the moments that would be obtained by using the Czerny tables for slabs are also presented, these indices being constant due to not considering the deformability of the slab. Therefore, Figure 4 and Figure 5 show that the difference between the results obtained by

the FEM and the Czerny table can be significant, and that for the use of tables one must ensure that the support beams have significantly higher bending rigidity than the slab.

When $IL_{V4} < 0.4181$ the bending moment M_x is bigger than M_y , i.e., the bending moment in the direction of the smallest length is greater than the moment in the direction of the greater length (of

Figure 7 - Non-uniform Variation of M_{xe} to $h = 12$ cm

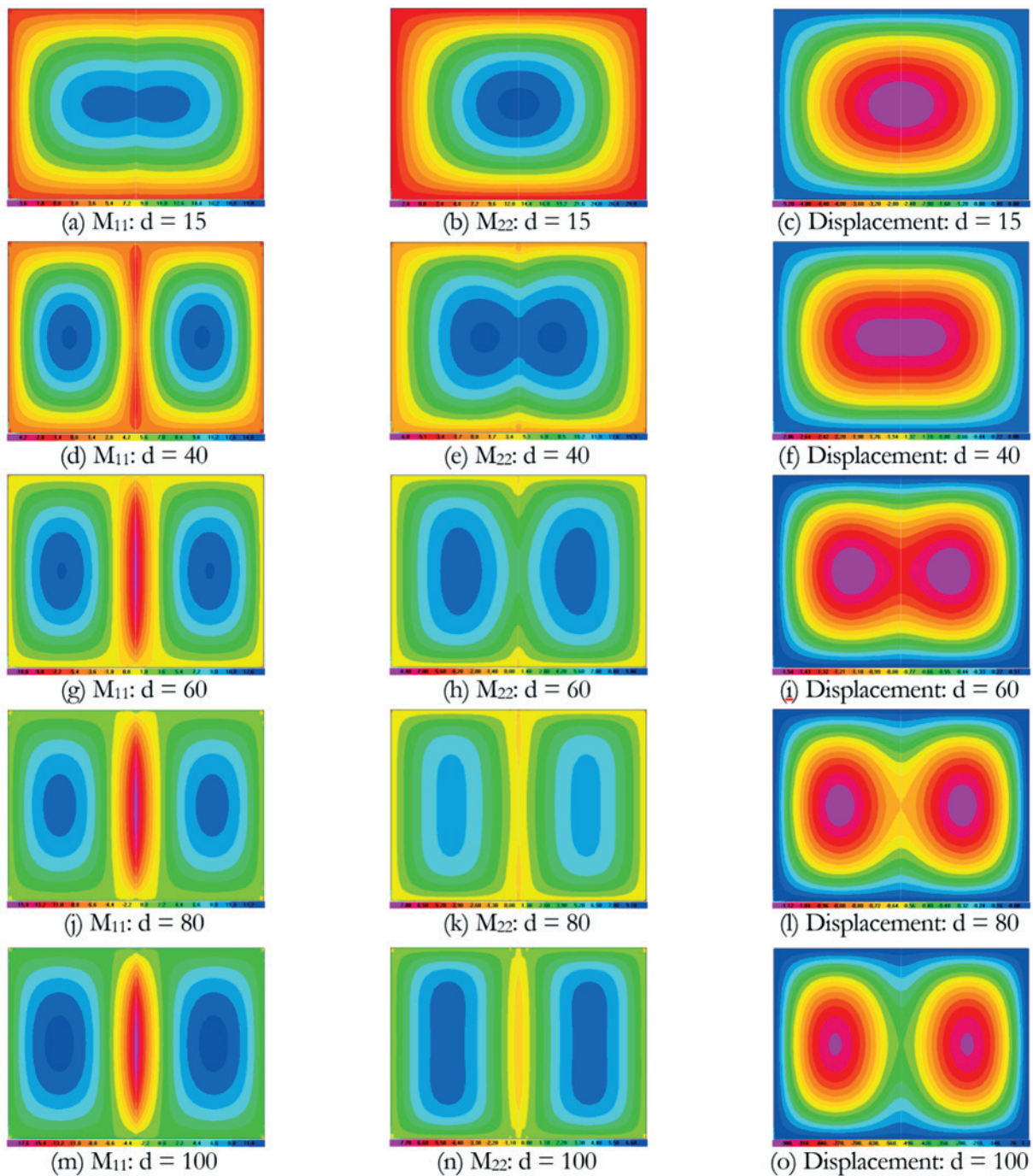


the slab). This behavior is consistent with the expected to the floor, once the slab tends to work in the direction of smallest length when the beam V_4 has enough stiffness. This same qualitative behavior is shown in the table results, where the supports are considered non-deformable. For $I_{v4} > 0.4181$ we have $M_y > M_x$, that is, the

moment in the direction of greater length becomes greater than in the direction of the smaller length. Counteracting the traditional calculation with the use of tables, since the intermediate beam does not provide sufficient support.

The difference observed between the moments of the numerical

Figure 8 - Variation of efforts and displacements, $h = 10cm \left(\frac{kN \cdot m}{m} \text{ and } cm \right)$



model and the tables in Figure 4 for the condition of V_4 practically not deformable is because the results obtained by FEM are the maximum values of L_1 , which do not correspond to the center of the slab, while the Czerny results are in the center. To show that when $I_{V_4} \leq 0.187$ the results of FEM and Czerny are virtually equal in the center of L_1 , the Figure 5 was elaborated. Only this figure presents the results to the center of L_1 .

Both in Figure 4 and Figure 5 it can be seen the formation of a plateau when V_4 has the height equal to the thickness of the slab, i.e. $d = h$. For this condition, which results in $I_{V_4} = 34.021$, the plate presents the configuration of just one slab with dimension equal to 8x6 m. The positive bending moments M_x and M_y result in $Im_x = 10.06$ and $Im_y = 6.50$ indexes, respectively, for all thicknesses of the slabs. Thus, this figures allow the complete the study of the variation of the positive bending moments since the condition of V_4 non deformable until $d = h$.

With this data it is possible to answer the following question: *what is the error/difference associated with the non-consideration of flexibility and/or deformability of massive slabs, between the use of tables and FEM?*

The answer is obtained with the help of Figure 6, which lists the results obtained by FEM and Czerny for the positive bending moments (a) and negative (b) from the plate. It is noticed that, for the configuration of greater rigidity of the plate the relationship between the results obtained by FEM and Czerny is very close to one for M_x and M_y , and tends to one for M_{xe} .

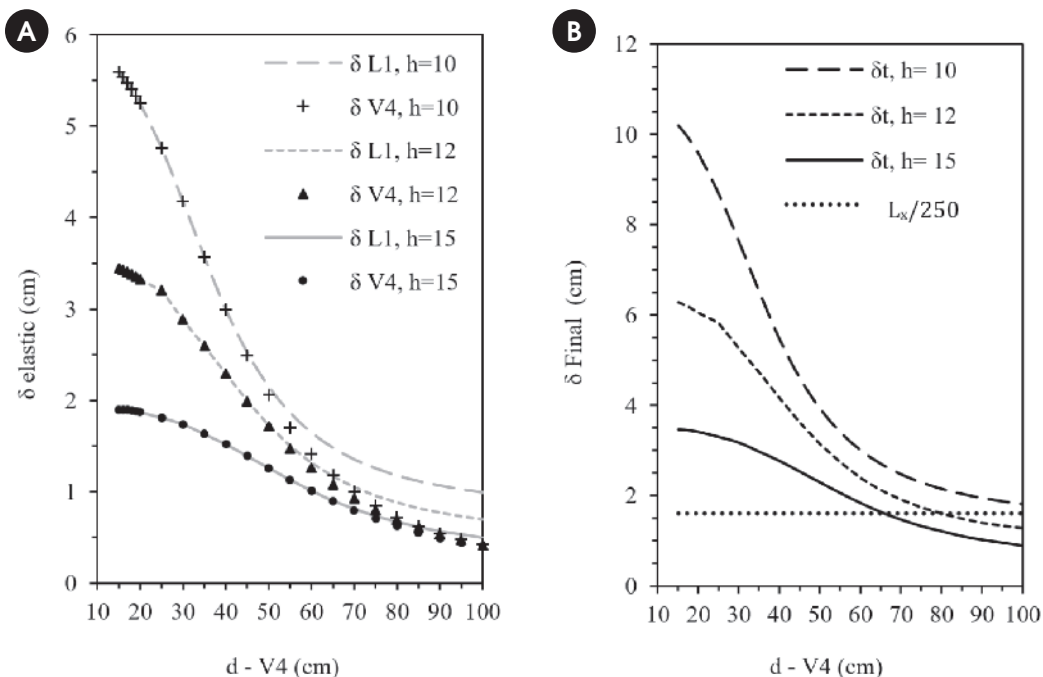
For the latter, from $I_{V_4} \leq 0.187$ there is no way to relate the results because the bending moment between the slabs becomes positive, as can be seen in Figure 7 and thus, the plate works as if it

was composed of only a slab supported by the edge beams (V_1, V_2, V_3 and V_5). In this situation, beam V_4 fails to work as a support for L_1 and L_2 slabs and assumes the function of a slab rib.

Figure 8 shows the variation of displacements and efforts, $x (M_{11})$ and $y (M_{22})$ direction, as it reduces stiffness of V_4 , which causes the increase of the positive bending moments, increase of displacements and decrease of the M_{xe} . An important aspect about the negative moments is that these are not uniform along the continuous edge between the two slabs, as evidence the Figure 7 and Figure 8(a, d, g, j, m). These checks on the bending moments are important for the analysis of the plate since, when adopting an analysis that does not take into account the flexible behavior of the supports, it should be ensured that the beams have bending stiffness. The representation of the bending moments and displacements with tracks of isovalues, Figure 8, allows the visualization of distribution of efforts, as it reduces the stickiness of V_4 . It is possible to verify that the point of maximum displacement of L_1 is not in the center of the slab, and when V_4 is very flexible ($I_{V_4} > 0.4181$) this occurs in the center of the beam, with the same value for L_1, L_2 and V_4 , i.e., the point of maximum displacement for all elements coincides in the same place.

The immediate displacement ($a_{t,0} = \delta$), which is the maximum elastic displacement from the plate (L_1 and V_4) is presented in Figure 9(a). The highest values of displacements correspond to the configuration of less rigidity, and these displacements present non-linear decreasing behavior as the plate increases its rigidity. This behavior is also evidenced in other studies [2], [5] and [6]. Figure 9(b) shows the total displacement of L_1 ($a_{t,\infty} = \delta_t$), calculated according to equation (9), for an infinite time ($t \leq 70$ months) and loading applied in $t_0 = 6$ months [9].

Figure 9 - (a) Immediate displacement: L1 and V4; (b) Final displacement: L1



With this criterion, the displacements are multiplied by $(1 + \alpha_f)$ with $\alpha_f = 0.82$, to consider the effect of fluency [9]. Equation (9) should be used for displacements in reinforced concrete structures that have their displacements calculated from equivalent inertia, which presupposes knowledge of the armors. In this theoretical study, in which the armors are not defined, equation (9) was used only as a simplified method to estimate the total displacement.

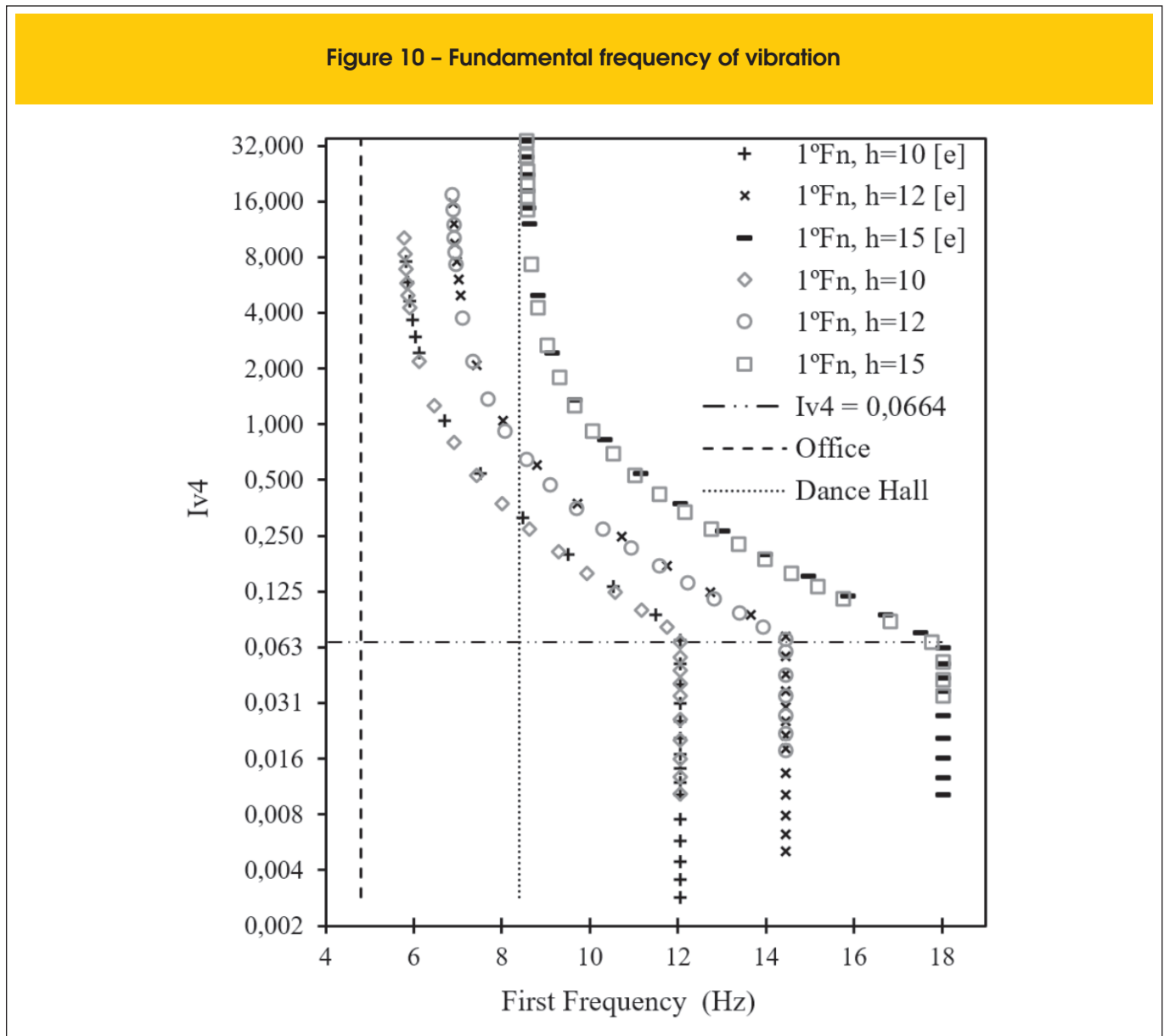
$$\delta_t = a_{t,\infty} = (1 + \alpha_f) a_{t,0} \tag{9}$$

The permissible displacement according to [9], concerning the visual sensory acceptability ($l/250$), to L_1 is shown in Figure 9, in

which, “ l ” is the length of the smallest slab interspace. Therefore, to meet the requirements regarding the excessive deformations of slabs, one must have $\delta_{lim} \leq 1.6$ cm. It turns out that, for $h = 10$ cm the normative limit is not accomplished to any value of d . For $h = 12$ cm and $d \geq 80$ cm this condition is met and with $h = 15$ cm the condition is met for $d \geq 70$ cm. It is important to remember that one can appeal to the use of shoring to decrease the final displacement.

3.2 Dynamic analysis

The results of the dynamic analysis, as the values of the fundamental frequency (f_1), are displayed in Figure 10. Those results confirm that, the more flexible the structure is the lower the value of f_1 with non-linear variation will be. This behavior was expected, since from equation (6) it can be seen that the increased



rigidity of the structure will result in higher values of eigenvalues (frequencies).

The frequency values of the second and the third vibration mode are presented in Figure 11 and Figure 12 respectively. It is noticed that in a manner similar to the analysis of the efforts, displacements and frequencies of the first mode, a nonlinear variation of the values of these frequencies is noticed for the second and the third modes.

The dynamic properties also are also affected when considering "e". With equation (1) it is determined that the increased rigidity of the structure without increasing the mass of the same, causes an increase in frequencies of vibration. The increase of the sections of the structural elements causes a gain of rigidity to the system and at the same time adds more mass to this system.

What poses the following question: to what extent the values of h and d (I_{v4} values) can be increased and thus cause an increase in fundamental frequency of vibration f_1 ?

The answer is obtained by the analysis of Figure 10 to Figure 13. With Figure 10 it is verified that for the I_{v4} relationships smaller than 0.0664 ($h = 10$), 0.0588 ($h = 12$) and 0.0523 ($h = 15$) the fundamental frequency (f_1) becomes constant, i.e. does not show variation with the increase of d . For the second vibration

mode (f_2), Figure 11, a contrary behavior is shown, i.e. while f_1 increased f_2 remains constant and when f_1 becomes constant the values of f_2 increase.

The third mode presents a level of constant values for frequencies with limits related to this baseline, close to the first mode found. The participation of the third mode in the displacements in the vertical direction is practically nil.

The reason for this behavior can be explained with the help of Figure 13, which shows the variation of the modal participation factor (Mpf), with values in module (a) and considering the signal + or -, which depends on the parameterization mode without any significance to this study. In the figure it is observed that for $I_{v4} > 0.0664$ the first vibration mode will have a higher Mpf and when $I_{v4} \leq 0.0664$ the second mode will have a greater Mpf . This means that when V_4 has great bending stiffness the second mode shall mobilize more mass according to the vertical direction (Z global axis) instead of the first mode.

In relation to the condition of meeting the vibration limit state for use of the plate such as "Office", the structure is acceptable for any I_{v4} relationship under study (Figure 10) since the minimum value of the first vibration frequency required by the standard should be $f_1 > 4.8\text{Hz}$ (Table 1). In case of destination of the plate as

Figure 11 - Vibration frequency: second mode

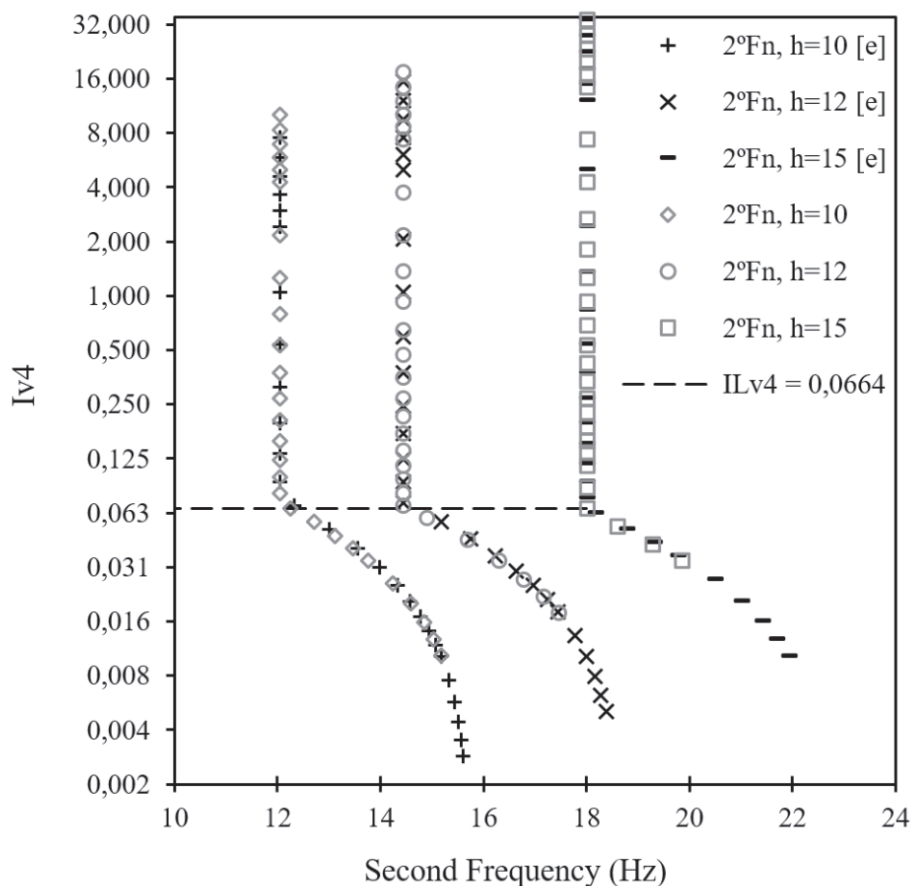
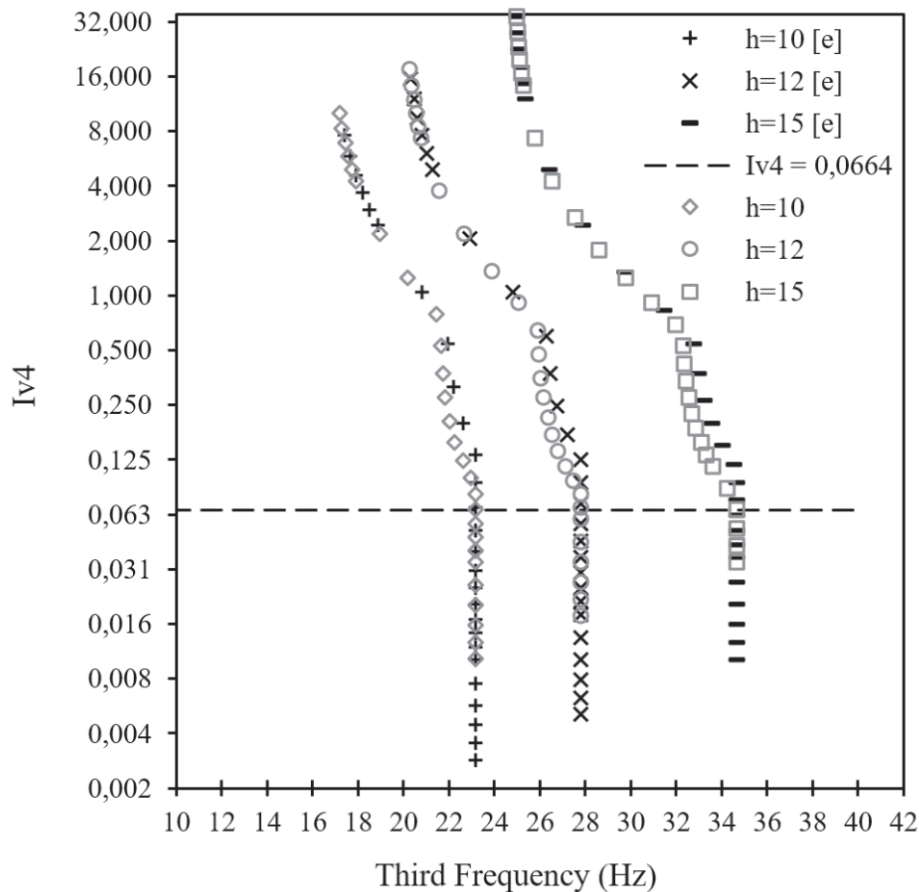


Figure 12 – Vibration frequency: third mode



“Dance Hall” ($f_1 > 8.4\text{Hz}$) the requirement is satisfied for all the analyses with $h = 15$. When $h = 10$ the threshold is met when $d \geq 50\text{cm}$ and for $h = 12$ with $d \geq 45\text{cm}$ taking into account the values of first frequency vibration mode. This comments are about the results without consideration of eccentricity.

About the limits mentioned in reference [9] for static and dynamic properties, Figure 9 and Figure 10 show that the variation of the displacements and frequencies occurs in a manner contrary to each other. This means to say that, as it reduces the stiffness of beam V_4 the frequency values decrease and the displacements increase. It should be noted that the increase in rigidity of the plate is beneficial to the project, since the general goal is to have smaller displacements and higher frequencies. Therefore, it appears that for $h = 10$ and $h = 12$ and a use as “Dance Hall” first we will reach the static limit and after the dynamic limit, as the stiffness of the plate is reduced. For using as “Office” all settings of geometries attend the dynamic limit, as can be seen in Figure 14.

This relationship between the static and the dynamic response is very important because to perform only static analysis of the floor it is possible to know if the dynamic limit was reached or not.

The first three vibration modes of the plate associated with the slab

thickness $h = 12$ are presented in Figure 15. From the analysis of the first three modes it turns out that these are vertical modes and that the modes setting changes when the rigidity of beam V_4 is increased.

4. Conclusions

It was found that the rigidity of the support beams of massive slabs has fundamental importance and contribution in the stiffness of the plate and, consequently, modifies the static response and dynamic properties as well as how it does this modification.

It turns out that the increased flexibility of the beams of the plate can change the direction of the greatest bending moments acting on the slab. This direction depends on the relationship between rigidity of slab and beam, and so, can be either in the direction of the smaller length or in the direction of the greater length. This behavior is related to the variation of the negative bending moment. Requesting efforts are distributed according to the relative stiffness between the elements that make up the structure, in case slabs and beams. *The effort always will tend to concentrate in regions that have greater stiffness.*

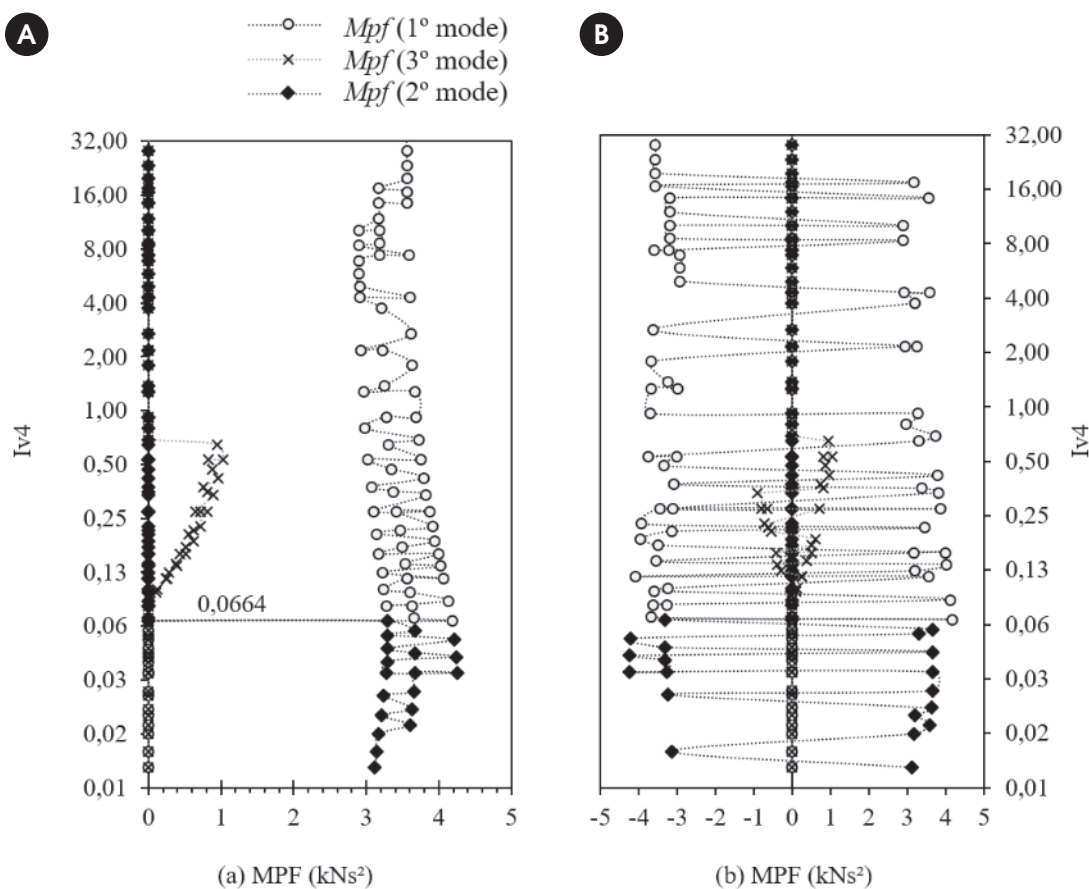
It was demonstrated that by using the traditional calculation tables of slabs for the determination of the stresses and displacements, it should be ensured that the support beams have significantly higher bending stiffness than the slab. If that rigidity cannot be ensured, it was shown the difference due to the flexible behavior of the support beams. It was shown that the negative bending moment of the slabs is not uniform throughout the plate of continuity between slabs. So, when using the maximum value of this effort, for the entire edge, one can get a safe sizing, however, it may not be a cost-effective solution.

The dimensionless index $I_{sb}(I_{v4})$ which relates the flexibility between slab and beam, shows efficient representation of the results of the static response and dynamic properties, since these results may be displayed without the need to introduce explicitly the values of slab thickness and height of beams, of which were carried out the analyses, although the findings are specific to the model adopted. With the I_{sb} it was found to be possible to show the variation of the modal participation factor and analyze, for each relationship, which is the vibration mode that is mobilizing more mass for the vertical displacements of the slabs. For vibration frequencies identified levels of values, and this result shows that, for certain I_{sb}

relations, it will not be the first mode that will mobilize more mass according to the vertical direction, but other. These is the principal contribution of this paper.

The methodology adopted for this study is appropriate, since it is simple, it does not require great effort and can be easily implemented in the algorithms of structures analysis softwares. The method also takes advantage over more complex methods, such as the *Plate-Frame Model (PFM)* and the *Shell-Frame Model (SFM)* [8]. A realistic and accurate modeling, in elastic-linear regime, can be held to consider the monolithic behavior between slab and beam and leverages the behavior of T beams (contribution of the slab compression table). This increased rigidity influences the distribution of internal efforts, stresses, deformations and displacements, as can be verified in reference [16], that used the procedure that considers the inertia of the T section in relation to the geometric center of the same, with consideration of the influence of Poisson coefficient on the compression table as proposed by reference [17]. The study in [16] also performed the analysis of which geometric configuration would be the most appropriate and for this purpose a cost analysis of steel and concrete was performed.

Figure 13 - (a) Mpf (module); (b) considering the + and - sign



It should be noted that these checks are related to the plate used and the criteria established for obtaining the results.

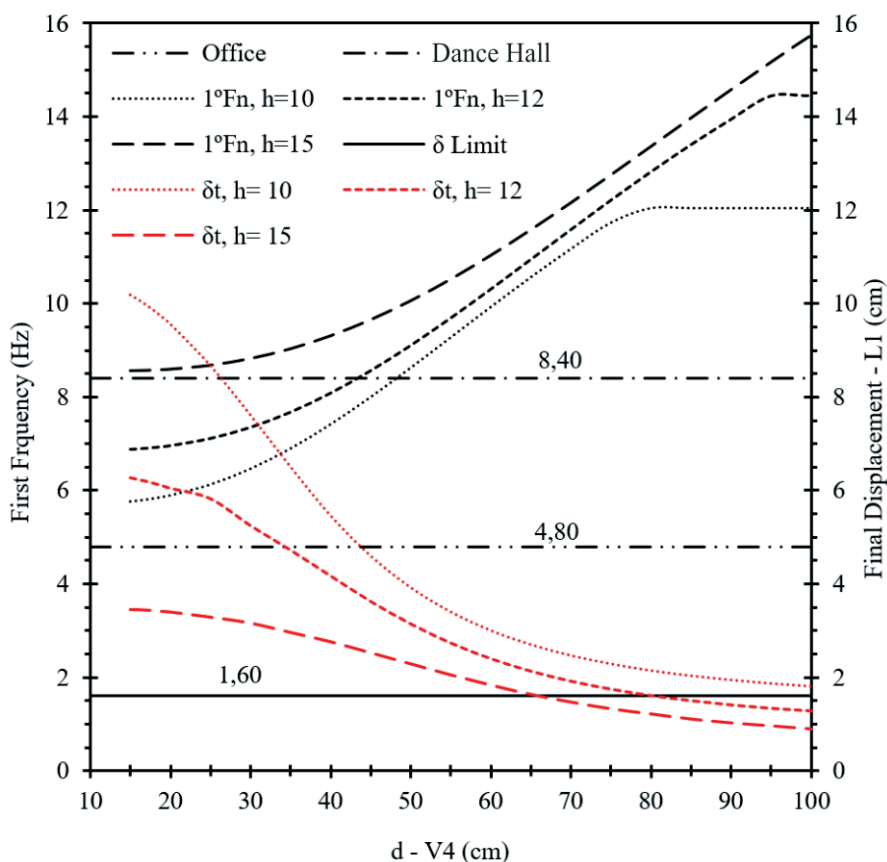
5. Acknowledgments

The authors thank the Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), the Federal University of Santa Catarina (UFSC), the Postgraduate Program in Civil Engineering (PPGEC-UFSC) and the Federal Technological University of Paraná (UTFPR).

6. References

- [1] Mazzilli, A. R. P. (1988). Influence of deformability of the support beams in the calculation of building structures. Dissertation (in Portuguese), University of Sao Paulo, Brazil.
- [2] Mazzilli, A. R. P. (1995). Influence the flexibility of the beams and slabs on the efforts of reinforced concrete structures. Thesis (in Portuguese), University of Sao Paulo, Brazil.
- [3] Araújo, J. M. (2008). Avaliação dos métodos simplificados para cálculo de lajes maciças apoiadas em vigas flexíveis. Teoria e Prática na Engenharia Civil 12: 1–11.
- [4] Araújo, J. M. (2009). Método simplificado para cálculo de lajes maciças apoiadas em vigas flexíveis: validação por meio da análise não linear. Teoria e Prática na Engenharia Civil 14: 71–81
- [5] Paula, W. C. (2007). Structural behavior of ribbed reinforced concrete slabs based on the use of ANSYS software. Dissertation (in Portuguese), State University of Rio de Janeiro.
- [6] Leite, M. R. S., Silva, J. G. S., Tavares, M. E. N., Soeiro, F. J. C. P. (2010). Estudo do comportamento estático e dinâmico de lajes nervuradas de concreto armado. Mecânica Computacional Vol XXIX 9929-9937 (Buenos Aires).
- [7] Amorim, A. B. A., Lopes, Fernanda R. C., Silva, J. G. S., Tavares, M. E. N. (2010) Considerações de Projeto Sobre a Análise de Vibrações de Sistemas Estruturais de Pisos de Concreto Armado. In: Engenharia Estudo e Pesquisa 1: 56–67.
- [8] Tangwongchai, S., Anwar, N., Chucheepsakul, S. (2011). Flexural responses of concrete slab over flexible girders through FEA-based parametric evaluation. KSCE Journal of Civil Engineering 6: 1057–1065.
- [9] ABNT NBR 6118. (2014). Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.
- [10] Csi. (2009). SAP2000 Basic Analysis Reference.
- [11] Hamedani, S. J., Khedmati, M. R., Azkat, S. (2012). Vibration analysis of stiffened plates using finite element method. Latin American Journal of Solids and Structures 1: 1–20.
- [12] Clough, R. W., Penzien, J. (2003). Dynamics of Structures, McGraw-Hill (New York).
- [13] Lima, S. S., Santos, S. H. C. (2008). Análise Dinâmica das Estruturas, Ciência Moderna Ltda, (Rio de Janeiro)
- [14] Chopra, A. K. (1995). Dynamics of Structures: Theory and applications to earthquake engineering, Prentice Hall (New Jersey).
- [15] Meirovitch, L. (2000). Fundamentals of vibrations, McGraw-Hill (Boston).

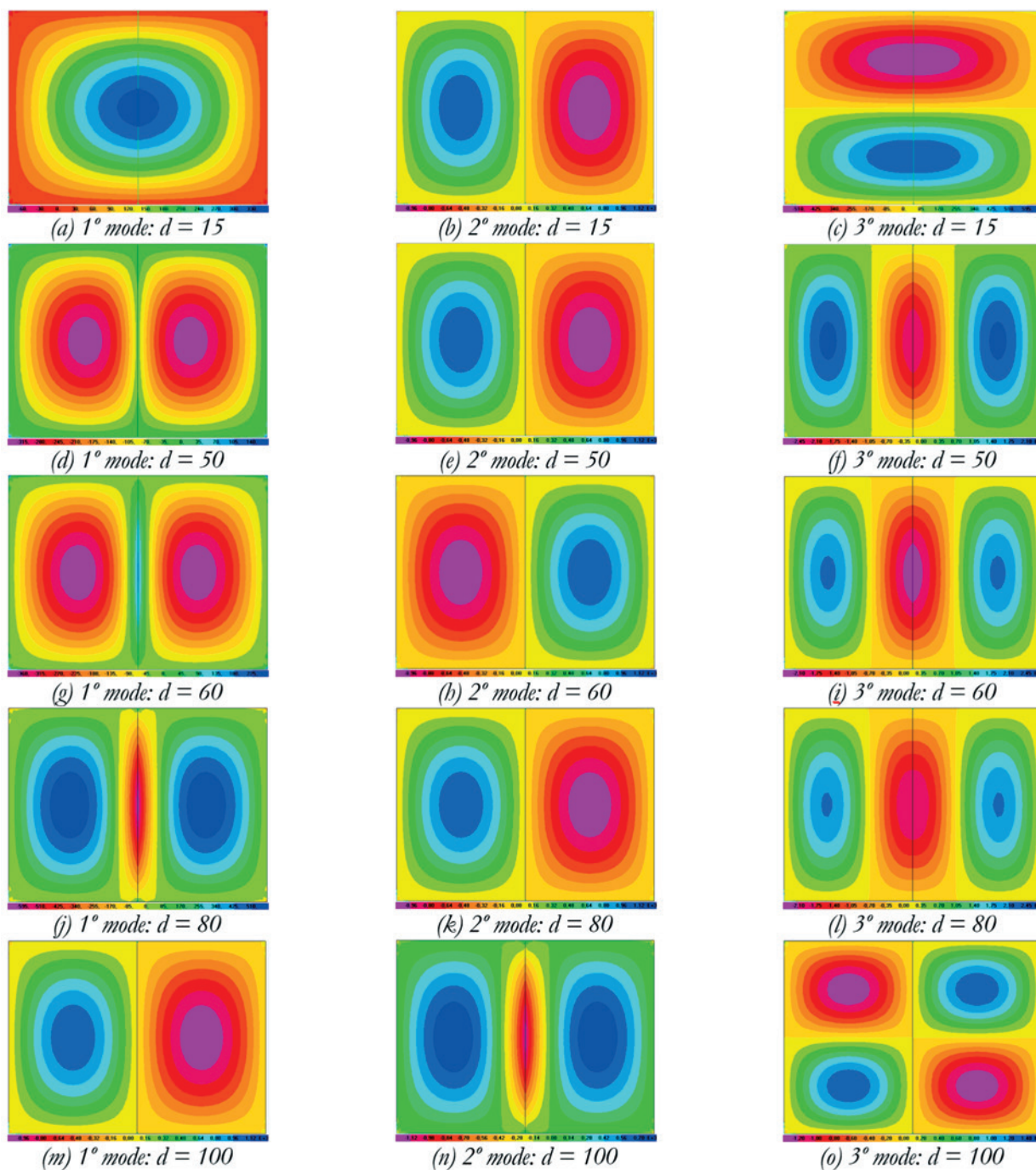
Figure 14 – Final displacement L_1 and first frequency



[16] Bueno, J. R. (2013). Influence of flexibility of support beams in project of solid slabs of armed concrete. Dissertation (in Portuguese), Federal University of Santa Catarina, Brazil.

[17] Kennedy, J. B., Bali, S. K. (1979). Rigidities of concrete waffle-type slab structures. Canadian Journal of Civil Engineering 1: 65-74.

Figure 15 - Vibration modes to slabs with $h = 12$ cm



The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps

A influência da ligação pilar-bloco nos mecanismos de ruptura de blocos de fundação sobre duas estacas



A. C. MESQUITA ^a
www.srocha.eng.br

A. S. ROCHA ^a
www.srocha.eng.br

R. G. DELALIBERA ^b
delalibera@ufu.br

W. A. DA SILVA ^c
wellington_andrade@ufg.br

Abstract

The paper analyzes the two pile caps with partially embedded socket and subject a center load. Three models were experimentally tested, varying the type of conformation of the column and walls of the socket, with a smooth, the other rough, and a monolithic two pile cap, used for reference. The roughening of the column-socket interface was examined with the aim of verifying the difference of the distribution of compressive and tensile stresses in the strut and tie model used for design. The experimental test to show that the two pile caps with conformation rough of the column and walls of the socket, support more load in comparison with two pile caps with smooth of the column and walls of the socket. Both however underperformed the monolithic two pile cap, with values of 66% and 36% respectively.

Keywords: two pile caps, reinforced concrete, foundations.

Resumo

O trabalho analisa o comportamento de blocos sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido, submetidos à ação de força centrada. Foram ensaiados experimentalmente três modelos, variando-se o tipo de conformação das paredes dos pilares e do cálice, sendo uma lisa, outra rugosa e um bloco monolítico, utilizado para referência. A rugosidade na interface pilar-cálice foi analisada, com o intuito de verificar a diferença das distribuições dos fluxos de tensões de compressão e tração no modelo de biela e tirante empregado no dimensionamento e, conseqüentemente, o comportamento estrutural. As análises experimentais constataram que o modelo com conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentou capacidade resistente superior ao modelo com conformação lisa. Ambos, porém tiveram desempenho inferior ao bloco monolítico, com valores de 66% e 36% respectivamente.

Palavras-chave: blocos sobre duas estacas, concreto armado, fundações.

^a CMEC, UFG, SRocha Consultoria e Projetos Ltda, Goiânia, GO, Brasil;

^b Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, Uberlândia, MG, Brasil;

^c Universidade Federal de Goiás, Regional Catalão, Faculdade de Engenharia, Catalão, GO, Brasil.

1. Introduction

1.1 Initial considerations

The foundations are element to connections the superstructures and the soil and it is responsible in to transfer the actions in the structures. The foundations are separates in two groups: the superficial foundations and deep foundations. The distinction between types are done about criteria the transmission the forces. In deep foundations the rupture not reaches the superficial layer of the soil. Usually, the rupture mechanism shown in the NBR 6122:2010 [1], reaches twice the small dimension of the foundations, so, the deep foundations are that in the your base of the foundation, are built with depth superior the three times the small dimension or superior the three meters.

The choice of the foundation for each building depends on several factors, such as construction technology available in the building area, economic conditions, geotechnical characteristics, intensity of actions, neighboring buildings, among others. With these factors and combinations of them, the engineer determines which type of foundation suitable for every situation.

Through studies on the choice of the type of foundation to be used in a particular construction, when the foundation is with piles, the construction of another structural element it is necessary: the pile caps. These pile caps are volume structures that have the function of solidarity heads of the piles and transfer the actions of the column to the piles.

Despite the importance of the pile cap, it does not allowed visual inspection when in service. Therefore, it is important to know their behavior. The models of design to this type of element are the strut and tie models and three-dimensional models.

The plan dimensions of the pile caps depend on the position of the piles, by adopting, in general, the smallest possible spacing between them to avoid the need to use suspension reinforced. This spacing is assumed equal to 2.5 times its diameter in the case of precast piles and 3.0 times the diameter if the piles are molded in place. When stabs the minimum distances between the piles, it avoids the group effect on the pile caps. It still must be a minimum distance between the faces of the pile and the end of the pile cap, in order to improve the conditions of the anchor of tie reinforced, as MUNHOZ [2].

The structural behavior and design depend on the rigidity of the pile cap, using the same criteria superficial foundation, according to ABNT NBR 6118: 2014 [3]. In the case of rigid pile caps can be adopted for the design and details of the pile caps, linear three dimensional structural models or nonlinear and strut and tie models, these being preferred latter for defining with better efficiency distribution of forces within the pile cap. The NBR 6118: 2014 [3] does not bring in your text recommendations for verification and design of this element only suggests that the criteria to be used and recommendations of the stress values in inferior (near the pile) and superior node (near the column). However, there are no recommendations determining the geometric shape of the strut.

Using model strut and tie, it is considered that the formation of discrete regions (known as D regions) that are the regions where the stress distribution is not linear and that are not valid hypotheses Bernoulli (known as regions B, where there linear change in tension acting on the cross section). In this model, the checks of the compression stress of the strut are from the model Blévet & Frémy [4]. The stresses in the nodes zone, are suggested by NBR 6118: 2014 [3] and have lower values the stresses limits suggested by Blévet & Frémy [4], considering the deleterious effect of tensile stresses in the node zone with traction. However, near the nodal zones without traction, that is, node with stress compression only, the NBR 6118:2014 [3] does not consider the effect of concrete triaxial compressive stress, reducing the value in the node zone equal to $0,58n f_{cd}$ (or $0,27n\alpha_v n f_{cd}$) in function of the Rüsçh effect, in the effect of increased concrete strength with the time, in the factor form and in the difference between the test of specimens and the behavior of the structure. The Model Code CEB-FIP [5] suggests geometries for the nodes of nodal regions, being possible to verify the stress in these nodes.

The strut and tie model can be used considering in the flow of the stress in structure, using the minimal path forces, suggested by Schlaich et al. [6]. These stresses can be obtained through linear or no-linear analysis, using numeric methods, for example, the Finite Element Method.

The used the precast structures, it is necessary, after the construction of the pile and the pile caps, the setting of the column. After that, is necessary to ensure the fix of the column with the foundation. Then used a connecting element (The link between the pillar

Figure 1 - Geometric properties of the monolith pile caps

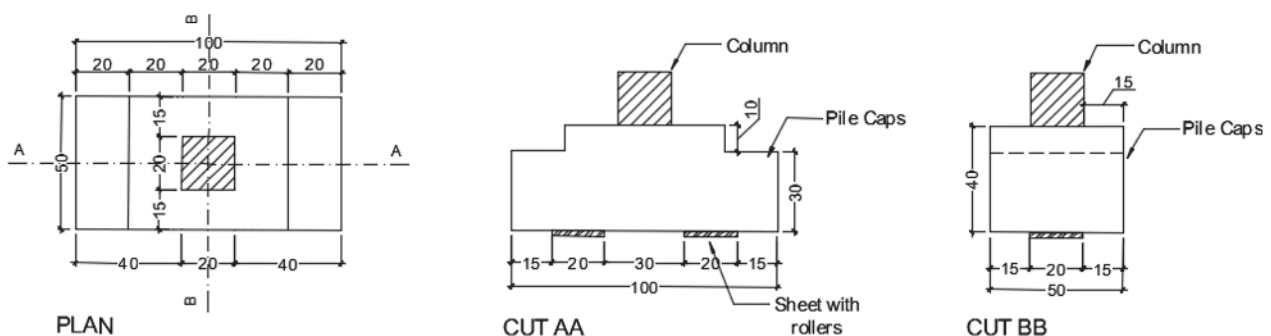
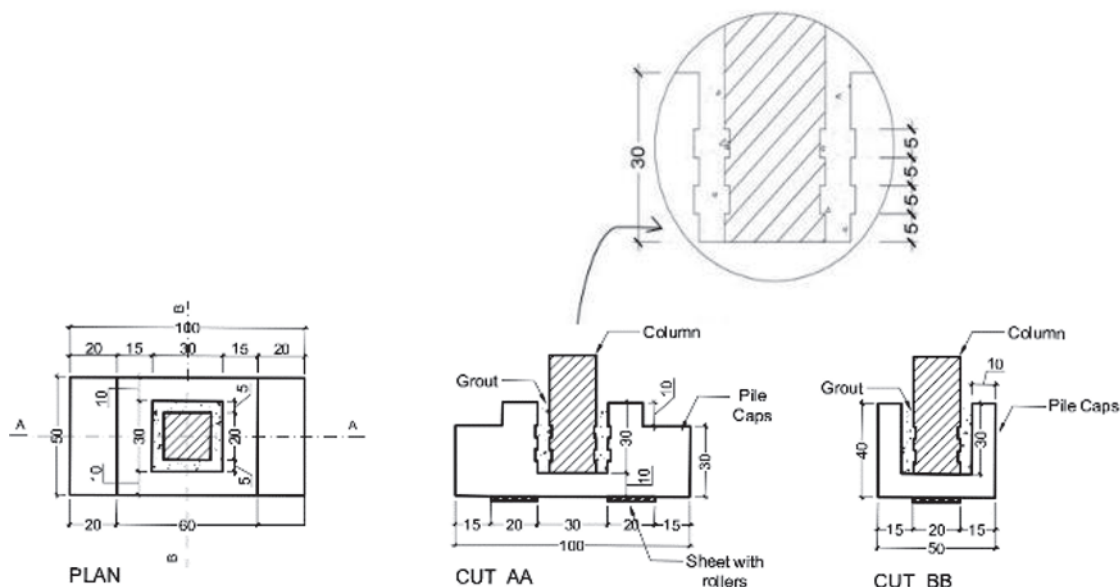


Figure 2 - Geometric properties of the rough connection pile caps of wall of the cup and the column



and the pile cap may occur through the base plate, by amendment of reinforcing steel bars with grout and hem, by amendment of protruding reinforcement bars and socket, which will be studied in this work), whose main objective structural transfer of efforts between the pillar and pile cap, and allow the structural interaction between them. These connections are discontinuous regions where stress concentrations occur and form a fine point with respect to the dimensioning and assembly of precast concrete structures, because they have great influence on the structural behavior of the same. The union of the superstructure through socket, in the pile cap is accomplished by embedding a part of column (embedded length) in an opening of the foundation element that enables its holder. Usually the socket is built on the block, but is also used pile caps with embedded or partially embedded socket.

1.2 Objetivos

The objective of this study is to analyze and discuss the structural behavior of the connection column-pile cap through of type socket in two pile caps, using experimental tests.

2. Experimental program, materials and methods

2.1 Geometric properties of te models

To this work, were buildings three models of the pile caps, one monolithic (column and pile caps concreted together – figure [1]), with reference models and two pile caps for precast column. One model for precast column has a socket-column interface with a rough surface (Figure [2]) and the other has socket-column interface with a smooth surface (Figure [3]).

As suggested by EL DEBS [7], the wall of the cup (hc) should

be the greater of 10 cm and a third of the opening of the socket socket ($\frac{hx_{int}}{3}$ and $\frac{hy_{int}}{3}$). Thus, the adopted value was equal to

10 centimeters (Figure [4]).

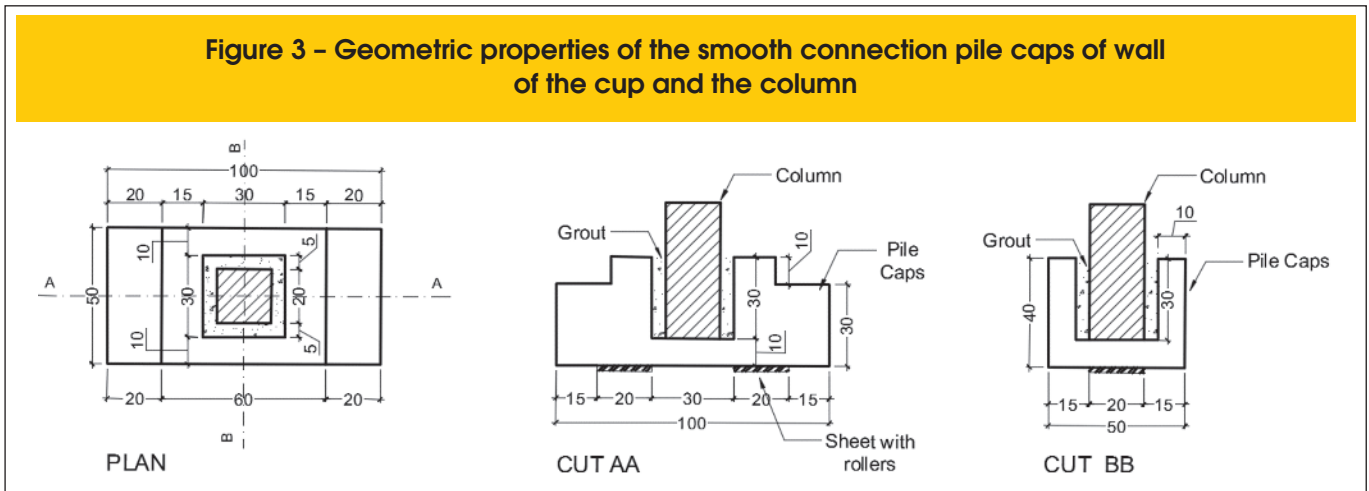
The distance between the support of the piles was defined to the angle of the strut in the relation in the horizontal plane was equal $\alpha = 60,23^\circ$. This value is below the allowed limit by NBR 6118: 2014 [3], those angle is equal to $63,43^\circ$. Thus, the distance between the centers of the support of the pile was adopted equal to 50 cm.

It was necessary this distance depending on the space limitations for the use of testing equipment within the laboratory.

The embedded length (l_{emb}), defined by NBR 9062: 2006 [8], for precast columns with rough walls, is 40 centimeters. The roughness must be equal to 1 centimeter to 10 centimeters. However, by design criterion, it adopted the embedded length (l_{emb}) of 30 cm and the roughness of 5 centimeters to 10 centimeters. These values were adopted by the ease of construction of this surface in the industry or in place, using wood slats found commercially, with dimensions of 5:01 cm. Although the embedded length be less than that specified by NBR 9062: 2006 [8], it is according to the EN 1991 [9], given by $1,2h_x$ or $1,2h_y$, being h_x and h_y defined as the dimensions of the abutment.

Another item recommended by NBR 9062: 2006 [8] for determining the embedded length of column, refers to the length required for bond of reinforcing steel bars abutment for transferring stress to the pile cap. This length of embedded inlay must be greater than the length of bond. In this case, it was considering the diameter of the longitudinal steel bars equal the sixteen millimeter, type CA-50, conditions of the good bond and average compressive strength equal the 48 MPa, the value this length will be 18,4 centimeters.

Figure 3 – Geometric properties of the smooth connection pile caps of wall of the cup and the column



The ABNT 6118:2014 [3] indicated the favorable effect of the strut near the column (describe in the item 9.4.2.5 and 22.7.4.14), in function the concentration of the stress compression in this region, may be applied the redactor coefficient to length bond, that by Fusco [10] is equal the 0,60, what resulted the eleven centimeters.

2.2 Concrete

The construction of the pile caps was made with Self-compacting concrete. This concrete it was produced in the CMEC Structures Laboratory (Master course in Civil Engineering – UFG). The used this concrete justified by researches realized by CMEC about Self-compacting concrete. The materials to construction were donated by Redmix Concrete Brazil Inc. The characterization of materials and the study of concrete mix design they were made by Carlos Campos Laboratory Consulting and Design Ltd.

The mix of concrete used in the construction of the pile caps it was equal a 1:2,05:1.36;1.14;0,76:0,67 (cement, natural sand, artificial sand, rock 0, rock 1 and water-cement ratio – a/c). To achieve the required fluidity and cohesion were also used 0.6% of polyfunctional additive, the superplasticizer 0,4% and 6% active silica, both in relation to the Cement consumption.

The mechanics properties of concrete were obtained by test cylindrical specimens compressive, tensile strength by diametrical compression and elasticity module.

The average compressive strength and tensile concrete used in the molding pile caps, at 28 days, had values equal to 44,5 MPa and 4,04 MPa respectively. The elasticity module to 31,2 GPa.

For the column was used grout industrial type Bautech brand with average compressive strength and superior traction of the pile caps with values equal to 48,0 MPa and 4,2 MPa. The measured elasticity module was equal to 22,0 GPa.

The structural elements were built separately: first the pile caps, after the column, with your respective concretes.

After concrete curing and remove of the modes, the precast columns were placed in your respective pile caps and after to put grout in the socket.

2.3 Reinforcement

The steel bars used for reinforcement of the assembly were the Gerdau brand, donated by Prémoldado Industry Precast Ltd. and assembled in the laboratory of CMEC structures (Master course in Civil Engineering – UFG).

Figure 4 – Pile caps

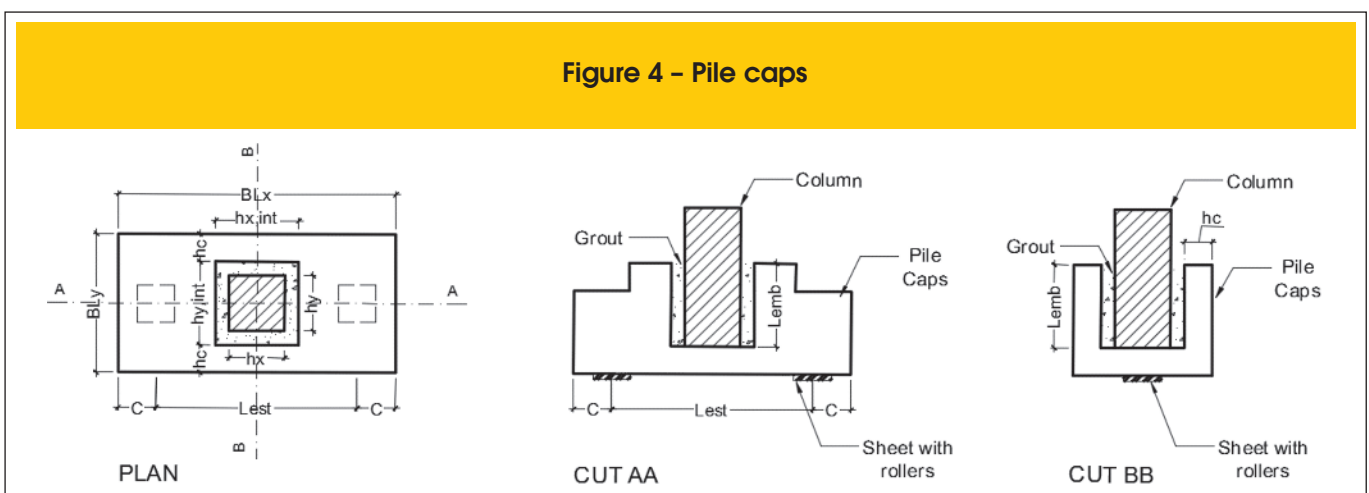
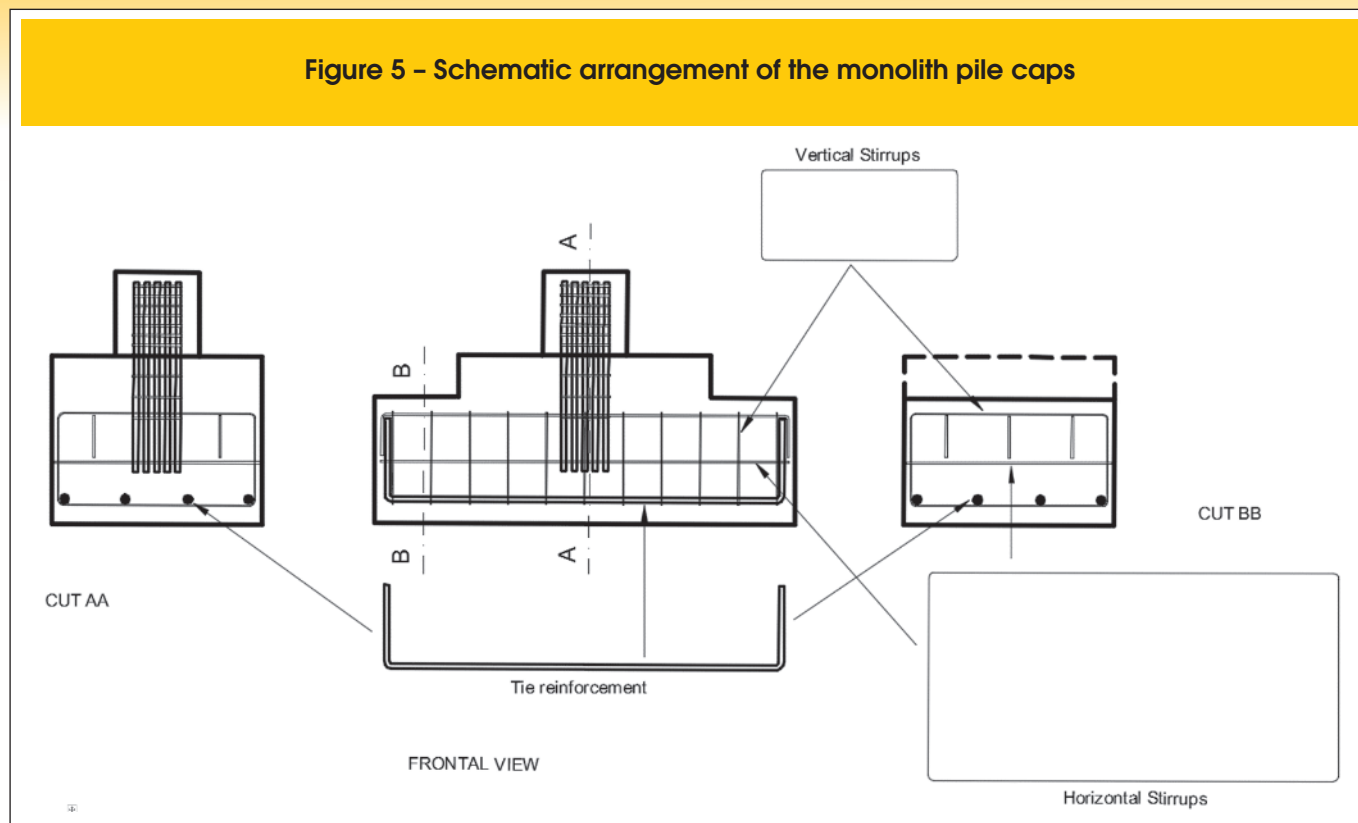


Figure 5 - Schematic arrangement of the monolith pile caps



The pile caps were detailing with four steel bars of 16 millimeters and steel CA-50 to tie reinforcement; the horizontals and verticals stirrups with diameters equal to 6,3 millimeters, with spacing be-

tween them equal to 10 centimeters. The Figure [5] to show the reinforcement used in monolithic pile cap and the Figure [6] the reinforcement of the precast models.

Figure 6 - Schematic arrangement of the rough connection and smooth connection pile caps of wall of the cup and the column

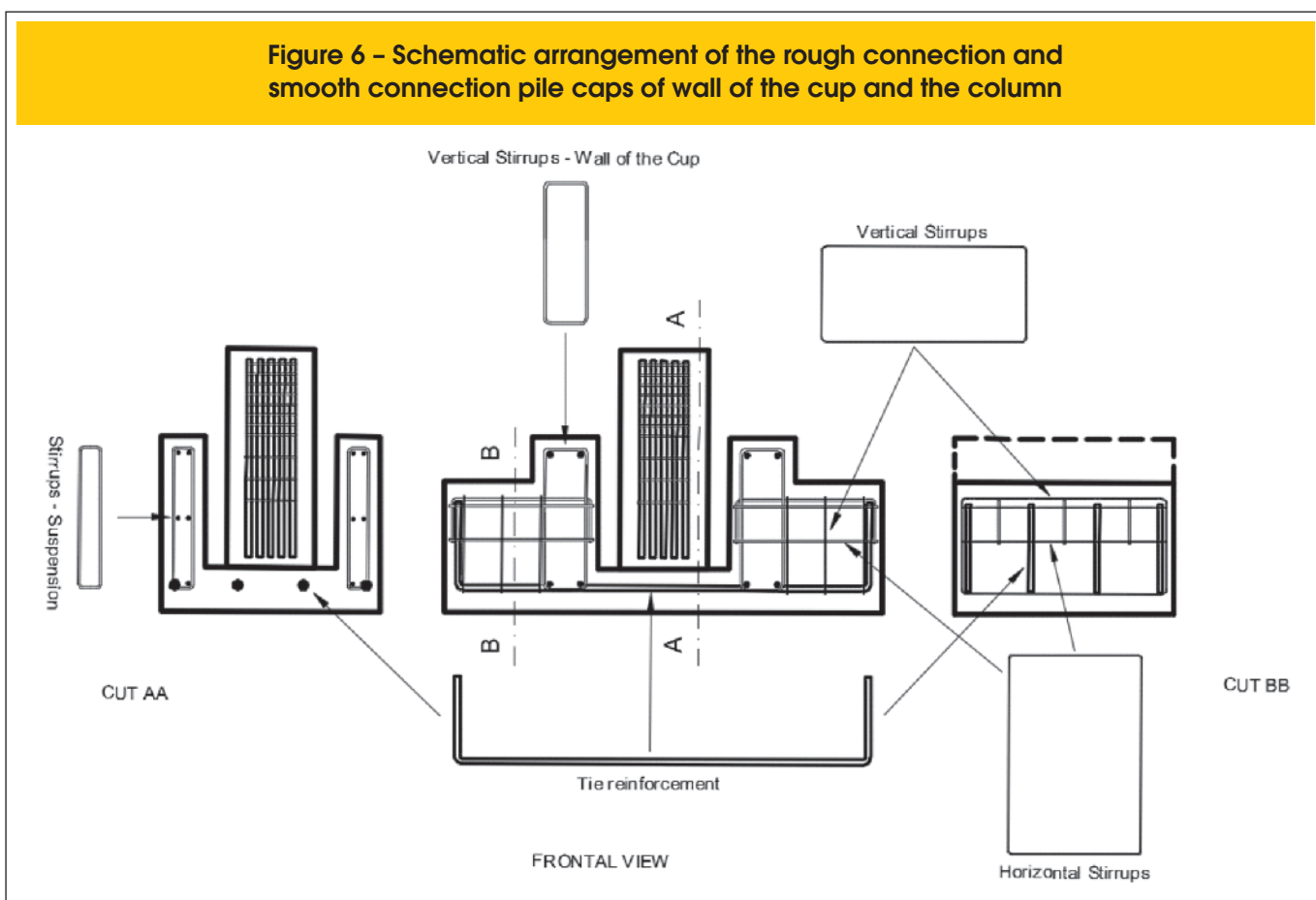
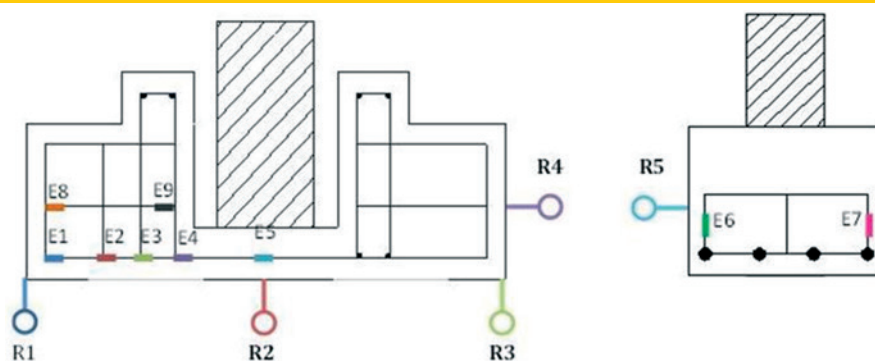


Figure 7 – Position of electrical-resistance strain gages and dial indicators in the pile caps



The average yield stress (f_{yk}) of the steel bars with 16 millimeters were equal a 559 MPa and yield strain (ϵ_y) was equal the 3,46 %. To steel bars with 6,3 millimeters, the value of the yield strain was equal the 2,77 % and the yield stress equal the 523 MPa.

2.4 Molds

The molds to construction of the pile caps and columns were made with wooden plate plasticized plywood with thick of the 18 mm, in the CMEC Structures Laboratory.

For the construction of the rough surface in the model with roughening of the socket and column, were put pieces of the Styrofoam with a thickness of 1,0 centimeters. Also were placed piece of the Styrofoam in the interface pile/pile cap, for subsequent fitting of plate metal. These plates metals, which were supported on rollers, were thickness of 20,0 millimeters.

2.5 Instrumentation

The deformations of the tie, the stirrups were analyzed by strain-gages of 5 millimeters of the base, trade maker Sensors Excel Ltd. The displacement horizontal and vertical of pile caps were obtained by five dial gages.

The Figure [7] to show the positions were installed the strain-gages and the dial gages.

2.6 Experimental analysis

The experimental tests were realized in Materials and Structures Laboratory of Goias University, using hydraulic machine, with capacitated of 3.000 kN and length piston equal to 1 meter. The loads were obtained by analogic dial of machine.

To simulate the pile of pile caps, were used two sets of metal plates, supported on rollers of metal. These sets served as support equipment for restricting the vertical displacement and allowing horizontal displacement.

The intention of rollers was simulate the rotation of piles in soil, after the loading of pile cap, by vertical and horizontal forces and bending, according with model to design.

The load was applied in the top of column, in steps of loads, divided every each 10 kN.

The Figure [9] shows the set of test.

3. Results and discussions

The monolithic specimens, to reference, showed greater load capacity, when comparted with the precast pile caps. The model precast pile cap, with the rough shaping of the walls of the socket and the column showed better performance than the model with the smooth conformation, but still below the monolithic model.

The rupture load of the monolithic pile caps was equal to 2150 kN (Figure[10]), while the pile cap with roughened walls and column,

Figure 8 – Detail of the sets of sheet metal supported on metal rollers to simulate the column

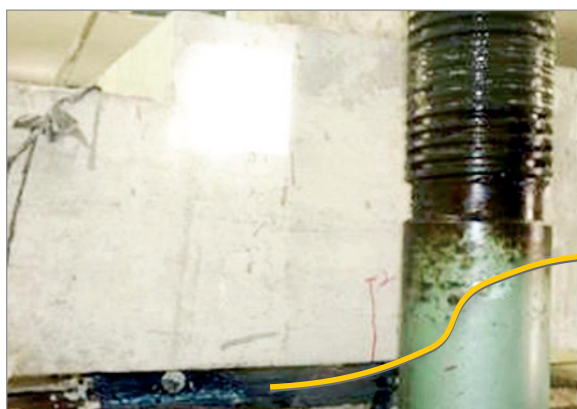
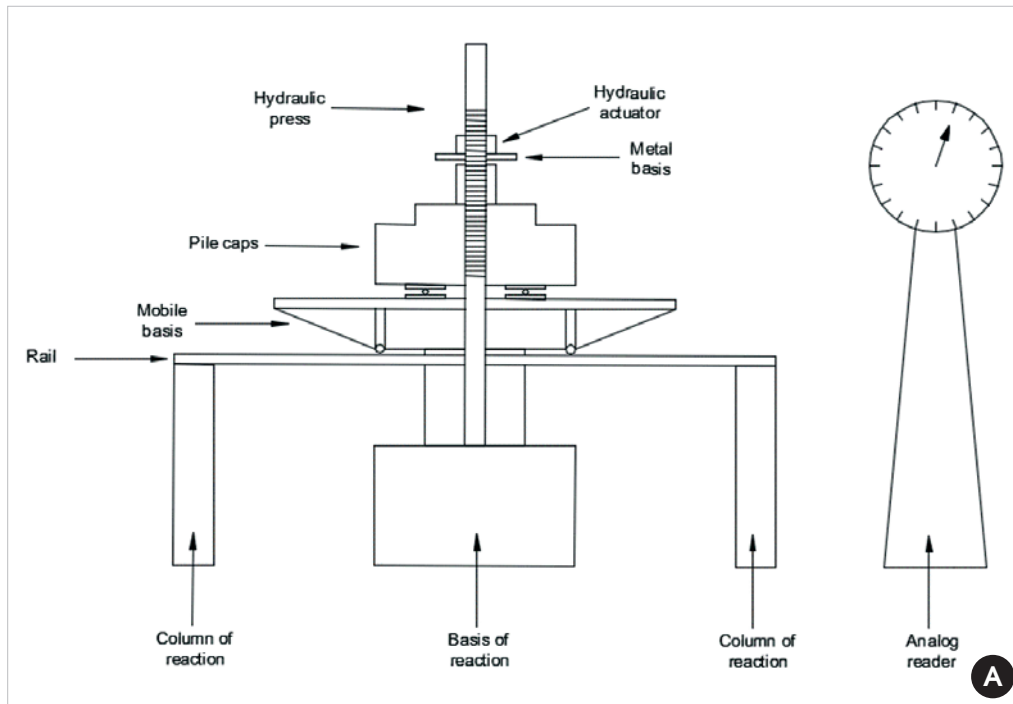


Figure 9 - Tests of two pile caps



Design of tests

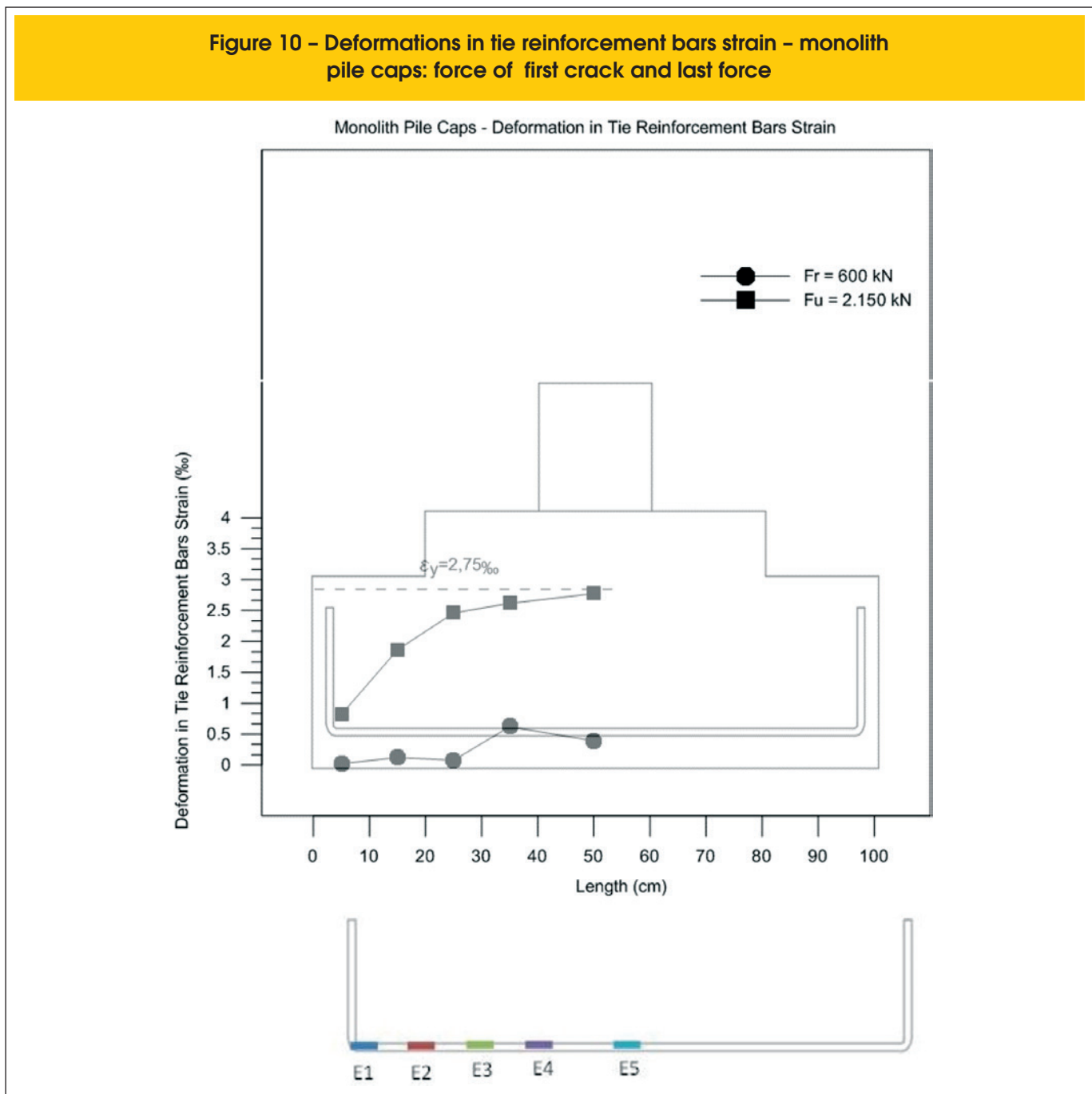


Illustrative picture of tests

was load equal to 1420 kN (Figure [11]), a corresponding performance at 66 % compared to the monolithic model. But the pile caps with smooth conformation of the walls of the socket and the column, supported a load equal to 780 kN (Figure [12]), obtaining performance of the 36 % when compared to monolithic model. Similarly the pile cap model with smooth conformation of the walls of the socket and the column, showed performance 55%, when compared with rough pile cap. The models of monolithic pile cap and precast pile caps with roughened walls, had collapsed by traction of strut, followed by concrete crushing. It was verified that the occurred yield of the steel bars.

The precast pile caps with smooth walls, to show rupture fragile, by punching shear in the background pile cap, near the piles (Figure [13]). This fact is explained by deficiency of bond between walls socket and column, what result that the load in the column was to the background of pile cap and not making the struts. In the Table [1], showed the relation between the ultimate load of pile caps and a comparison was performed between the same, with reference to the monolithic pile cap. The pile caps tested were design using the Blévo & Frémy Model [4], considering that the struts between column and pile. The stresses in the nodal zone were verified by recommendations of the Bra-

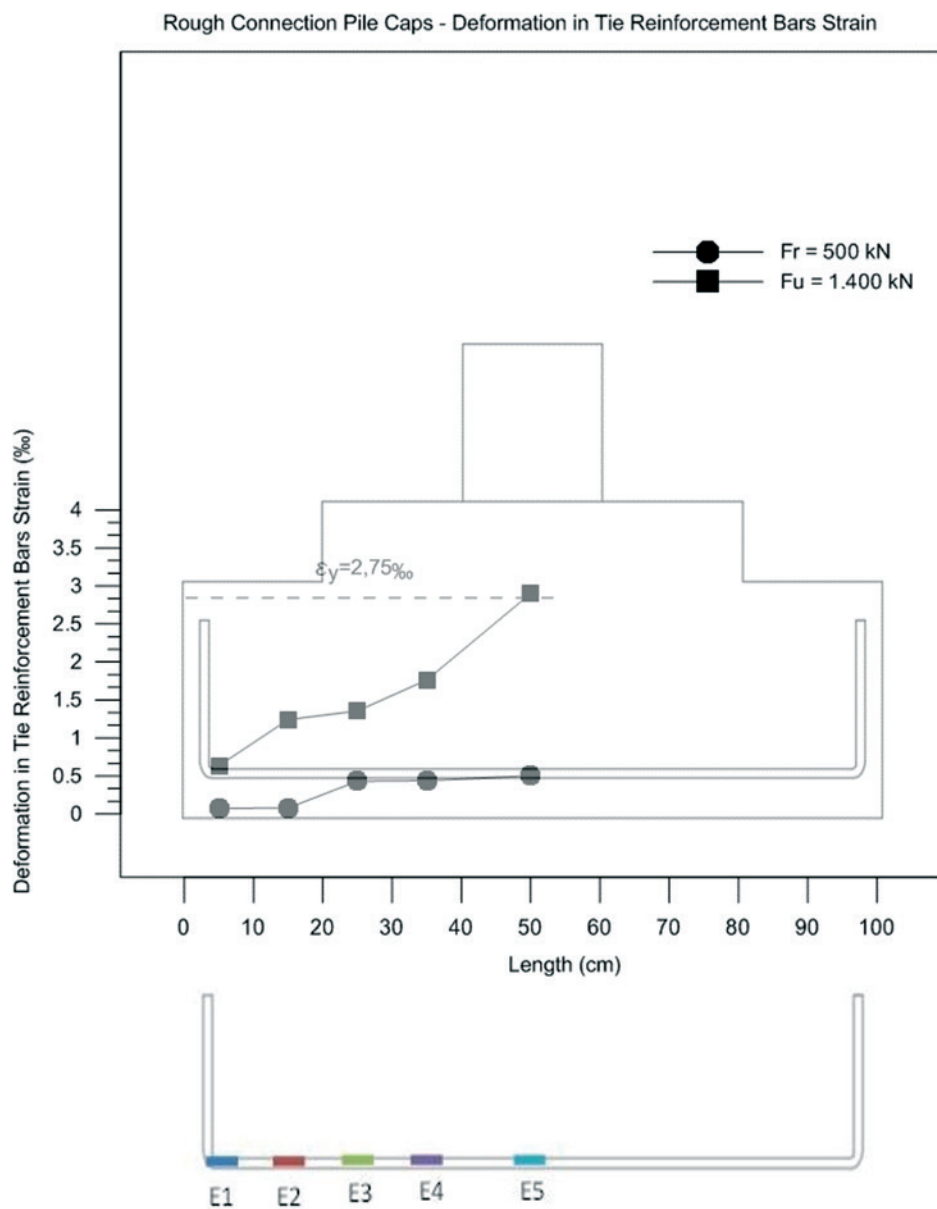
Figure 10 - Deformations in tie reinforcement bars strain - monolith pile caps: force of first crack and last force



zilian Code – ABNT 6118:2014 [3]. These analyzes are showed in the Table [2]. To design these stress, it not considered the increase coefficient of load and mitigation coefficients of the materials. In the Table [3], it was made the relations between the values of effective stress in the limited stress. It was observed that the rupture of monolithic model occurred by diagonal traction of strut, followed of the crushing of strut and after the yield of the tie. (see Figure [10]). It was observed that the limited stress recommendations by Brazilian Code – ABNT 6118:2014 [3] are conservatives, because not was considered the behavior of the biaxial concrete in the superior nodal zone.

In the experimental tests of precast pile caps in this research, the Blévet & Frémy Model [4] not showed adequate results. With reference to the monolithic model and stress limited established by Blévet & Frémy [4], the NBR 6118: 2014 [3], and the rupture load for each model, it was determined the theoretical inclinations of the strut and their respective heights useful and compared with experimental results. The results are show by Table [4] and Figure [14]. The results showed in the Table [3], indicate that the experimental values, when compared with the theoretical values are fairly representative for the monolithic and rough models, when using the recommendations of Blévet & Frémy [4]. When analyzing the

Figure 11 – Deformations in tie reinforcement bars strain – rough connection pile caps: force of first crack and last force



values obtained when used the criteria to NBR 6118: 2014 [3], it was found that the pile caps should have greater rigidity to be the conditions of nodal security.

With respect to the forces on the ties, there was a significant reduction when the steel bars of the tie through the inferior nodal zone near the pile. This reduction is caused by the favorable effect of the strut, which increases the frictional force at the interface of steel bars and concretes that region. Table [5] shows these results.

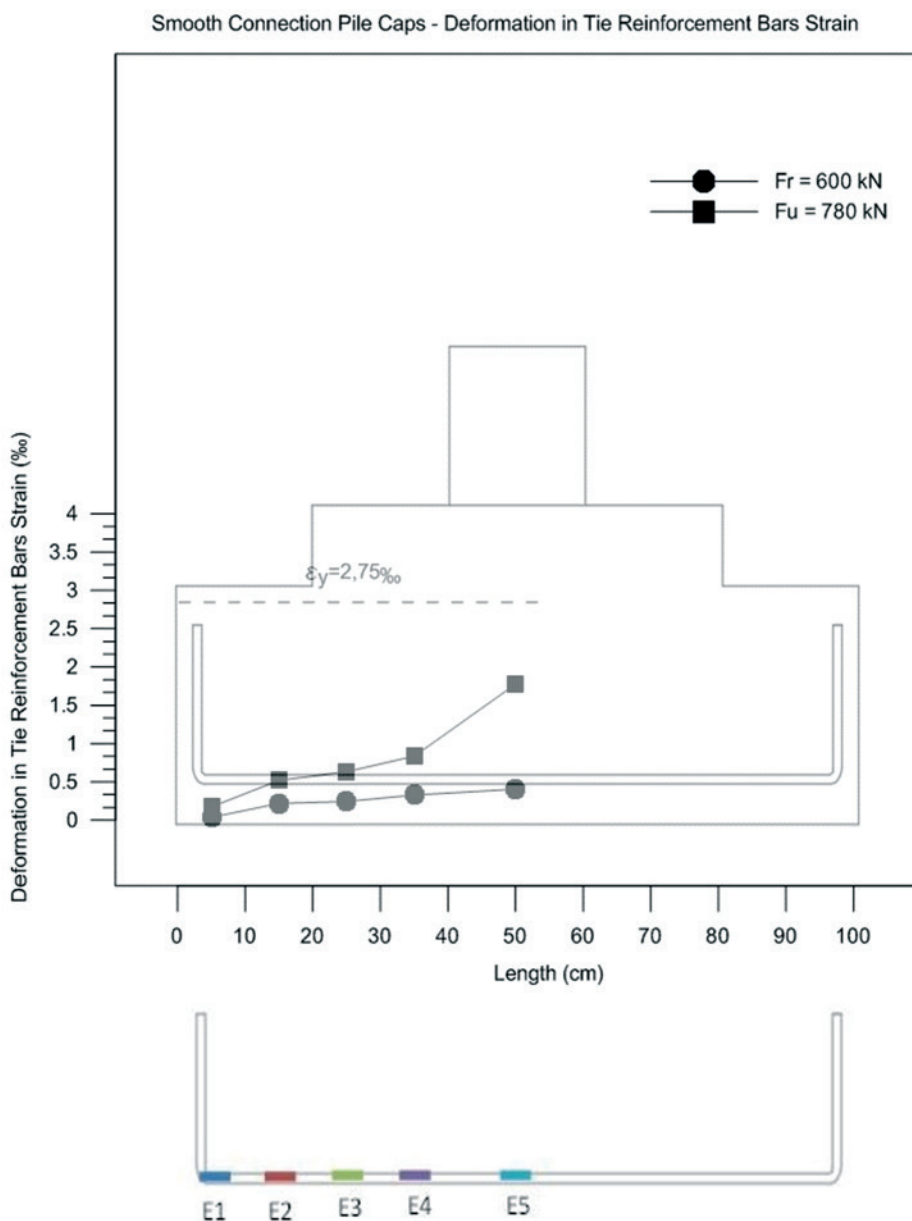
The results presented in Table [5], corroborate the results obtained by Adebar et al. [11] Miguel [12] & Giongo Delalibera [13] Barros & Giongo [14] and Delalibera & Giongo [15].

4. Conclusion

The model monolith, taken as a reference, was as expected, due to the model to design used, based on Model Blévoit & Frémy [4], with rupture load of 2,150.00 kN. The rupture was due to the traction diagonal, followed by crushing of the strut concrete.

The model precast pile cap with rough of wall of the socket and column had underperformed the monolith model, with rupture load equal to 1420.00 kN. The ruptures occurred by diagonal traction of the strut, following by crushing of strut concrete and yield of the steel bars of the tie.

Figure 12 - Deformations in tie reinforcement bars strain - smooth connection pile caps: force of first crack and last force



The model precast pile cap with smooth conformation of wall of the socket and column, had performance below the monolithic model. The rupture load was equal to 780 kN. The rupture occurred by punching of the background of the pile cap, near of piles. The steel bar of the tie has not shown yield, but occurred slip. The transfer of the load of column to pile was efficient in the rough model. This indicates that the roughness of the socket and of column it worked as shear key, which allowed the formation of struts, a fact confirmed also by cracking map of the tested model. For the pile caps with smooth conformation, the transfer of load of column to pile was inefficient, indicating the behavior of bending and shear. Due to the small length of inlay, the conformation smooth showed shear key, transferring the load directly to

background of the pile cap. This fact caused punching, what can be observed by cracking map in Figure [14]. Another fact which confirms this conclusion is the theoretical value calculated to inclination of strut, depending on the rupture load, generating a lower value than recommended by Blévet & Frémy [4], as shown in Table [4]. It was found that the strength of the strut decreases the tensile force in the tie, due to the increased friction in the inferior nodal region. The models of the monolithic pile cap and precast pile caps with the roughened conformation of the walls of the socket and the column showed characteristic behaviors of rigid pile cap, as determined by NBR 6118: 2014 [3]: the existence of the concrete compression struts, diagonal cracks of column going to the pile

Figure 13 - Curve load vs. displacement

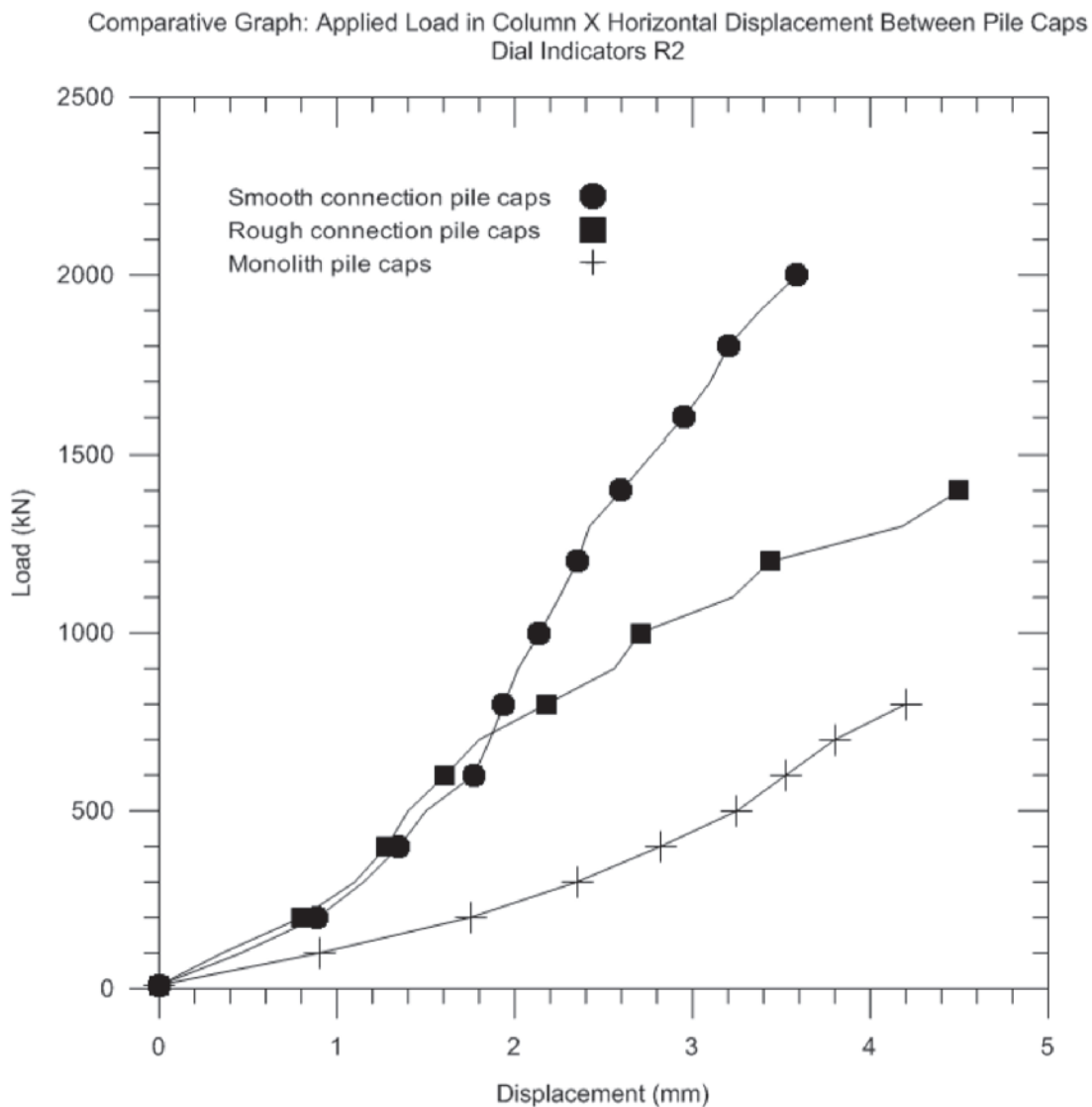


Table 1 – Load rupture of pile caps tested

Pile caps	F_u (kN)	$F_{u,Monolítico}/F_u$
Monolith	2150	1
Rough connection	1420	1,51
Smooth connection	780	2,76

and flexion-compression on the piles.

But the model of the precast pile cap with the smooth conformation of the walls of the socket and the column showed similar behavior

to flexible pile caps. Thus, it is evident that when using this type of conformation should work with larger inlays lengths, thus avoiding the fragile collapse, by puncturing the model.

5. Acknowledgements

To: Higher Education Personnel Improvement Coordination – CAPES for the financial support to perform the research that made it possible to write this paper.

To: Redimix Concrete Brazil S.A. for the supply of materials for molding the concrete used.

To Laboratory Carlos Campos Consultancy and Projects Ltd for the characterization of materials and the concrete dosage study.

At Prémoldado Industry Precast Ltd for the supply of steel bars used.

Table 2 – Strain in the superior and inferior nodal zone

Pile caps	$\sigma_{b,estaca}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{b,pilar}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{lim,estaca,Blévo}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{lim,estaca,NBR}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{lim,pilar,Blévo}$ (kN/cm ²)	$\sigma_{lim,pilar,NBR}$ (kN/cm ²)
Monolith	3,36	6,72	4,45	2,20	6,23	3,11
Rough connection	2,22	4,44	4,45	2,20	6,23	3,11
Smooth connection	1,22	2,44	4,45	2,20	6,23	3,11

Notes:

$\sigma_{b,estaca}$ stress in the strut close to the inferior nodal zone; $\sigma_{b,pilar}$ stress in the strut close to the superior nodal zone; $\sigma_{lim,estaca,Blévo}$ stress limite by Blévo & Frémy (4) method, $\sigma_{lim,estaca,Blévo} = f_{ck}$; $\sigma_{lim,estaca,NBR}$ stress limits stress limite by NBR 6118:2014 (3) method, $\sigma_{lim,estaca,NBR} = 0,6 \cdot \alpha_v \cdot f_{ck}$; $\sigma_{lim,pilar,Blévo}$ stress limits stress limite by Blévo & Frémy (4) method, $\sigma_{lim,pilar,Blévo} = 1,4 \cdot f_{ck}$; $\sigma_{lim,pilar,NBR}$ stress limits stress limite by NBR 6118:2014 (3) method, $\sigma_{lim,pilar,NBR} = 0,85 \cdot \alpha_v \cdot f_{ck}$.

Table 3 – Ratio between in the nodal zone

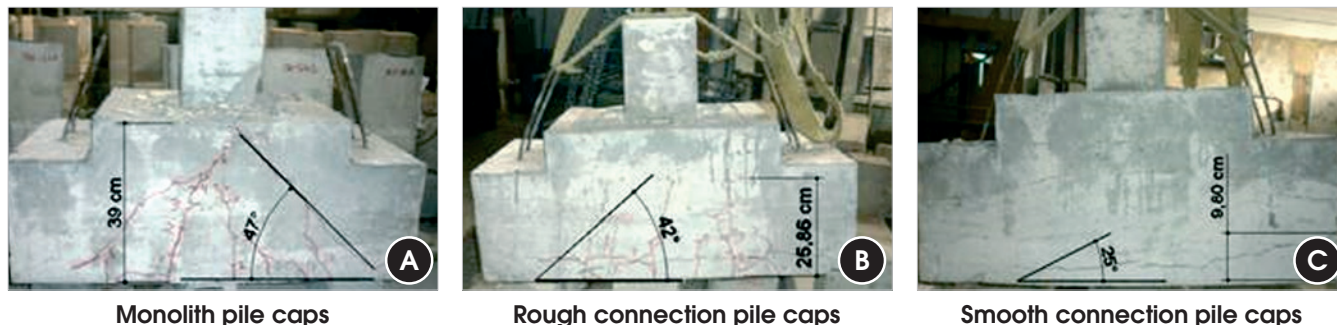
Pile caps	$\sigma_{b,estaca}/\sigma_{lim,estaca,Blévo}$	$\sigma_{b,pilar}/\sigma_{lim,pilar,Blévo}$	$\sigma_{b,estaca}/\sigma_{lim,estaca,NBR}$	$\sigma_{b,pilar}/\sigma_{lim,pilar,NBR}$
Monolith	0,76	1,08	1,53	2,16
Rough connection	0,50	0,71	1,00	1,43
Smooth connection	0,27	0,39	0,55	0,78

Table 4 – Inclination of the strut, in function of the forces

Pile caps	$\theta_{Blévo}$ (°)	$\theta_{NBR 6118:2014}$ (°)	$h_{Blévo}$ (cm)	h_{NBR} (cm)	θ_{Exper} (°)	h_{Exper} (cm)
Monolith	60,23	60,23	40,00	40,00	47,00	39,00
Rough connection	39,17	64,07	21,30	46,13	42,00	25,86
Smooth connection	27,91	52,36	15,60	22,90	–	9,80

$\theta_{Blévo}$ inclination angle of the strut, using the recommendation of Blévo & Frémy (4); $\theta_{NBR 6118:2014}$ inclination angle of the strut, using the recommendation of ABNT NBR 6118:2014 (3); $h_{Blévo}$ height of the block, using the recommendation of Blévo & Frémy (4); h_{NBR} height of the block, using the recommendation of ABNT NBR 6118:2014 (3); θ_{Exper} inclination angle of the strut, obtained experimentally; h_{Exper} height of the block, obtained experimentally.

Figure 14 – Pile caps tested – identification of angle of inclination of the struts



6. Bibliographical references

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] MUNHOZ, F.S. (2004). Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). Semelles sur pieux. Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, v. 20, n. 230.
- [5] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1990). CEB-FIP Model code for concrete structures. Bulletin D'Information, Paris, n. 203-205, July.
- [6] SCHLAICH, J.; SCHAFER, K.; JENNEWAIN, M. (1987). Toward a consistent design of reinforced structural concrete. Journal of Prestressed Concrete Institute, v. 32, n. 3, May-June;
- [7] EL DEBS, M. K.; Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. 1ª ed. São Carlos, SP, Publicações EESC-USP, 2000.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 9062:2006 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2007.
- [9] EN 1991-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European standard, 2004.
- [10] FUSCO, P. B. (1994). Técnicas de armar estruturas de concreto. Editora Pini Ltda., São Paulo.
- [11] ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. ACI Journal, v. 87, p. 81-91, Jan/Feb;
- [12] MIGUEL, G. M. (2000). Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos;
- [13] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S.. Deformation in the strut of two pile caps. IBRACON Structural and Material Journal, v.1, n.2, p. 121-157, June, 2008.
- [14] BARROS, R.; GIONGO, J. S.. Estudo experimental de blocos de fundação com cálice externo, embutido e parcialmente embutido considerando interface lisa. IBRACON Structural and Material Journal, v.6, n.5, p. 737-764, October, 2013.
- [15] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S.. Numerical analysis of two pile caps with sockets embedded, subject the eccentric compression load. IBRACON Structural and Material Journal, v.6, n.3, p. 436-474, June, 2013.

Table 5 – Forces on tie reinforcement bars strain

Pile caps	R_{sty} (kN)	$R_{st,5}$ (kN)	$R_{st,3}$ (kN)	$R_{sty}/R_{st,5}$	$R_{st,3}/R_{st,5}$	Condition
Monolith	449,57	346,93	238,30	1,89	0,69	Not yield
Rough connection	449,57	449,57	162,42	1,0	0,36	Yield
Smooth connection	449,7	217,00	42,88	2,07	0,20	Not yield

R_{sty} , tensile force on tie reinforcement bars strain, on yield of reinforcement bars; $R_{st,5}$, tensile force on tie reinforcement bars strain, measured at 5 position (see Figure (07)); $R_{st,3}$, tensile force on tie reinforcement bars strain, measured at 3 position (see Figure (07)).

The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps

A influência da ligação pilar-bloco nos mecanismos de ruptura de blocos de fundação sobre duas estacas



A. C. MESQUITA ^a
www.srocha.eng.br

A. S. ROCHA ^a
www.srocha.eng.br

R. G. DELALIBERA ^b
delalibera@ufu.br

W. A. DA SILVA ^c
wellington_andrade@ufg.br

Abstract

The paper analyzes the two pile caps with partially embedded socket and subject a center load. Three models were experimentally tested, varying the type of conformation of the column and walls of the socket, with a smooth, the other rough, and a monolithic two pile cap, used for reference. The roughening of the column-socket interface was examined with the aim of verifying the difference of the distribution of compressive and tensile stresses in the strut and tie model used for design. The experimental test to show that the two pile caps with conformation rough of the column and walls of the socket, support more load in comparison with two pile caps with smooth of the column and walls of the socket. Both however underperformed the monolithic two pile cap, with values of 66% and 36% respectively.

Keywords: two pile caps, reinforced concrete, foundations.

Resumo

O trabalho analisa o comportamento de blocos sobre duas estacas com cálice parcialmente embutido, submetidos à ação de força centrada. Foram ensaiados experimentalmente três modelos, variando-se o tipo de conformação das paredes dos pilares e do cálice, sendo uma lisa, outra rugosa e um bloco monolítico, utilizado para referência. A rugosidade na interface pilar-cálice foi analisada, com o intuito de verificar a diferença das distribuições dos fluxos de tensões de compressão e tração no modelo de biela e tirante empregado no dimensionamento e, conseqüentemente, o comportamento estrutural. As análises experimentais constataram que o modelo com conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentou capacidade resistente superior ao modelo com conformação lisa. Ambos, porém tiveram desempenho inferior ao bloco monolítico, com valores de 66% e 36% respectivamente.

Palavras-chave: blocos sobre duas estacas, concreto armado, fundações.

^a CMEC, UFG, SRocha Consultoria e Projetos Ltda, Goiânia, GO, Brasil;

^b Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, Uberlândia, MG, Brasil;

^c Universidade Federal de Goiás, Regional Catalão, Faculdade de Engenharia, Catalão, GO, Brasil.

1. Introdução

1.1 Considerações iniciais

As fundações são compostas por elementos de ligação entre a superestrutura e o solo, cuja finalidade é transferir ao terreno as ações que a estrutura está submetida. Elas são separadas em dois grupos: as fundações superficiais e as fundações profundas. A distinção entre esses dois tipos de fundações é feita segundo o critério de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não atinja a superfície do terreno. Como os mecanismos de ruptura de base atingem geralmente duas vezes sua menor dimensão, a norma ABNT NBR 6122:2010 [1] determina que as fundações profundas sejam aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão e pelo menos 3 metros de profundidade.

A escolha do tipo de fundação conveniente para cada edificação depende de alguns fatores, como a tecnologia construtiva disponível na região da edificação, condições econômicas, características geotécnicas do terreno, intensidade das ações, edificações limítrofes, entre outras. De posse desses fatores e das combinações entre eles, o engenheiro determina qual tipo de fundação adequada para cada situação. Por meio de estudos sobre a escolha do tipo de fundação a ser utilizada em uma determinada obra, quando a fundação for com estacas, faz-se necessário a construção de outro elemento estrutural: o bloco de coroamento ou também denominado bloco sobre estacas. Estes blocos de fundação são estruturas de volume que têm a função de solidarizar as cabeças das estacas e transferir de forma eficaz as ações dos pilares aos elementos de fundação. Apesar da importância do elemento bloco de fundações, ele não permite a inspeção visual quando em serviço. Sendo assim, é importante o conhecimento de seu comportamento. Os modelos mais adequados ao dimensionamento de estruturas de volume são os modelos tridimensionais e bielas e tirantes.

As dimensões em planta dos blocos sobre estacas dependem da disposição das estacas, adotando-se, em geral, o menor espaçamento possível entre elas, para evitar a necessidade da utilização de armadura de suspensão entre as mesmas. Esse espaçamento é adotado igual a 2,5 vezes o seu diâmetro no caso de estacas pré-moldadas e 3,0 vezes o diâmetro se as estacas forem mol-

dadas no local. Quando se estabelece as distâncias mínimas entre as estacas, evita-se o efeito de grupo nas estacas do bloco de coroamento. Deve-se ainda respeitar uma distância mínima entre as faces das estacas e as extremidades do bloco, com intuito de melhorar as condições de ancoragens das barras de aço principais de tração-tirante, conforme MUNHOZ [2].

O comportamento estrutural e o dimensionamento dependem da classificação do bloco quanto à rigidez, utilizando-se os mesmos critérios das sapatas, segundo a ABNT NBR 6118:2014 [3]. No caso de blocos rígidos podem-se adotar para o dimensionamento e detalhamento dos blocos, modelos estruturais tridimensionais lineares ou não-lineares e modelos de bielas e tirantes tridimensionais, sendo esses últimos preferenciais por definirem com melhor eficiência a distribuição de forças no interior do bloco. A ABNT NBR 6118:2014 [3] não traz em seu texto recomendações para verificação e dimensionamento deste elemento, apenas sugere quais os critérios a ser utilizados e recomendações dos valores das tensões limites junto às zonas nodais inferior (junto à estaca) e superior (junto ao pilar). Contudo, não há recomendações da determinação da forma geométrica das bielas (ou escoras).

Ao utilizar modelo de bielas e tirantes, considera-se a formação de regiões descontínuas (conhecidas como regiões D), que são regiões onde a distribuição de tensões é não linear e que não são válidas as hipóteses de Bernoulli (conhecidas como regiões B, onde há variação linear na tensão atuante na seção transversal). Neste modelo, as verificações de compressão nas bielas são oriundas do Modelo de Blévoit & Frémy [4]. As tensões nas regiões nodais, sugeridas pela ABNT NBR 6118:2014 [3] (entende-se por regiões nodais as ligações estaca-bloco e pilar-bloco) têm valores inferiores às tensões limites sugeridos por Blévoit & Frémy [4], pois consideram o efeito deletério das tensões de tração junto às zonas nodais com existência de tração. Porém, junto às zonas nodais em que não ocorre tração, ou seja, nós com compressão apenas, a ABNT NBR 6118:2014 [3] não considera o efeito do comportamento triaxial do concreto, reduzindo o valor da tensão nodal igual a $0,58n f_{cd}$ (ou $0,27n \alpha_v n f_{cd}$) em função do efeito Rűch, do efeito do aumento da resistência do concreto ao longo do tempo, do fator de forma e velocidade entre os ensaios dos corpos-de-prova e do comportamento da estrutura. O Código Modelo do CEB-FIP [5] sugere geometrias para os nós das regiões nodais, sendo possível realizar as verificações de tensões nessas regiões.

Figura 1 - Propriedades geométricas do bloco monolítico

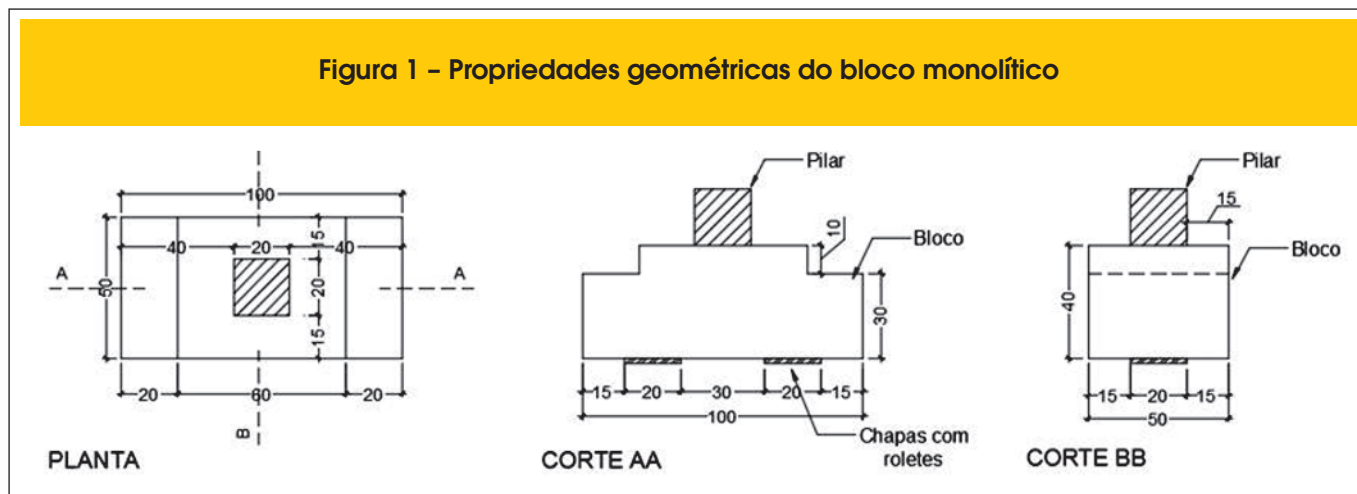
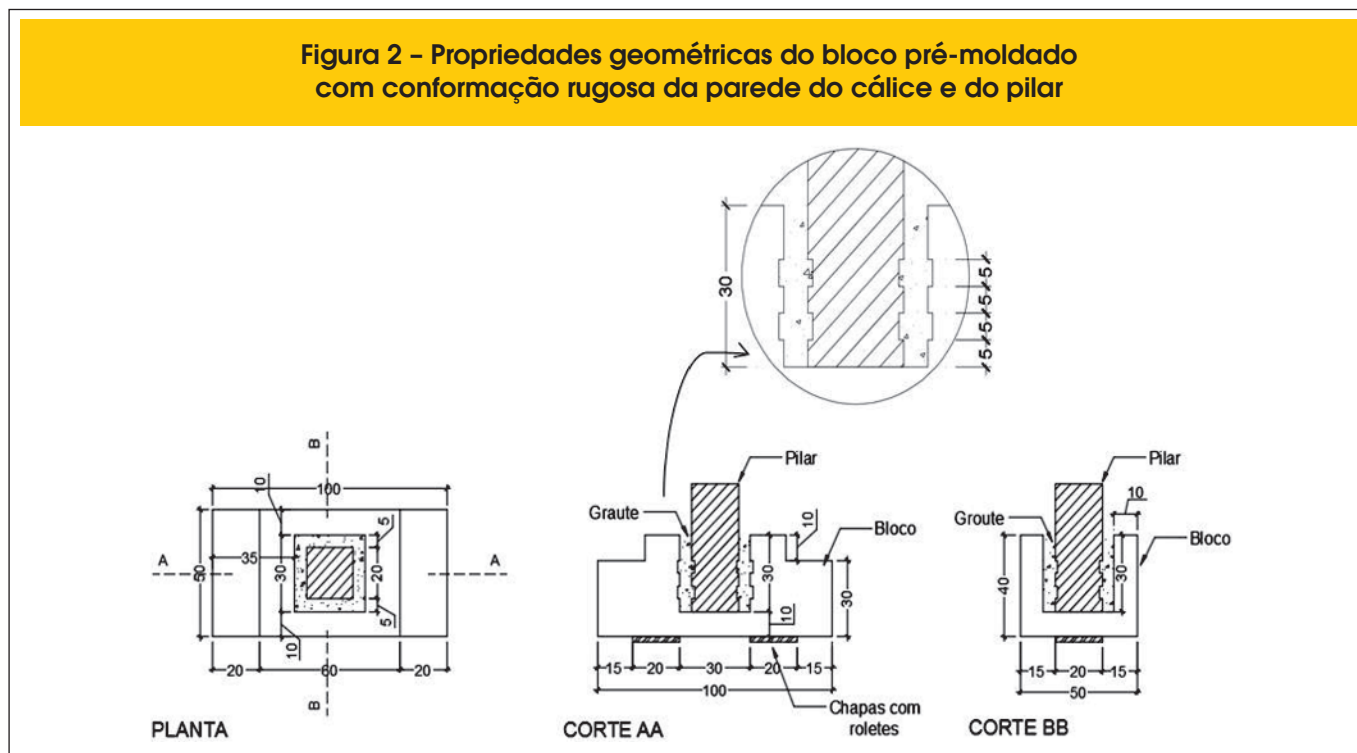


Figura 2 – Propriedades geométricas do bloco pré-moldado com conformação rugosa da parede do cálice e do pilar



O modelo de bielas e tirantes pode ser adotado considerando o fluxo de tensões na estrutura, utilizando o processo do caminho das mínimas forças, sugerido por Schlaich et al. [6]. Estas tensões podem ser obtidas por meio de uma análise elástica e linear ou não-linear, utilizando métodos numéricos, como por exemplo, o método dos elementos finitos.

Ao utilizar estruturas pré-moldadas é necessário, após a execução das estacas e do bloco, a colocação do pilar. Posteriormente, é imprescindível garantir a solidarização da superestrutura com a fundação. Utiliza-se então um elemento de ligação (O elemento de ligação entre o pilar e o bloco poderá ocorrer por meio de chapa de base, por emenda das barras de aço da armadura com graute e bainha, por emenda de armaduras salientes e por cálice, a qual será estudada neste trabalho), que tem como principal objetivo estrutural a transferência dos esforços entre os elementos pilar e bloco, e permitir a interação estrutural entre os mesmos. Essas ligações são regiões de descontinuidade, onde ocorrem concentrações de tensões e constituem um ponto delicado no que se refere ao dimensionamento e montagem das estruturas de concreto pré-moldado, por possuírem grande influência no comportamento estrutural das mesmas.

A união da superestrutura, por meio de cálice, no bloco de fundações é realizada embutindo um trecho do pilar (comprimento de embutimento) em uma abertura do elemento de fundação que possibilite seu encaixe. Normalmente o cálice é construído sobre o bloco, mas utilizam-se também blocos com cálice embutido ou parcialmente embutido.

1.2 Justificativa

Utilizar o sistema construtivo com concreto pré-moldado é uma maneira de se industrializar o processo de construção civil. Este sistema, por ser produzido em indústrias, permite o cumprimento

dos prazos contratados, a redução do desperdício de materiais e mão de obra, maior controle de qualidade, produtividade e racionalidade. No Brasil, o tipo de ligação mais usual é a que utiliza blocos sobre estacas com cálice.

Este trabalho justifica-se, entre outros motivos, pela importância que o elemento estrutural bloco sobre estacas têm na estrutura de uma edificação. A impossibilidade de se inspecionar visualmente o comportamento deste elemento quando em serviço, a falta de conhecimento da forma geométrica das bielas de compressão, a incerteza dos mecanismos de transmissão das ações atuantes no pilar para o bloco, os modos de ruína, além de poucas informações técnicas existentes no meio técnico corroboram a necessidade desta pesquisa.

Outro fator interessante é contribuir com informações referentes aos estudos das interferências e conseqüências que os diferentes tipos de superfície de contato entre as paredes do cálice e do pilar exercem tanto no comportamento da ligação, bem como no desempenho do elemento estrutural.

1.3 Objetivos

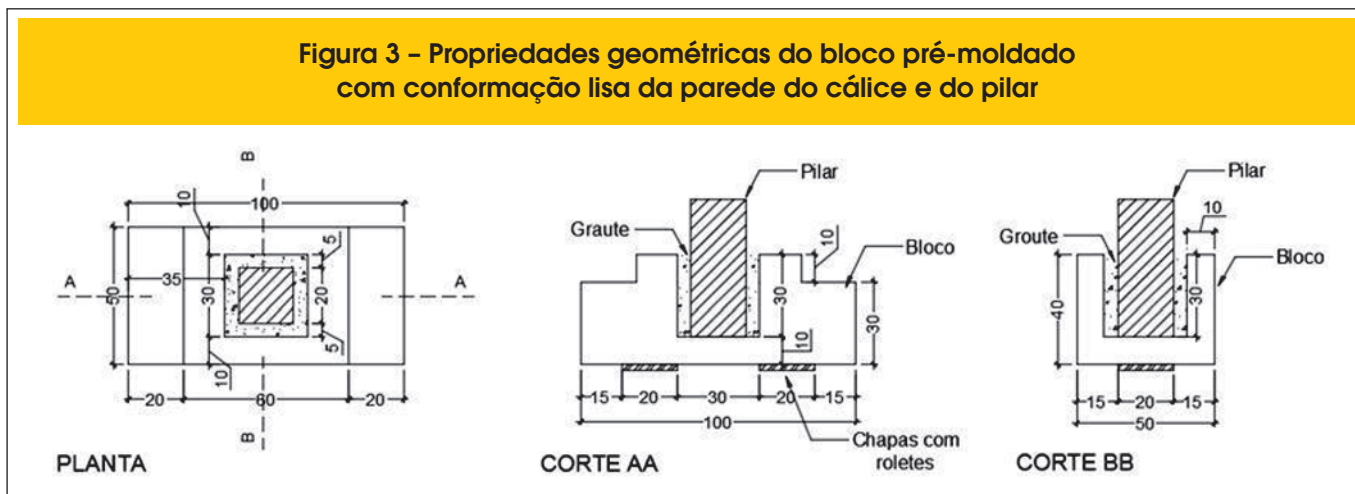
O objetivo deste trabalho consiste em analisar e discutir o comportamento estrutural da ligação pilar-fundação por meio da ligação do tipo cálice em blocos sobre duas estacas, através de análises experimentais.

2. Programa experimental, materiais e métodos

2.1 Propriedades geométricas dos modelos

Para este trabalho, foram construídos três modelos de blocos de concreto armado, sendo um monolítico (pilar e bloco concretados

Figura 3 – Propriedades geométricas do bloco pré-moldado com conformação lisa da parede do cálice e do pilar



juntos – figura [1]), tomado como referência e dois modelos de blocos para pilares pré-moldados. Um dos modelos para pilares pré-moldados possui a interface cálice-pilar com superfície rugosa (figura [2]) e o outro tem interface cálice-pilar com superfície lisa (figura [3]).

Conforme sugerido por EL DEBS [7], a parede do cálice (h_c) deve ser o maior valor entre 10 centímetros e um terço da abertura

do cálice ($\frac{hx_{int}}{3}$ e $\frac{hy_{int}}{3}$). Desta forma, o valor adotado foi igual a

10 centímetros (figura [4]).

A distância entre os apoios das estacas foi definida de modo a ser o ângulo de inclinação da biela em relação ao plano horizontal $\alpha = 60,23^\circ$. A inclinação da biela em relação ao plano horizontal foi obtida em função do arcotangente da altura útil do bloco (altura total igual a 40 cm e altura útil igual a 35 cm) e em relação à distância medida entre o eixo da estaca até a um quarto da dimensão do pilar, medida no sentido do eixo longitudinal do bloco. Este valor é inferior ao valor limite permitido pela ABNT NBR 6118:2014 [3], cujo ângulo é igual a $63,43^\circ$. Dessa forma, a distância entre os eixos dos apoios das estacas foi adotada igual 50 centímetros. Fez-se necessário esta distância em função da limitação

de espaço para a utilização do equipamento de ensaio no interior do laboratório.

O comprimento de embutimento (l_{emb}), definido pela ABNT NBR 9062:2006 [8], para pilares pré-moldados com paredes rugosas, é de 40 centímetros. A rugosidade deve ser igual a 1 centímetro a cada 10 centímetros. Porém, por critério de projeto, adotou-se o comprimento de embutimento (l_{emb}) de 30 centímetros e a rugosidade de 5 centímetros a cada 10 centímetros. Estes valores foram adotados pela facilidade de construção desta superfície na indústria ou na obra, ao utilizar ripas de madeira encontradas comercialmente, com dimensões de 5 e 1 cm. Apesar do comprimento de embutimento ser menor do que especificado pela ABNT NBR 9062:2006 [8], ele está de acordo com a EN 1991 [9], dado por $1,2h_x$ ou $1,2h_y$, sendo h_x e h_y definidos como as dimensões do pilar.

Outro item recomendado pela ABNT NBR 9062:2006 [8] para a determinação do comprimento de embutimento do pilar, refere-se ao comprimento necessário para a ancoragem das barras de aço da armadura do pilar para transferência de tensões para o bloco. Este comprimento de embutimento l_{emb} deve ser superior ao comprimento de ancoragem. No caso do trabalho, considerando o diâmetro das barras de aço longitudinais nervuradas do pilar iguais a

Figura 4 – Blocos sobre estacas

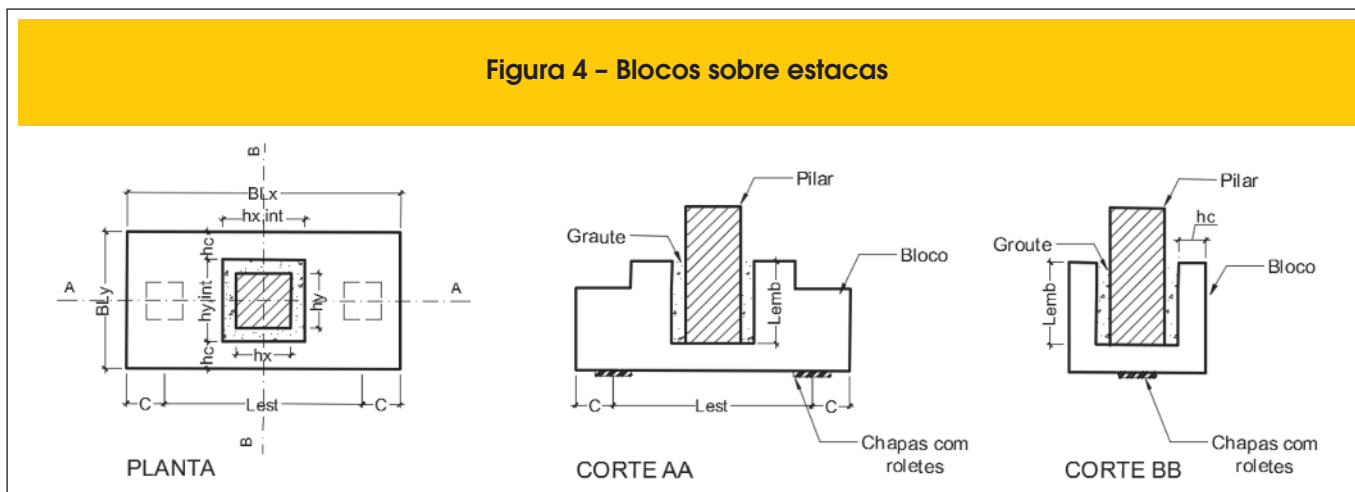
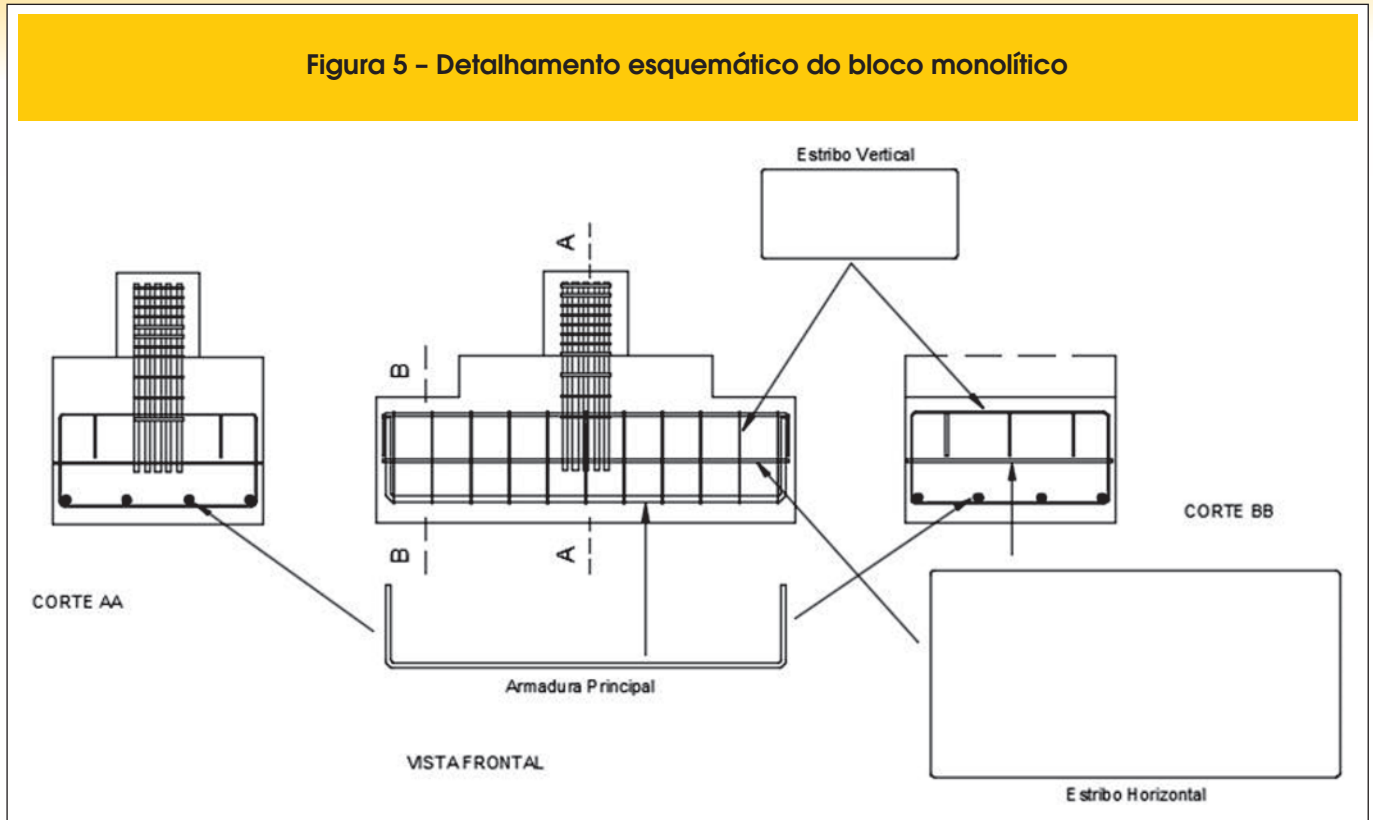


Figura 5 - Detalhamento esquemático do bloco monolítico



dezesseis milímetros, classe CA-50, condição de boa aderência e concreto com resistência média à compressão igual a 48,0 MPa, o valor deste comprimento seria de 18,4 centímetros.

A ABNT NBR 6118:2014 [3] indica ainda um efeito favorável da biela junto ao pilar, (descritos nos itens 9.4.2.5 e 22.7.4.14), devido à existência de grande concentração de tensões de compressão

Figura 6 - Detalhamento esquemático dos blocos pré-moldados com conformações rugosas e lisas das paredes dos cálices e dos pilares

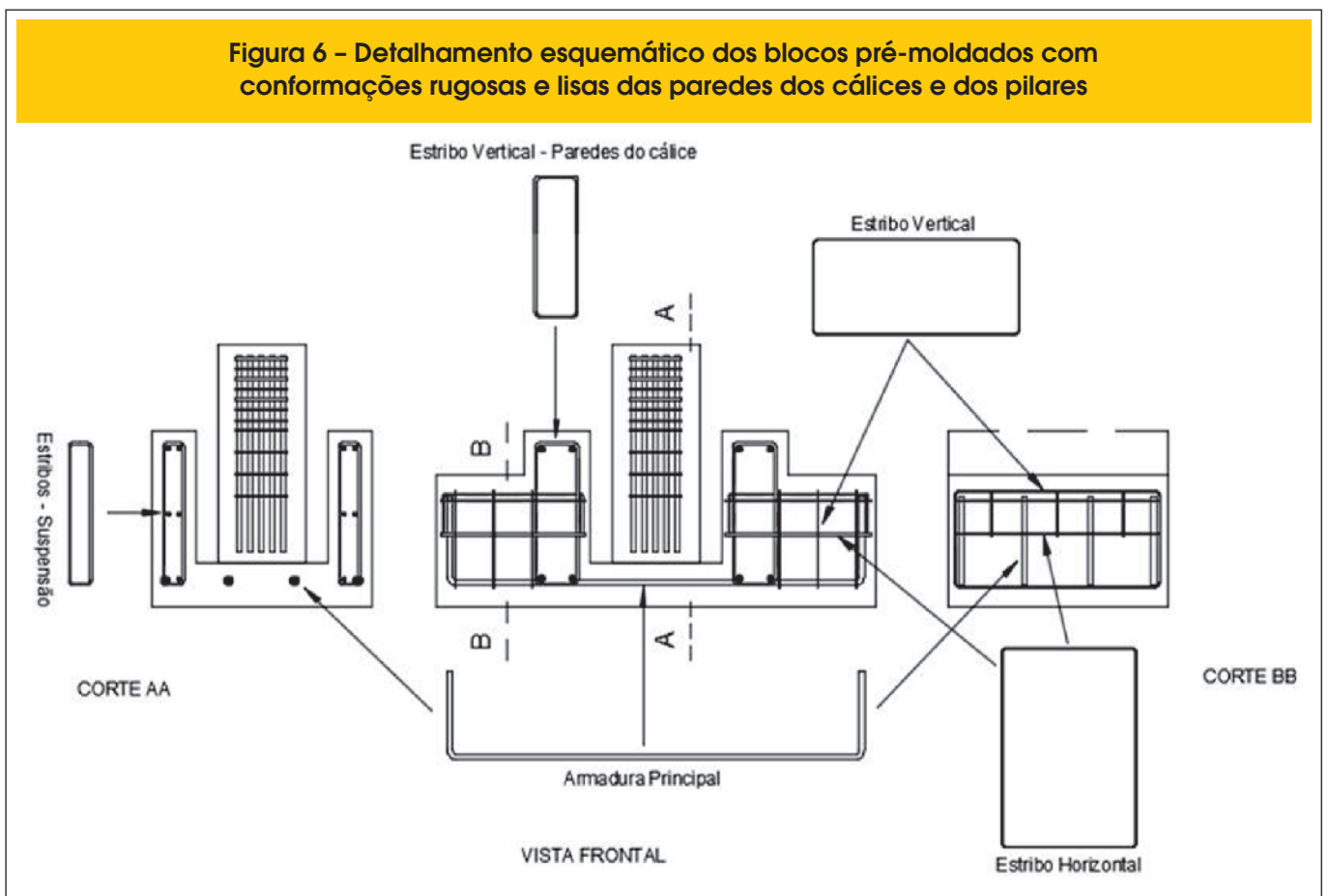
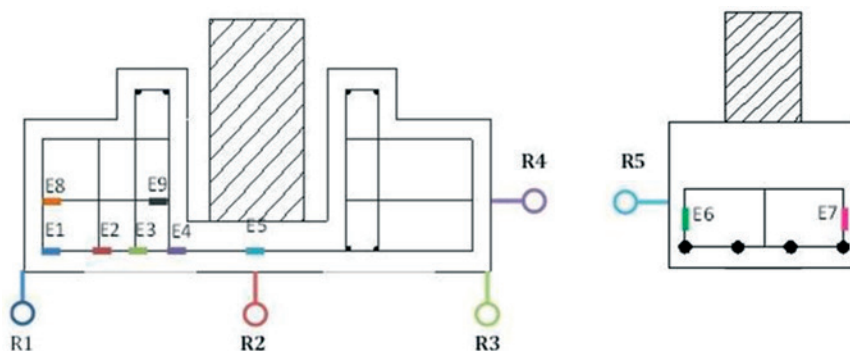


Figura 7 – Mapeamento das posições dos extensômetros elétricos de resistência e dos relógios comparadores nos blocos



nesta região, podendo ser aplicado um coeficiente redutor para o comprimento de embutimento l_{emb} que, segundo Fusco [10] é igual a 0,60, ou seja, $l'_{emb} = 0,60 \times l_{emb}$, o que resultou um valor igual a 11 centímetros.

2.2 Concreto

A construção dos blocos foi feita utilizando-se concreto autoadensável. Este concreto foi produzido no laboratório de estruturas do CMEC (Curso de Mestrado em Engenharia Civil – UFG). A utilização deste concreto justifica-se pelas pesquisas desenvolvidas pelo CMEC a cerca do concreto autoadensável. Os materiais para construção do mesmo foram doados pela empresa Concreto Redimix do Brasil S.A.. A caracterização dos materiais e o estudo de dosagem foram feitos pelo Laboratório Carlos Campos Consultoria e Projetos Ltda.

O traço em massa do concreto utilizado na moldagem dos blocos foi igual a 1 : 2,05 ; 1,36 ; 1,14 ; 0,76 : 0,67 (cimento, areia natural, areia artificial, brita 0, brita 1 e relação água cimento – a/c). Para atingir a fluidez e coesão necessárias, ainda foram utilizados 0,6% de aditivo polifuncional, 0,4% de aditivo superplastificante e 6% de sílica ativa, ambos em relação ao consumo de cimento.

Para obter as propriedades mecânicas do concreto endurecido, realizaram-se ensaios de resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndrico, resistência à tração por compressão diametral e ensaio de módulo de elasticidade.

As resistências médias à compressão e à tração do concreto utilizado na moldagem dos blocos, aos 28 dias, teve valores iguais a 44,5 MPa e 4,04 MPa respectivamente. O módulo de elasticidade foi igual a 31,2 GPa.

Para os pilares utilizou-se microconcreto tipo graute industrial, marca Bautech, com resistências médias à compressão e à tração superiores as dos blocos, com valores iguais a 48,0 MPa e 4,2 MPa. O módulo de elasticidade aferido foi igual a 22,0 GPa.

Os elementos estruturais foram moldados separadamente: primeiro os blocos e posteriormente os pilares, com seus respectivos concretos.

Após a cura e desforma, os pilares pré-moldados foram colocados nos respectivos blocos e concretados com microconcreto tipo graute.

2.3 Armadura

As barras de aço utilizadas para montagem da armadura foram da marca Gerdau, doadas pela empresa Prémoldado Indústria de Pré-Moldados Ltda, sendo executados os serviços de corte e dobra mecânica em sua sede. Posteriormente, as mesmas foram montadas no laboratório de estruturas do CMEC (Curso de Mestrado Em Engenharia Civil – UFG).

Os blocos foram detalhados com 4 barras de 16 milímetros com aço classe CA-50 para a armadura principal de tração (tirante); estribos horizontais e verticais com diâmetros de 6,3 milímetros, espaçados a cada 10 centímetros. A Figura [5] detalha da armadura utilizada no modelo do bloco monolítico enquanto a

Figura 8 – Detalhe dos conjuntos de chapas metálicas apoiadas sobre roletes metálicos para simulação das estacas

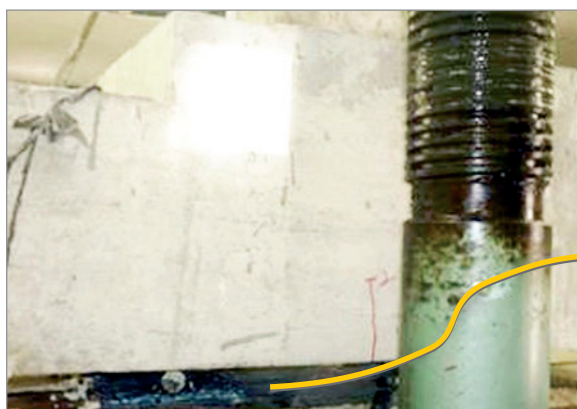
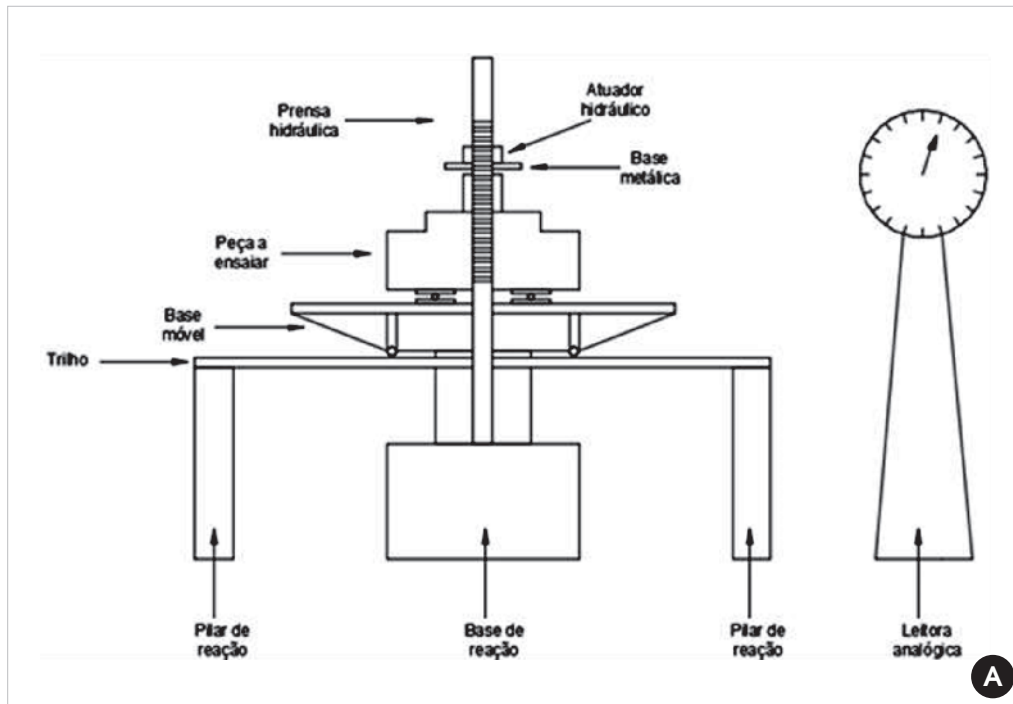


Figura 9 – Ensaio de blocos sobre duas estacas



Esquema de ensaio



Foto ilustrativa do ensaio

Figura [6] detalha as armaduras utilizadas nos modelos dos blocos pré-moldados.

O valor médio da resistência ao escoamento (f_{yk}) das barras de aço de 16 mm foi igual a 559 MPa e a deformação das barras de aço relativa à esta resistência (ϵ_y) igual a 3,46‰. Para as barras de 6,3 mm, obteve-se para o valor para f_{yk} igual a 523 MPa e ϵ_y igual a 2,77‰.

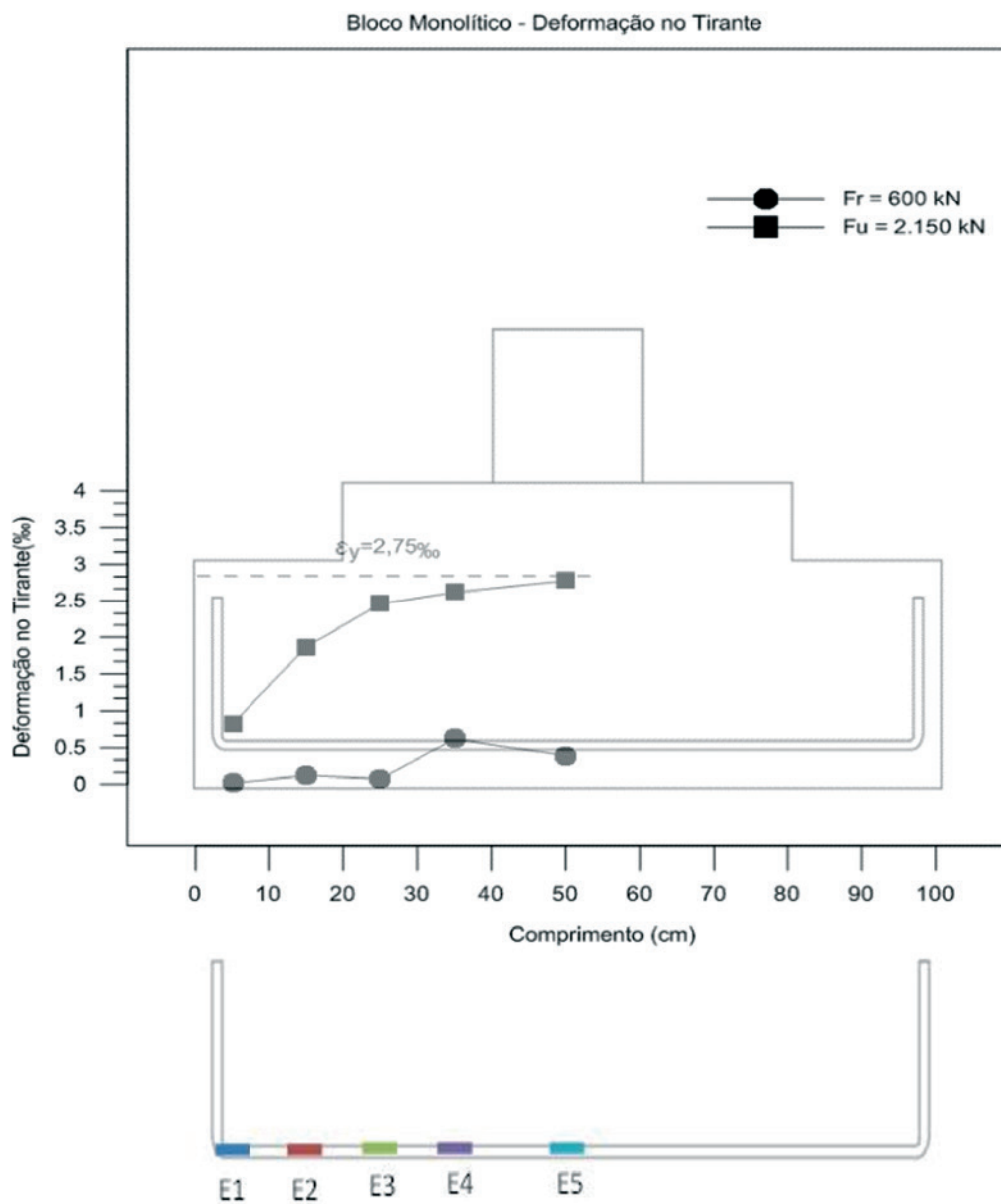
2.4 Forma

As formas para moldagem das peças foram montadas utilizando-

-se chapa madeira de compensada plastificada com 18 milímetros de espessura, fornecidas, cortadas e montadas pelo laboratório de estruturas do CMEC (Curso de Mestrado Em Engenharia Civil – UFG).

Para a construção da superfície rugosa no modelo com rugosidade na interface cálice-pilar, foram posicionados peças de isopor, com espessura de 1,0 centímetros. Também foram colocadas peças de isopor nas posições das estacas, para posterior encaixe das chapas metálicas que substituíram as mesmas. Estas chapas metálicas, que estavam apoiadas sobre roletes, tinham espessuras de 20,0 milímetros.

Figura 10 - Deformações no tirante principal de tração - bloco monolítico: força 1ª fissura e força última



2.5 Instrumentação

Analisaram-se as deformações das barras de aço da armadura principal de tração do bloco (tirante), dos estribos horizontais e verticais. Os deslocamento relativos utilizados para a obtenção das deformações, foram feitas por meio de 9 extensômetros elétricos de resistência, com bases iguais a 5,0 milímetros, da marca Excel Sensores.

Para medir os deslocamentos horizontais nos blocos, foram colocados 5 relógios comparadores.

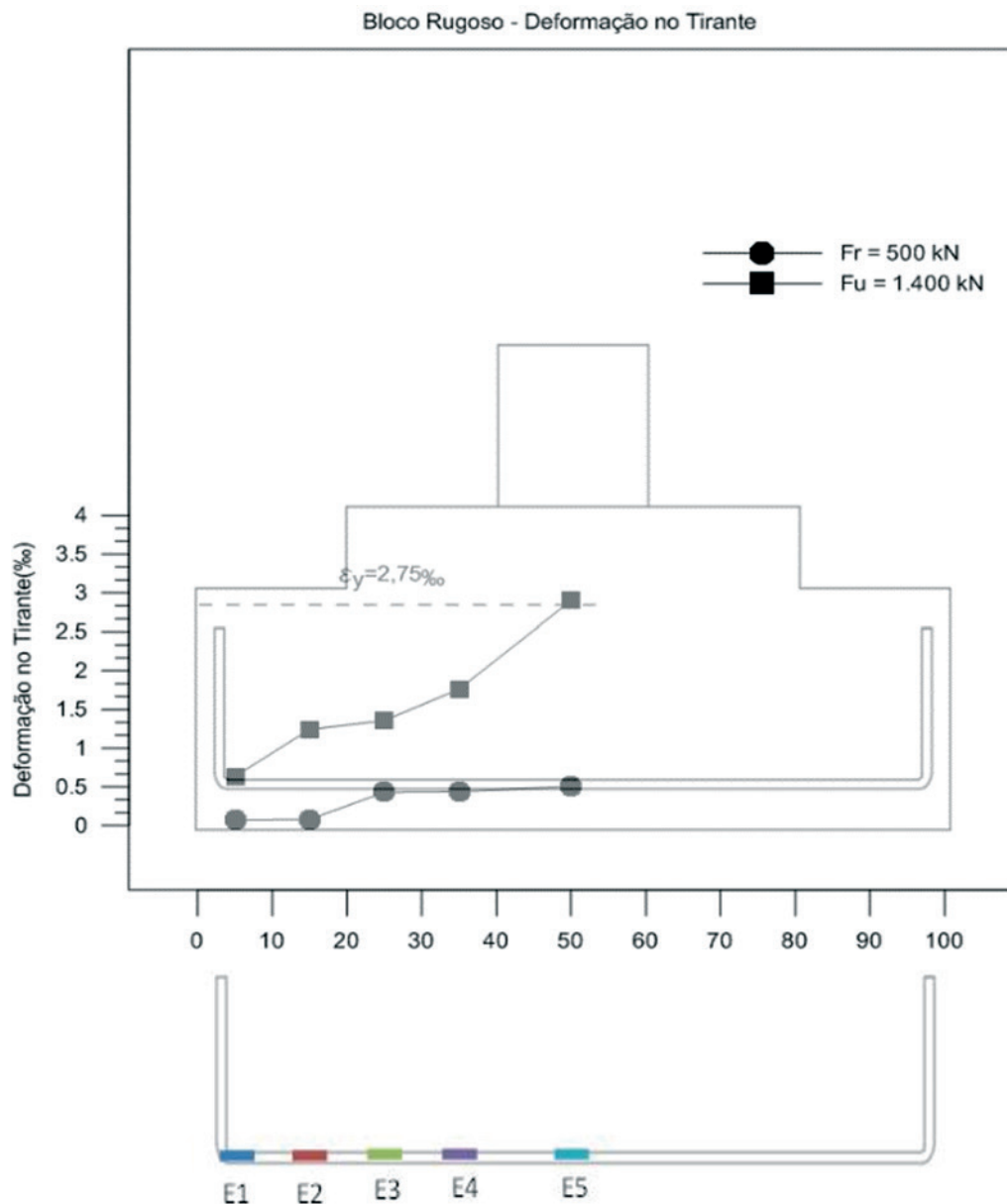
A figura [7] apresenta as posições onde foram instalados os extensômetros elétricos de resistências e os relógios comparadores.

2.6 Análise experimental

Os ensaios foram realizados nos laboratórios de materiais de construção e de Estruturas da Universidade Federal de Goiás, utilizando prensa hidráulica, com capacidade de 3.000 kN e curso máximo de 1.000 milímetros. A intensidade das forças aplicadas foi medida pela leitora analógica da referida prensa.

Com a finalidade de simular as estacas dos blocos, foram

Figura 11 - Deformações no tirante principal de tração - bloco rugoso: força 1ª fissura e força última



utilizados dois conjuntos de chapas metálicas apoiadas sobre roletes também metálicos. Esses conjuntos serviram como aparelhos de apoio, restringindo os deslocamentos verticais e permitindo os deslocamentos horizontais. A intenção dos roletes metálicos foi simular a rotação das estacas junto ao solo, após o bloco ser solicitado pelos esforços de força normal, força cortante e momento (Figura [8]), corroborando com as condições de contorno adotadas nos modelos de dimensionamento.

A aplicação da força no topo do pilar ocorreu de forma constante, em passos de cargas divididos a cada 10 kN. Outro procedimento importante adotado foi à execução do panorama de fissuração dos blocos.

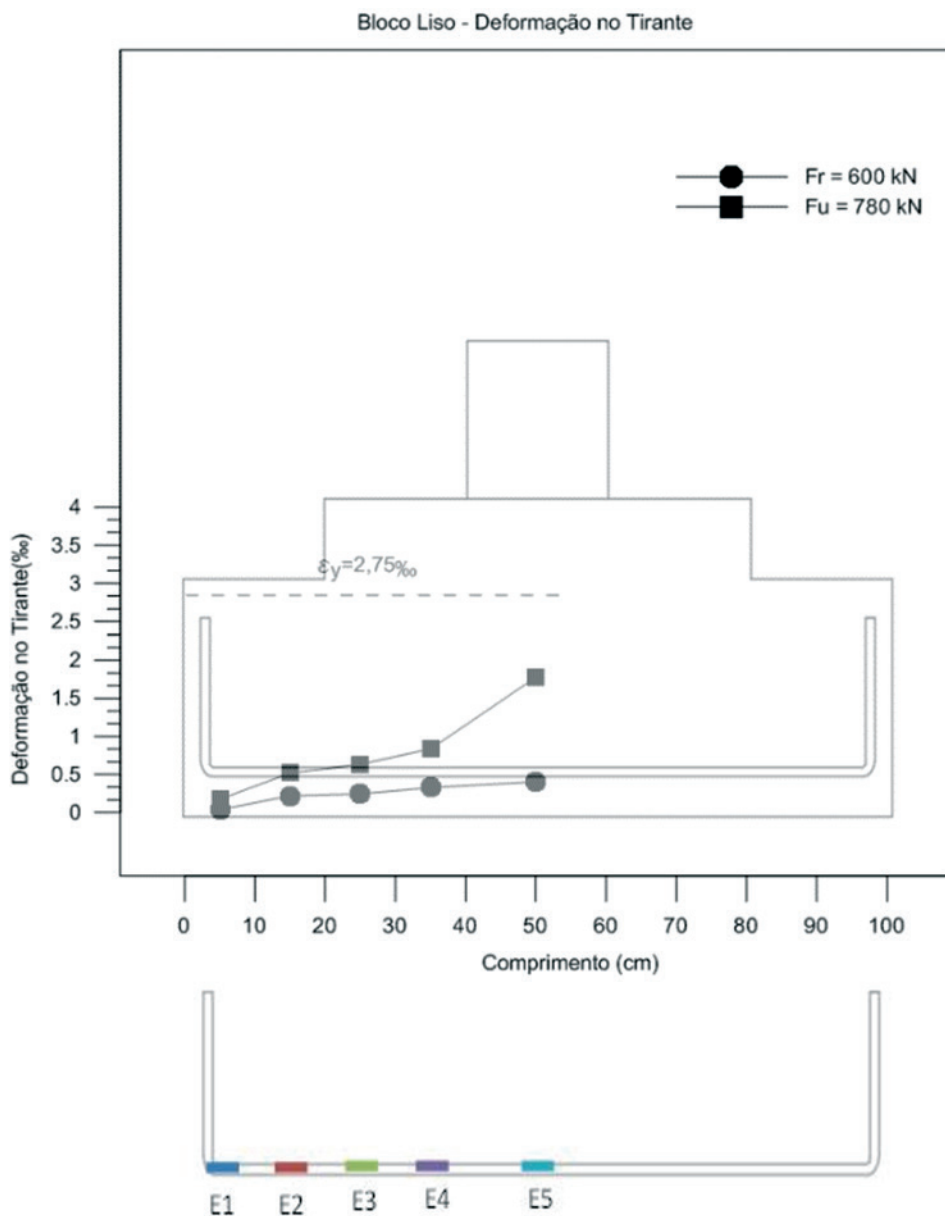
A Figura [9] apresenta o esquema de ensaio utilizado.

3. Resultados e discussões

O modelo do bloco monolítico, tomado como referência, apresentou a maior capacidade portante, se comparado com os modelos dos blocos pré-moldados. O modelo do bloco pré-moldado, com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentou desempenho melhor do que o modelo com a conformação lisa; porém ainda aquém ao modelo monolítico.

A força última que suportou o modelo de bloco monolítico foi igual

Figura 12 - Deformações no tirante principal de tração - bloco rugoso: força 1ª fissura e força última



a 2.150,00 kN (Figura [10]), enquanto que o bloco com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar suportou uma força última igual a 1.420,00 kN (Figura [11]), ou seja, um desempenho correspondente a 66% se comparado com o modelo monolítico. Já o bloco com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar suportou uma força última igual a 780,00 kN (Figura [12]), obtendo um desempenho correspondente a 36% quando comparado ao modelo monolítico;

Da mesma forma o modelo do bloco com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar apresentou desempenho igual a 55%, quando comparado ao modelo do bloco com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar.

Os modelos do bloco monolítico, bem como o bloco pré-moldado

com parede rugosa tiveram rupturas caracterizadas pela ruptura à tração do concreto da biela, seguida do esmagamento do concreto das mesmas. Verificou-se também que ocorreu escoamento das barras de aço da armadura principal de tração para o modelo com conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar pré-moldado. Já o modelo do bloco pré-moldado com parede lisa apresentou ruptura frágil, indicando punção do fundo do bloco, próximo às estacas (Figura [13]). Tal fato é explicado, pois a falta de aderência entre as paredes do cálice e do pilar fez com que a parcela da força aplicada no pilar migrasse diretamente para o fundo do bloco e não formando as bielas.

Na Tabela [1], apresenta-se uma relação entre as forças últimas resistidas pelos blocos e realizou-se uma comparação entre os

Figura 13 - Curva força aplicada no pilar vs. deslocamento no meio do vão do bloco

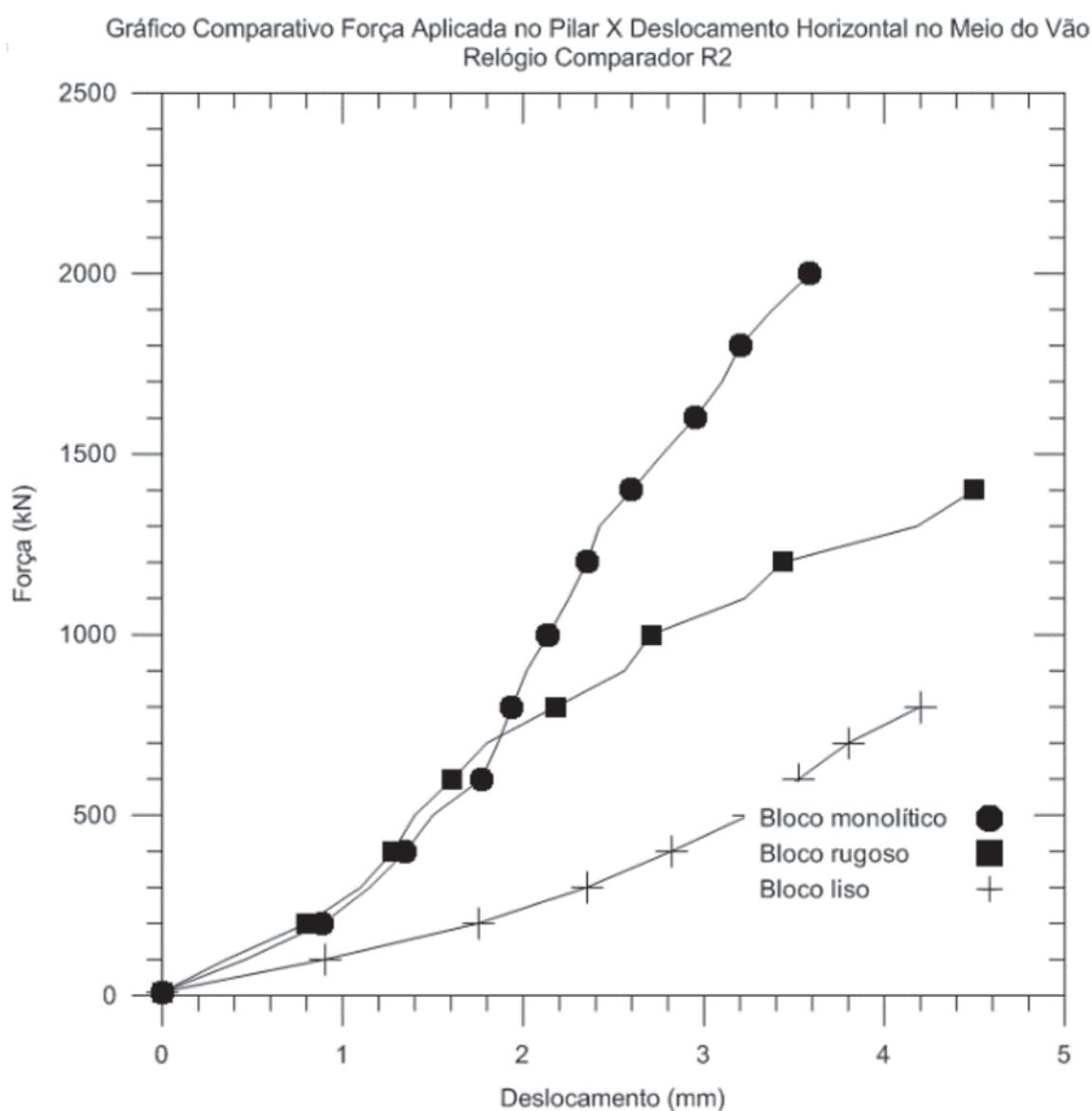


Tabela 1 – Forças últimas dos blocos ensaiados

Bloco	F _u (kN)	F _{u,Monolítico} /F _u
Monolítico	2150	1
Rugoso	1420	1,51
Liso	780	2,76

mesmos, tomando como referência o bloco monolítico.

Os blocos sobre estacas ensaiados foram projetados utilizando-se as recomendações de Blévoit & Frémy [4], considerando-se que as bielas se formassem junto à interface do pilar com o bloco e junto à interface da estaca com o bloco. Desta forma, verificaram-se as tensões junto às zonas nodais inferior e superior, por meio do modelo dos pesquisadores franceses e por meio das recomendações da ABNT NBR 6118:2014 [3]. Tais análises são apresentadas por meio da Tabela [2]. Para o cálculo das tensões limites, desprezaram-se os coeficientes de majoração das ações e o de minoração do material concreto.

Na Tabela [3] fazem-se relações entre os valores das tensões efetivas nos bloco com as tensões limites. Observa-se, por meio da Tabela [3], que a ruptura do modelo monolítico se dá por ruptura à tração do concreto na biela junto ao pilar (tração diagonal) seguindo do esmagamento do concreto nesta mesma região e observam-se os valores das deformações das barras de aço da armadura principal de tração, na região de meio de vão do tirante (ver Figura [10]). Verifica-se também, que os valores limites de tensões estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014 [3] são conservadores, pois, junto à zona nodal superior, não é considerado o efeito biaxial do concreto comprimido.

Nos blocos para pilares pré-moldados ensaiados experimentalmente neste trabalho, o modelo de Blévoit & Frémy [4] que sugere que a formação da biela se inicie junto à interface pilar/bloco não foi adequado. Tomando como referência o modelo monolítico e os valores limites de tensões estabelecidos por Blévoit & Frémy [4], pela ABNT NBR 6118:2014 [3], e as forças últimas resistidas por cada modelo, determinaram-se as inclinações teóricas das bielas e suas respectivas alturas úteis e as compararam com os resultados experimentais. Tais resultados apresentados por meio da Tabela [4] e da Figura [14].

Tabela 2 – Tensões nas zonas nodais inferior e superior

Blocos	σ _{b,estaca} (kN/cm ²)	σ _{b,pilar} (kN/cm ²)	σ _{lim,estaca,Blévoit} (kN/cm ²)	σ _{lim,estaca,NBR} (kN/cm ²)	σ _{lim,pilar,Blévoit} (kN/cm ²)	σ _{lim,pilar,NBR} (kN/cm ²)
Monolítico	3,36	6,72	4,45	2,20	6,23	3,11
Rugoso	2,22	4,44	4,45	2,20	6,23	3,11
Liso	1,22	2,44	4,45	2,20	6,23	3,11

Notas:

σ_{b,estaca}: tensão na biela junto à zona nodal inferior; σ_{b,pilar}: tensão na biela junto à zona nodal superior; σ_{lim,estaca,Blévoit}: tensão limite pelo modelo de Blévoit & Frémy (4), σ_{lim,estaca,Blévoit} = f_{ck}; σ_{lim,estaca,NBR}: tensão limite pelo modelo da NBR 6118:2014 (3), σ_{lim,estaca,NBR} = 0,6·α·f_{ck}; σ_{lim,pilar,Blévoit}: tensão limite pelo modelo de Blévoit & Frémy (4), σ_{lim,pilar,Blévoit} = 1,4·f_{ck}; σ_{lim,pilar,NBR}: tensão limite pelo modelo da NBR 6118:2014 (3), σ_{lim,pilar,NBR} = 0,85·α·f_{ck}.

Tabela 3 – Relações entre as tensões nodais

Blocos	σ _{b,estaca} /σ _{lim,estaca,Blévoit}	σ _{b,pilar} /σ _{lim,pilar,Blévoit}	σ _{b,estaca} /σ _{lim,estaca,NBR}	σ _{b,pilar} /σ _{lim,pilar,NBR}
Monolítico	0,76	1,08	1,53	2,16
Rugoso	0,50	0,71	1,00	1,43
Liso	0,27	0,39	0,55	0,78

Tabela 4 – Inclinação das bielas, em função das forças

Blocos	θ _{Blévoit} (°)	θ _{NBR 6118:2014} (°)	h _{Blévoit} (cm)	h _{NBR} (cm)	θ _{Exper} (°)	h _{Exper} (cm)
Monolítico	60,23	60,23	40,00	40,00	47,00	39,00
Rugoso	39,17	64,07	21,30	46,13	42,00	25,86
Liso	27,91	52,36	15,60	22,90	-	9,80

θ_{Blévoit}: ângulo de inclinação da biela, utilizando-se as recomendações de Blévoit & Frémy (4); θ_{NBR 6118:2014}: ângulo de inclinação da biela, utilizando-se as recomendações da ABNT NBR 6118:2014 (3); h_{Blévoit}: altura total do bloco, utilizando-se as recomendações de Blévoit & Frémy (4); h_{NBR}: altura total do bloco, utilizando-se as recomendações da ABNT NBR 6118:2014 (3); θ_{Exper}: ângulo de inclinação da biela, obtida experimentalmente; h_{Exper}: altura do bloco, obtida experimentalmente.

Figura 14 – Blocos ensaiados experimentalmente – identificação do ângulo de inclinação das bielas



Por meio da Tabela [3], constata-se que os valores experimentais, quando comparadas com os valores teóricos são relativamente representativos para os modelos monolítico e rugoso, quando se utiliza as recomendações de Blévoit & Frémy [4]. Ao se analisar os valores obtidos, quando se utilizou os critérios a ABNT NBR 6118:2014 [3], constatou-se que os blocos deveriam ter maior rigidez para que fossem satisfeitas as condições de seguranças nodais.

Com relação às forças nos tirantes, verificou-se uma redução significativa quando as barras da armadura principal de tração, atravessam a região nodal inferior, junto à estaca. Tal redução se dá pelo efeito favorável da biela, que aumenta a força de atrito na interface barras de aço e concreto daquela região. A Tabela [5] mostram estes resultados.

Os resultados apresentados na Tabela [5], corroboram com os resultados obtidos por Adebar et al. [11], Miguel [12], Delalibera & Giongo [13], Barros & Giongo [14] e Delalibera & Giongo [15].

4. Conclusão

O modelo do bloco monolítico, tomado como referência, teve o desempenho esperado, em função do modelo de dimensionamento utilizado, baseado nas recomendações de Blévoit & Frémy [4], apresentando força última igual a 2.150,00 kN. A ruptura ocorreu em função da ruptura à tração diagonal do concreto da biela, seguido do esmagamento do concreto da mesma.

O modelo do bloco pré-moldado com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentou desempenho inferior ao do bloco monolítico, atingindo a força última igual a 1.420,00 kN. A ruptura ocorreu em função da tração diagonal das bielas, seguin-

do do esmagamento do concreto das mesmas e o escoamento das barras de aço da armadura principal de tração.

O modelo do bloco pré-moldado com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar, teve o desempenho aquém do bloco monolítico. Atingiu força última igual a 780,00 kN. A sua ruptura se deu por punção do fundo do bloco, próximo às estacas. A armadura principal de tração não atingiu o patamar de escoamento, apresentando escorregamento das barras de aço.

A transferência dos esforços do pilar para as estacas foi eficiente no modelo do bloco com a conformação rugosa. Isto indica que a conformação rugosa funcionou como chave de cisalhamento, o que permitiu a formação bielas, fato este comprovado também pelo mapa de fissuração do modelo ensaiado.

Para o bloco com conformação lisa, a transferência dos esforços do pilar para as estacas se mostrou ineficiente, indicando comportamento de elementos submetidos à flexão e cisalhamento. Em função do pequeno comprimento de embutimento, a conformação lisa não apresentou comportamento de chave de cisalhamento, transferindo os esforços aplicados no pilar diretamente para o fundo do bloco e, conseqüentemente, a ruptura por punção do mesmo, fato este comprovado pelo mapa de fissuração apresentado na figura [14]. Outro fator que corrobora para esta conclusão é o valor teórico calculado para a inclinação da biela de compreensão, em função da força última resistida, gerando um valor inferior ao recomendado por Blévoit & Frémy [4], conforme apresentado na tabela [4].

Verificou-se que a força na biela diminui a força de tração nas barras de aço da armadura principal de tração, em função do aumento do atrito na região nodal inferior.

Os modelos do bloco monolítico e pré-moldado com a conformação rugosa das paredes do cálice e do pilar apresentaram

Tabela 5 – Forças nas barras de aço da armadura principal de tração

Blocos	$R_{st,5}$ (kN)	$R_{st,5}$ (kN)	$R_{st,3}$ (kN)	$R_{st,5}/R_{st,5}$	$R_{st,3}/R_{st,5}$	Situação
Monolítico	449,57	346,93	238,30	1,89	0,69	Não escoou
Rugoso	449,57	449,57	162,42	1,0	0,36	Escoou
Liso	449,7	217,00	42,88	2,07	0,20	Não escoou

$R_{st,5}$: força de tração na armadura principal de tração, relativa ao escoamento das barras de aço; $R_{st,5'}$: força de tração na armadura principal de tração, medida na posição 5 (ver Figura (07)); $R_{st,3'}$: força de tração na armadura principal de tração, medida na posição 3 (ver Figura (07)).

comportamentos característicos de blocos rígidos, conforme determinado pela ABNT NBR 6118:2014 [3]: existência das bielas de compressão do concreto, fissuras diagonais dos pilares indo às estacas e flexo-compressão junto às estacas.

Já o modelo do bloco pré-moldado com a conformação lisa das paredes do cálice e do pilar apresentou comportamento análogo aos blocos flexíveis. Dessa forma, fica evidente que ao se utilizar este tipo de conformação deve-se trabalhar com comprimentos de embutimentos maiores, evitando-se assim a ruína frágil do modelo, por punção do modelo.

5. Agradecimentos

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES pelo apoio financeiro em forma de bolsa de mestrado ao primeiro autor. À Concreto Redimix do Brasil S.A. pelo fornecimento dos materiais para moldagem do concreto utilizado. Ao Laboratório Carlos Campos Consultoria e Projetos Ltda pela caracterização dos materiais e o estudo de dosagem do concreto. À Prémoldado Indústria Pré-Moldados Ltda pelo fornecimento das barras de aço utilizadas.

6. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2014.
- [2] MUNHOZ, F.S. (2004). Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2014.
- [4] BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. (1967). Semelles sur piex. *Annales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, Paris, v. 20, n. 230.
- [5] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1990). CEB-FIP Model code for concrete structures. *Bulletin D'Information*, Paris, n. 203-205, July.
- [6] SCHLAICH, J.; SCHAFER, K.; JENNEWEIN, M. (1987). Toward a consistent design of reinforced structural concrete. *Journal of Prestressed Concrete Institute*, v. 32, n. 3, May-June;
- [7] EL DEBS, M. K.; Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. 1ª ed. São Carlos, SP, Publicações EESC-USP, 2000.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 9062:2006 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2007.
- [9] EN 1991-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. European standard, 2004.
- [10] FUSCO, P. B. (1994). Técnicas de armar estruturas de concreto. Editora Pini Ltda., São Paulo.
- [11] ADEBAR, P.; KUCHMA, D.; COLLINS, M. P. (1990). Strut-and-tie models for design of pile caps: an experimental study. *ACI Journal*, v. 87, p. 81-91, Jan/Feb;
- [12] MIGUEL, G. M. (2000). Análise experimental e numérica de blocos sobre três estacas. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos;
- [13] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S.. Deformation in the strut of two pile caps. *IBRACON Structural and Material Journal*, v.1, n.2, p. 121-157, June, 2008.
- [14] BARROS, R.; GIONGO, J. S.. Estudo experimental de blocos de fundação com cálice externo, embutido e parcialmente embutido considerando interface lisa. *IBRACON Structural and Material Journal*, v.6, n.5, p. 737-764, October, 2013.
- [15] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S.. Numerical analysis of two pile caps with sockets embedded, subject the eccentric compression load. *IBRACON Structural and Material Journal*, v.6, n.3, p. 436-474, June, 2013.

Effect of wind in the design of reinforced concrete buildings

Efeito do vento no dimensionamento de edifícios de concreto armado



L.S. TAPAJÓS^a
luamintapajos@hotmail.com

J. A. T. FERREIRA^b
ferreira.augusto@hotmail.com

A. F. LIMA NETO^b
aaraol@yahoo.com.br

M. R. TEIXEIRA^b
marcelorassyteixeira@gmail.com

M. P. FERREIRA^c
mpina@ufpa.br

Abstract

This paper presents the results from a parametric study carried in order to quantify how far errors in the design stage related to the consideration of the wind action may put at risk the response and safety of reinforced concrete buildings. Using an architectural model as reference and varying the number of floors of the building, the structural safety was evaluated as a function of the wind action intensity. Results showed that even for low-rise buildings, with 10 floors, ignoring the wind action can significantly jeopardize their behaviour and safety. Yet, for slenderer buildings, up to 30 floors, it can lead to catastrophic results, as the ruin of the structure by progressive collapse.

Keywords: wind, columns, reinforced concrete, buildings.

Resumo

Este artigo apresenta os resultados de um estudo paramétrico realizado com o objetivo de quantificar o tanto que erros na etapa de projeto relacionados com a consideração da ação do vento podem comprometer a resposta em serviço e a segurança de edifícios de concreto armado. Usando-se um modelo arquitetônico como referência e variando-se o número de pavimentos do edifício, a segurança estrutural foi avaliada como uma função da intensidade da ação do vento. Os resultados mostraram que mesmo para edifícios baixos, com 10 pavimentos, a desconsideração da ação do vento pode comprometer significativamente o comportamento e a segurança e que no caso de edifícios mais esbeltos, com até 30 pavimentos, pode levar a resultados catastróficos, como a ruína da estrutura através de colapso progressivo.

Palavras-chave: vento, pilares, concreto armado, edifícios.

^a Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil;

^b Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil e Ambiental, Tucuruí, PA, Brasil;

^c Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil, Belém, PA, Brasil.

1. Introduction

The progressive collapse is a partial or complete ruin mechanism of a structure caused by the located failure of a primary structural element (Li *et al* [1]). This leads to the redistribution of loads to the surrounding elements, which can collapse as well. In national and international literature there are several cases of serious structural accidents in buildings with concrete structure (Kamari *et al* [2], Schellhammer *et al* [3], King and Delatte [4], Gardner *et al* [5]). Souza and Araújo [6] highlight that in Brazil, the amount of structural accidents is increasing and that their origins are mainly related to mistakes in design and construction stages. This recurs in other countries too, and as example it can be cited the work of Kaltakci *et al* [7], that analysing the causes of accidents in buildings under construction in Turkey, got to the same conclusions.

On January 29, 2011, in the city of Belem, Para, occurred one of the greatest structural accidents registered in Brazil in reinforced concrete buildings. On this day collapsed the residential building called Real Class, which was under construction, fatally victimizing three people. Figure 1 shows the building under construction and the landscape after its collapse. This building had constructed area of approximately 13,400 m² and was composed by 01 under-

Figure 1 – Collapse of Real Class building
(available in <http://compradordeimovel.no.comunidades.net/edificio-real-class-construtora-real>)



ground floor, 01 ground floor and 35 high floors, with about 105 m high. The building's tower had its weight estimated in 9 thousand tons, which were supported by 25 columns.

The building's ruin occurred during a heavy rain, where intense winds were registered in the city. In slender structures, the wind is one of the main actions to be considered (see Dyrbye and Hansen [8]) and there are records of various structural accidents with this action as origin (see Sha and Malinov [9], Klinger *et al* [10] and Rao *et al* [11]). At the time of this accident, three different teams carried out studies about the case and the analyses developed by a professors' team of the Faculty of Civil Engineering from Federal University of Para indicated that the wind load was not properly considered in the design.

This paper presents results of a parametric study done in order to show how errors in the consideration of the wind action during the design stage can jeopardize the behaviour and the safety in the Ultimate Limit State of reinforced concrete buildings. A typical architectural plan was used as reference to develop the structural and foundations designs, having as one of the variables the number of floors, varied between 10, 20 and 30 floors. The other variable of the study was the magnitude of the wind, which was initially assumed as zero, to define the geometry and the amount of steel reinforcement of the structural elements, which were designed according to the recommendations of ABNT NBR 6118 [12]. Later, the wind action was considered as recommended by ABNT NBR 6123 [13] and the internal forces were used to verify the response in service and the safety of the structure and the foundations that were initially designed without wind consideration. The response in service and safety of columns and foundations is discussed.

2. Literature review

2.1 Wind

In the structural design, the wind is physically represented by a speed profile reaching a building. Its characteristics and the effects it generates depend on the velocity of the wind, the geometry of the building, and of the protection caused by the terrain and surrounding obstacles. Rosa *et al* [14] warn that the environment has great influence on the wind loads in a given building and that its accurate consideration is only possible if there are experimental data from tests in wind tunnel. On the other hand, Elsharawy *et al* [15] point out that even low building may suffer significant influence of wind action, as in function of its plan geometry and columns positioning, wind action can induce torsional forces in the spatial frame.

Although ABNT NBR 6123 [13] does not guide the use of automated weather stations data, the ABNT NBR 5422 [16] alludes to this procedure in the recommendations for transmission lines designs. In this case, the currently used values to define the country's wind isotachs can be verified by data from automatic stations, provided by institutions responsible for monitoring meteorological data. Figure 2 shows wind speed data provided to the city of Belem-PA by ICEA [17], in the period of 1951-2010. It is possible to realize that the basic wind speed (V_0) defined for Belem, which is 30 m/s, was exceeded three times in this period and that the average results seems to present increasing trend in function of time.

It is known that pressure made by wind is not static. It suffers fluctuations (gusts) and depends on characteristics of its incidence on

structures (Elsharawy *et al* [18]). These pressure fluctuations not only depend on the gust time, but also on the flow regime (turbulence) and can cause the structure to suffer dynamic oscillations, inducing fatigue. In design situations, standards recommend the adoption of gust speeds in structural design, since structures in general have higher fundamental frequency of vibration than natural wind frequency.

The intensity of wind forces in a structure varies spatially and temporally and, in design, most standards adopt a simplified methodology where wind dynamic action is replaced by an equivalent static load. Through this procedure, it is attempted to represent the peak pressure caused by wind on the structure, being this pressure function of wind basic speed (V_0), and of S1, S2 and S3 parameters, as shown in Equation 1. This speed (V_0) was established for the entire country through probabilistic approach and is defined as the 3-second-speed gust, exceeded on average once in 50 years, measured 10 m above the ground, in open and flat field. Another important consideration on determining wind effects is the drag force, that in multistory buildings, describes the forces induced by the wind and should be calculated according to ABNT NBR 6123 [13] using Equation 2.

$$q = 0.613 \cdot (V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \quad (1)$$

$$F_a = C_a q A \quad (2)$$

Where:

F_a is the drag force,

C_a is the drag coefficient, obtained in function of the height and the plan dimensions of the building,

q is the velocity pressure,

A is the area of the reference surface.

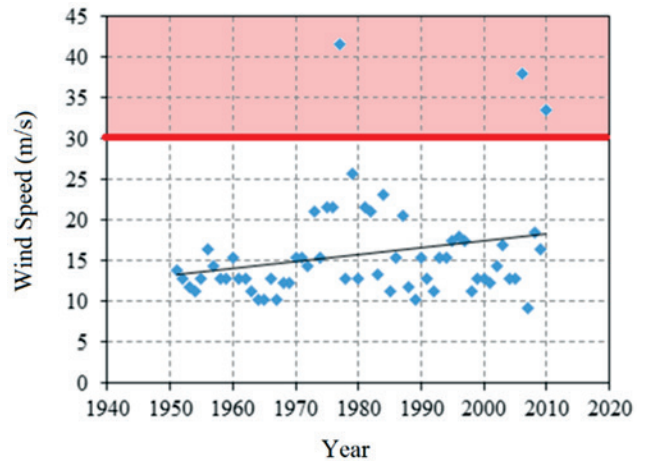
S1, S2 and S3 are parameters defined in ABNT NBR 6123 [13]

The determination of the drag coefficient is made depending on wind turbulence conditions. The ABNT NBR 6123 [13] defines that a building can be considered in high wind turbulence when its height does not exceed twice the average height of buildings in the vicinity, extending these, toward and in the direction of the incident wind, in a minimum distance of: 500 m, for a building up to 40-m-high; 1,000 m, for a building up to 55-m-high; 2,000 m, for a building up to 70-m-high; and 3,000 m, for a building up to 80-m-high.

2.2 Global stability

The verification of reinforced concrete columns in tall buildings is influenced by the overall stability of the building and can be negatively affected by 2nd order effects obtained with the calculation considering the deformed structure. ABNT NBR 6118 [12] presents two approximate procedures for checking the possibility of dispensing the consideration of 2nd order global forces: instability parameter α ; and coefficient γ_z . They are used to classify a structure as being composed by fixed or mobile nodes and, in the case of

Figure 2 - History of wind speed in Belem-PA (ICEA)



coefficient γ_z , it is considered that a structure has fixed nodes if $\gamma_z \leq 1.1$. Feitosa and Alves [19] consider that the use of these parameters in design is convenient, since the precise consideration of 2nd order effects may significantly increase analysis complexity. The coefficient γ_z can be determined using Equation 3, and in the case of structures with mobile nodes, since $\gamma_z \leq 1.3$, 1st order forces can be used to calculate the 2nd order ones, being scaled up by $0.95\gamma_z$. If the structure presents $\gamma_z > 1.3$, calculating 2nd order effects must be made using the P-Delta analysis method.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3)$$

Where:

$M_{1,tot,d}$ is the 1st order moment, found by Equation 4,

$\Delta M_{tot,d}$ is the addition of moments after 1st order analysis, determined by Equation 5.

$$M_{1,tot,d} = \sum (F_{hid} h_i) \quad (4)$$

Where:

F_{hid} is the horizontal force applied on i floor,

h_i is the floor's height h .

$$\Delta M_{tot,d} = \sum (P_{id} u_i) \quad (5)$$

Where:

P_{id} is the acting vertical force on i floor,

u_i is the horizontal displacement of i floor.

2.3 Design of reinforced concrete columns

In buildings a column will usually be subjected to bending moments in addition to the axial compressive forces due to not only asymmetry of spans and loads, but also because of horizontal actions like the wind. In these cases, it is common for both design and verification of load capacity to use bending-axial load interaction diagrams. These curves are obtained assuming points with different strain states in the cross section and computing for each of these points the axial force and the resultant moment in the section, as shown in Figure 3a for combined bending and axial load. In this figure, a random point A represents a combination of axial force and bending moment that would lead the column to ruin. In it, any combination of forces that results in a point inside the curve represents a safe load state and any point outside shows a combination of forces higher than the element's load capacity. Radial lines as line OA represent the load eccentricity and point B shows the combination of forces for a balanced failure. Above this point, the failure is controlled by compression and below it, controlled by tension. Combination of forces up the line OC indicate critical situations where the ruin can occur without tensile strains of the element (no cracking). In the case of columns under compression plus biaxial bending it is possible to draw a three-dimensional interaction surface from the interaction diagrams for the two main axes, as illustrated in Figure

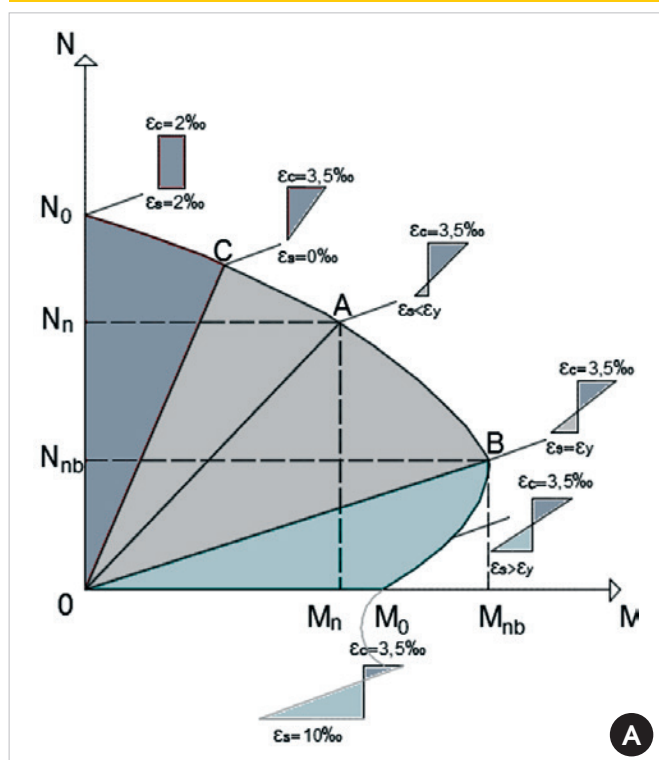
3b, for cases a and b. For case c, that combines moments in x and y directions, the resulting eccentricity's direction is defined by the angle λ , calculated with Equation 6. Flexure in this case occurs on an axis defined by the angle θ . In practice, the construction of this three-dimensional surface of interaction can be complicated even using computational methods. In this paper, it was made in a simplified manner, as described by Nilson *et al* [20] and presented in Equation 7.

$$\lambda = \arctan \frac{e_x}{e_y} = \arctan \frac{M_{nx}}{M_{ny}} \tag{6}$$

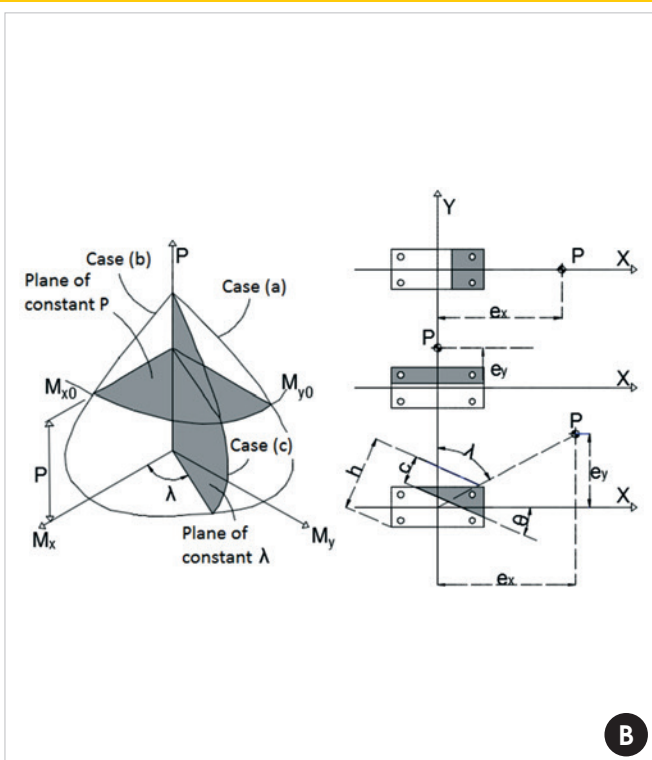
$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nx0}} \right)^2 + \left(\frac{M_{ny}}{M_{ny0}} \right)^2 = 1 \tag{7}$$

Where:
 $M_{nx} = P_n \cdot e_y$
 $M_{nx0} = M_{nx}$ when $M_{ny} = 0$

Figure 3 – Iteration diagrams for reinforced concrete columns

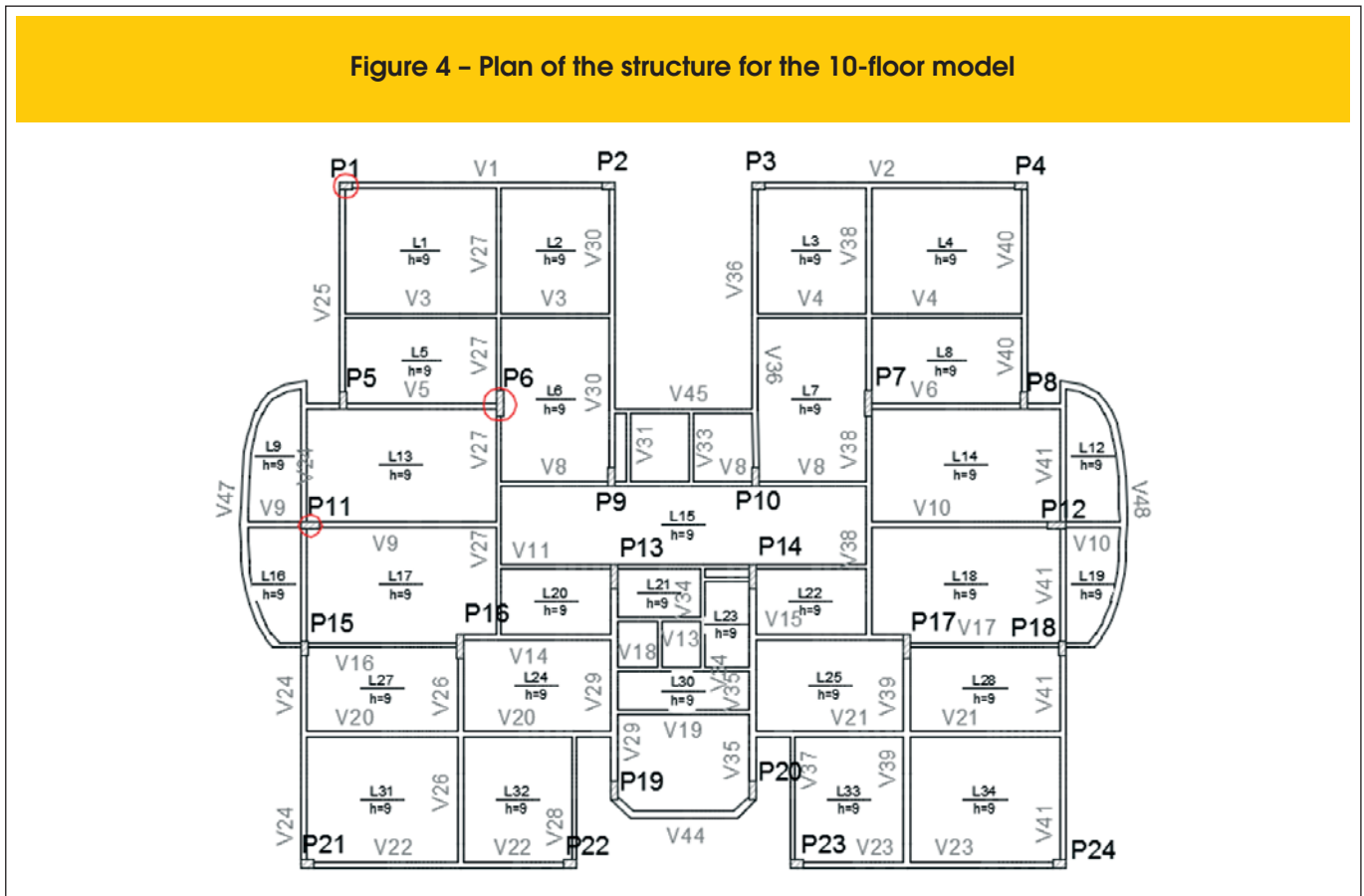


Iteration diagram for combined bending and axial load



Iteration diagram for biaxial bending

Figure 4 – Plan of the structure for the 10-floor model



$$M_{ny} = P_n \cdot e_x$$

$$M_{ny0} = M_{ny} \text{ when } M_{nx} = 0$$

3. Parametric study

3.1 Computational modelling

The methodology consisted of, based on an architectural plan of a building's typical floor, designing the reinforced concrete structure and the foundations, entirely ignoring the wind action. This was done taking as variable the number of floors, generating spatial frames with 10, 20 and 30 floors, in order to highlight the relevance of the wind action in the design of reinforced concrete buildings. Later, the wind was considered in the computational models, following the recommendations from ABNT NBR 6123 [13], showing how the behaviour and the safety levels of both structure and foundations can be in risk if this horizontal action is not properly considered in the design stage. These analyses were done using the commercial software AltoQi Eberick V9.

In the analyses without wind, the dimensions of the columns were pre-designed considering their influence areas and assuming a constant vertical load on the floor. After this step, the structural design was regularly carried, yielding to the necessary dimensions and reinforcement ratios of the structural elements to safely support the vertical forces. Subsequently, the interaction diagrams of all columns were generated, based on sections and steel rein-

forcement found in the analyses without considering the wind. The structural models were then analysed again, now considering the wind as established by ABNT NBR 6123 [13]. From these analyses the combinations of actions in each of the columns were extracted, for the evaluation of the structural safety. Also, the horizontal displacements of the structure were analysed, in order to evaluate its performance in service, the v_z coefficient, as an indicative parameter of instability, besides the increase of the 2nd order moments.

Figures 4, 5 and 6 present the plans of the structures which were designed for models with 10, 20 and 30 floors, respectively, in the windless analyses. In these figures, columns selected for this article's presentation and discussion of results are highlighted with a red circle. A corner column (P1), a column near the floor's edge (P11) and an inner column (P6) were chosen. Tables 1, 2 and 3 present the dimensions of these columns' cross section and the steel reinforcement designed, for models with 10, 20 and 30 floors, respectively.

3.2 Criteria of ABNT NBR 6123 (1988)

The basic wind speed defined in ABNT NBR 6123 [13] as $v_0 = 30$ m/s to the city of Belem, Para. To calculate the drag coefficient, the flow regime was assumed as being of low turbulence and was calculated according to the Brazilian standard's abacuses knowing that the plan dimensions of the floor are 20.80 m x 19.20 m. The correction coefficients for characteristic speed were:

- $S_1 = 1.00$, related to flat terrains;

Figure 5 - Plan of the structure for the 20-floor model

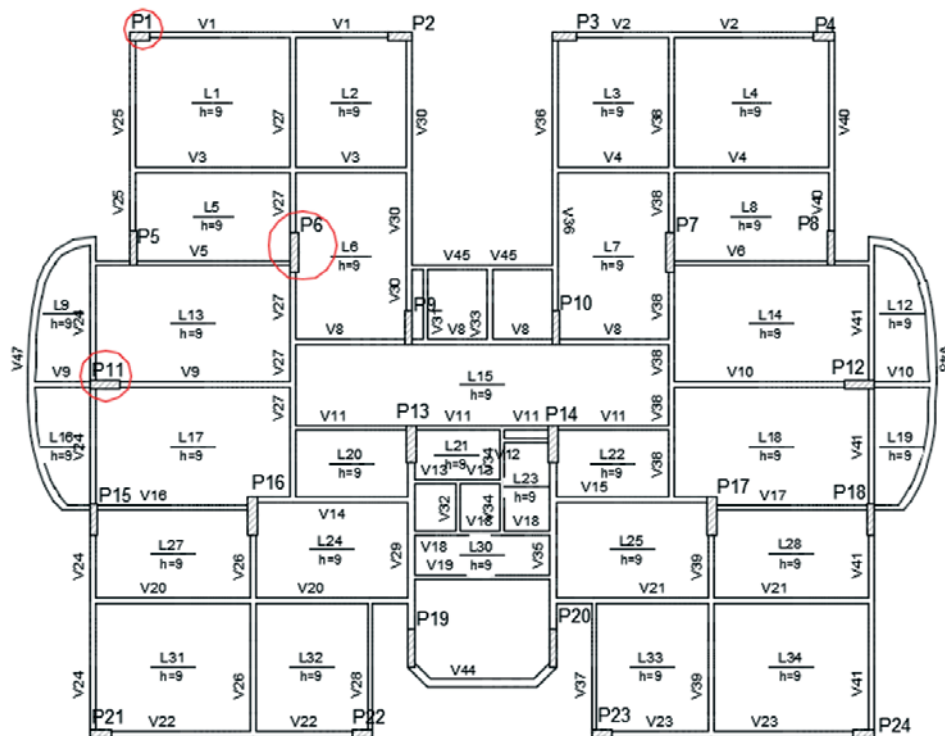


Figure 6 - Plan of the structure for the 30-floor model

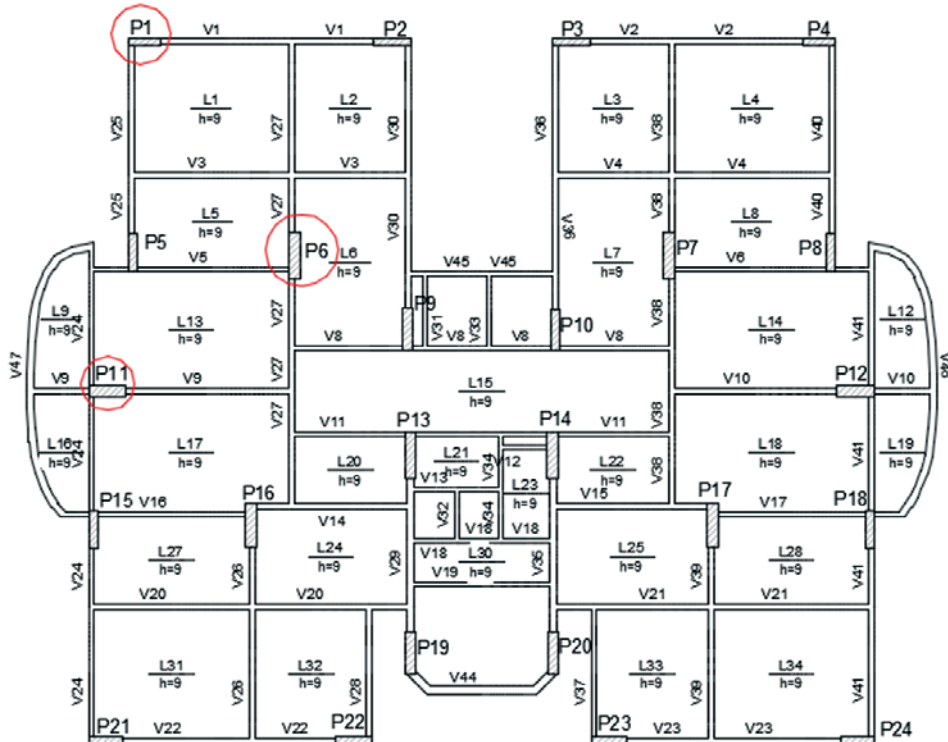


Table 1 – Dimensions and steel of columns studied for the 10-floor model

Column	Steel	As (cm ²)	Section (cm)	ρ (%)
P1	14 Ø 12,5	17,18	20 x 30	2,86
P6	16 Ø 20,0	50,27	20 x 70	3,59
P11	10 Ø 20,0	31,42	20 x 50	3,14

Table 2 – Dimensions and steel of columns studied for the 20-floor model

Column	Steel	As (cm ²)	Section (cm)	ρ (%)
P1	18 Ø 16,0	36,19	20 x 50	3,62
P6	18 Ø 25,0	88,36	25 x 100	3,53
P11	36 Ø 16,0	72,38	25 x 80	3,62

Table 3 – Dimensions and steel of columns studied for the 30-floor model

Column	Steel	As (cm ²)	Section (cm)	ρ (%)
P1	30 Ø 16,0	60,32	20 x 80	3,77
P6	26 Ø 25,0	127,36	30 x 120	3,54
P11	38 Ø 20,0	119,38	30 x 100	3,98

- S_2 can be calculated by Equation 8. It is defined by the Brazilian standard as a function of the terrain's roughness category and of the building's dimensions. For the definition of parameters b , p , and F_r it was admitted that the terrain is category IV, characterized by being covered by numerous obstacles. For the 10-floor model, class B was adopted, and for the others, values corresponding to class C were used;
- $S_3 = 1.00$.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (8)$$

Where:

b , p and F_r are constants defined in the Brazilian wind standard; z is the height aboveground.

3.3 Criteria of ABNT NBR 6118 (2014)

According to ABNT NBR 6118 [12], for the determination of the 2nd order overall forces, the physical nonlinearity of materials can be considered in a simplified way to reticulated structures with at least four floors, admitting to the calculation of structural elements the stiffness values presented in Equations 9, 10 and 11.

Slabs:

$$(EI)_{sec} = 0.3 \cdot E_c \cdot I_c \quad (9)$$

Beams:

$$(EI)_{sec} = 0.4 \cdot E_c \cdot I_c \quad \text{for } A_s' \neq A_s \quad (10)$$

Columns:

$$(EI)_{sec} = 0.8 \cdot E_c \cdot I_c \quad (11)$$

Where:

$(EI)_{sec}$ is the stiffness of the element;

E_c is the elastic modulus of concrete;

I_c is the moment of inertia of the gross cross section.

For forces' determination, the combination of actions follows the formulas recommended by ABNT NBR 8681 [21], presented in Equation 12.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (12)$$

Where:

F_d is the calculation value of the action,

γ_{gi} is the coefficient of permanent actions,

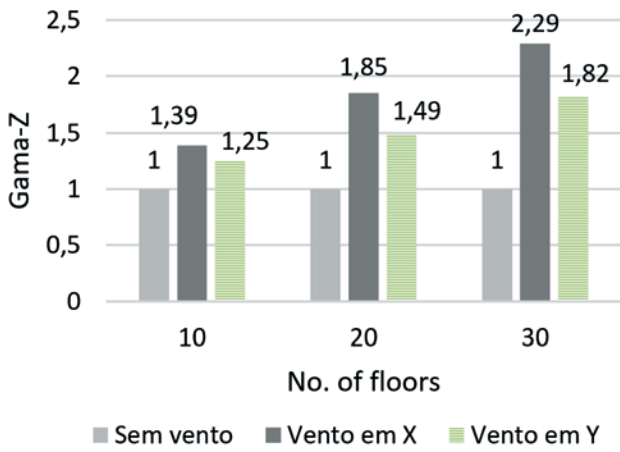
$F_{Gi,k}$ is the characteristic value of permanent actions,

γ_q is the weighting coefficient of variable actions,

$F_{Q1,k}$ is the characteristic value of the variable action considered as main action for the combination,

$\psi_{0j} F_{Qj,k}$ is the reduced value of combining each of the other variable

Figure 7 - Variation of gamma z coefficient



actions.

For columns' safety evaluation, it was considered that the design strength (R_d) should exceed the design load (S_d), as shown in Equation 13.

$$R_d \geq S_d \quad \therefore \quad \frac{R_k}{\gamma_m} \geq \gamma_f \cdot S_k \quad (13)$$

4. Results

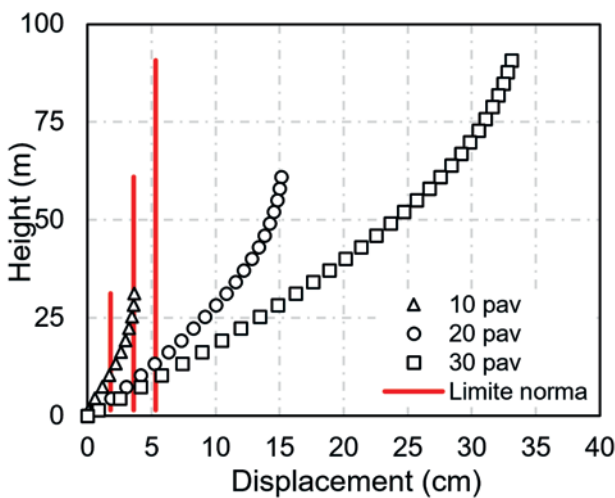
4.1 Serviceability Limit State (SLS)

The serviceability limit states are related to people's comfort and to the durability and good working conditions of the structure, considering both users and machines installed in the building. ABNT NBR 6118 [12] recommends for concrete structures that the following serviceability limit states are checked: crack formation limit state; crack opening limit state; excessive deformations limit state; decompression limit state; excessive compression limit state; and excessive vibration limit state.

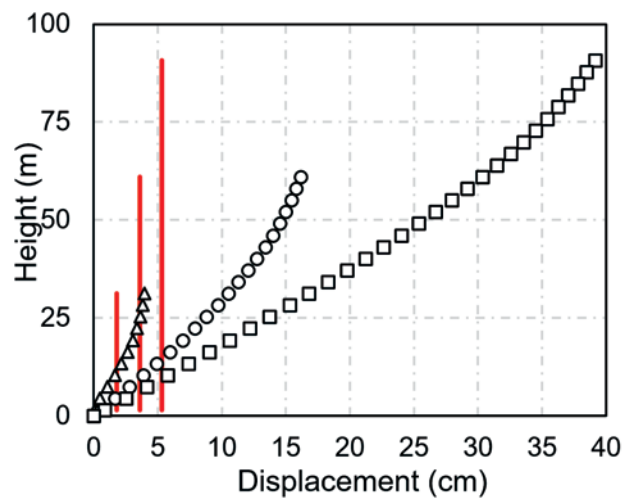
For this article, it was admitted that the excessive deformations limit state would be dominant in relation to the others and it was evaluated using as analysis parameters the global displacement of the structure and γ_z coefficient, which is used to evaluate the importance of 2nd order global effects. ABNT NBR 6118 [12] admits that in mobile nodes structures with $1.1 < \gamma_z \leq 1.3$ it can be used to approximately determinate the 2nd order global forces.

Figure 7 presents the γ_z variation in x and y directions in function of the number of floors. It is possible to see that ignoring the wind action would cause that even the smaller building, with only 10 floors, had coefficient γ_z of 1.39, which requires that the 2nd order effects are determined by P-Delta analysis method. In the most extreme case, of the 30-floor model, values of γ_z up to 2.29 were found, indicating that the 2nd order effects would be extremely high. Figure 8 presents the variation of total displacements per floor considering the wind action in x and y directions. ABNT NBR 6118 [12] recommends that displacements are maintained below limit values, to avoid damage to non-structural elements, like masonry walls. It recommends that in case of horizontal displacements of buildings, they are maintained at values in centimetres below

Figure 8 - Building displacement

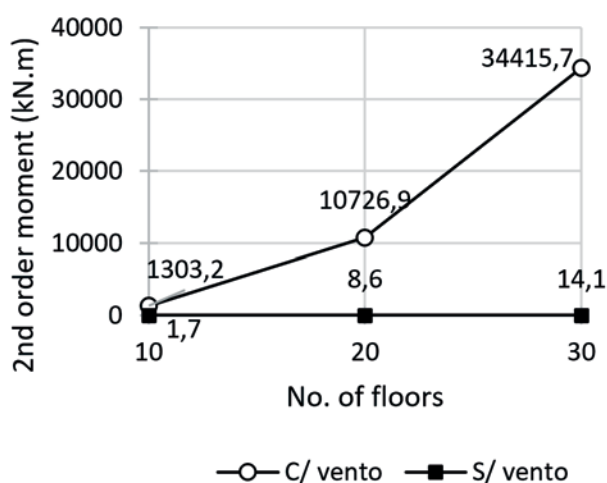


A Axis X

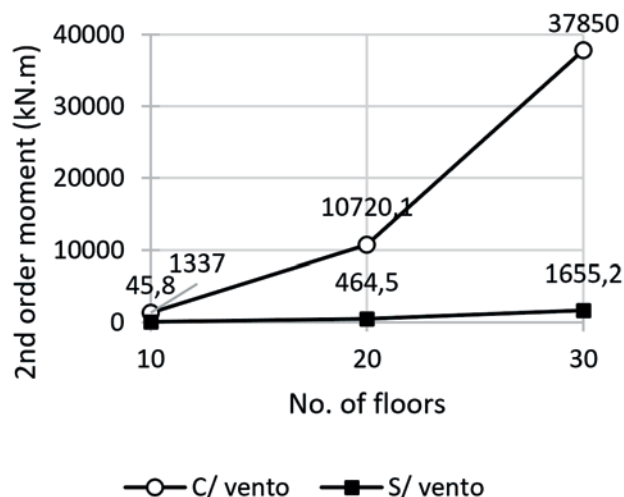


B Axis Y

Figure 9 - Variation of 2nd order moments



A Axis X



B Axis Y

H/1700, which would result in maximum displacements of 1.8 cm, 3.6 cm and 5.3 cm for the buildings with 10, 20 and 30 floors, respectively. It is possible to see that considering the wind action, the horizontal displacements would be significantly bigger than the maximum values recommended by the Brazilian standard.

4.2 Ultimate Limit State (ULS)

The ultimate limit state is related to the collapse or any other ruin of the structure that leads to the interruption of its use. ABNT NBR 6118 [12] recommends for concrete structures to check the following ultimate limit states: loss of static equilibrium; end of the structure's load capacity, whole or in part, due to axial and tangential forces, assuming the redistribution of internal forces; end of the structure's load capacity, whole or in part, considering the 2nd order effects; ultimate limit state caused by dynamic forces; ultimate limit state of progressive collapse; end of the structure's load capacity, whole or in part, considering exposure to fire; end of the structure's load capacity, considering seismic actions; other ultimate limit states that might occur in special cases.

In the analyses carried in this paper, it was considered that the wind would cause the most significant effects on the ultimate limit state of columns. This way, both the increase in 2nd order moments and the possibility of ending the load capacity of columns under combined biaxial bending were evaluated. Figure 9 shows the increase in 2nd order moments caused by the wind action in x and y directions of the building, as presented in Section 2.2, pointing out how important it is to correctly consider in design the actions caused by wind. Significant increases in 2nd order moments were observed, which can really jeopardize the structure's safety.

Figures 10, 11 and 12 show the load increases in foundations of columns P1, P6 and P11, respectively, caused by the wind action. For column P6, there were no significant changes in the 3 models

possibly because it is an internal column, thereby suffering less influence of the wind. However, for columns P1 and P11, in the 20-floor structure, for example, increases in vertical load of 31.5% and 16.7% were observed, respectively, when compared to cases with and without the wind action. And for the same situation, in the 30-floor building, increases of 75.3% in column P1 and 36.4% in column P11 were observed, which in practice could significantly jeopardize the safety level of foundations.

The structural safety level was evaluated in a simplified manner by checking the load capacity of the columns under biaxial bending.

Figure 10 - Addition of load in the foundation of column P1

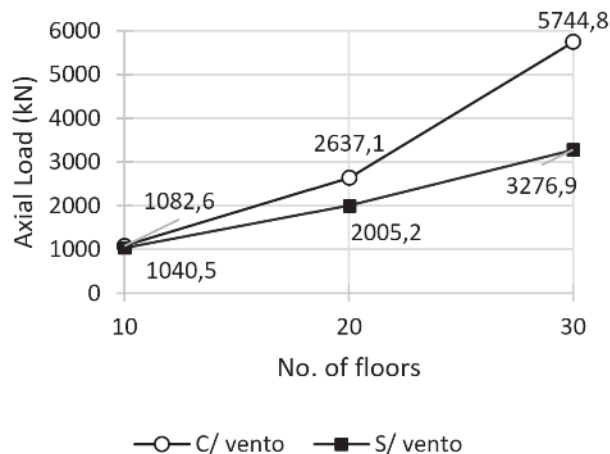


Figure 11 - Addition of load in the foundation of column P6

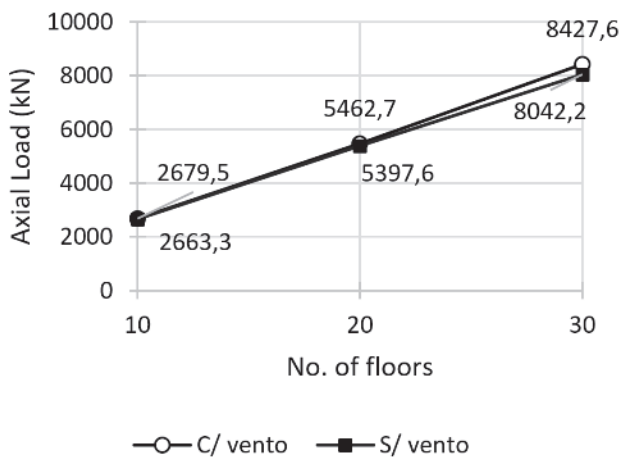
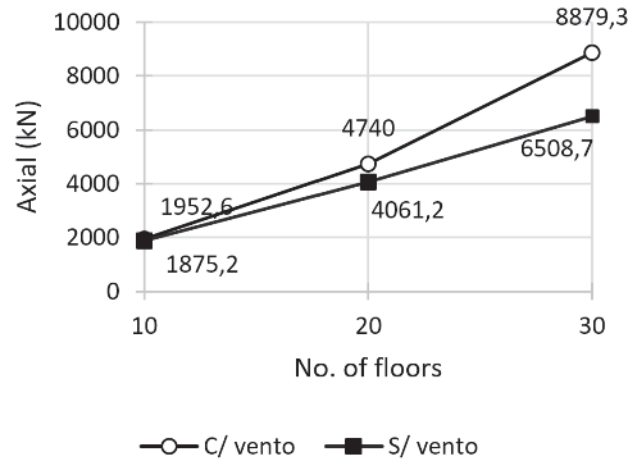


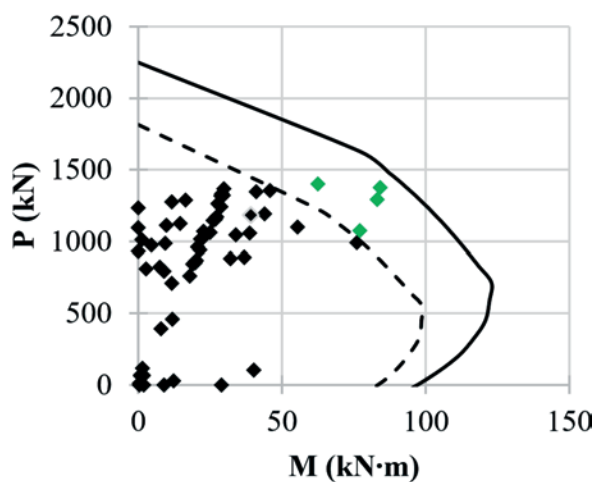
Figure 12 - Addition of load in the foundation of column P11



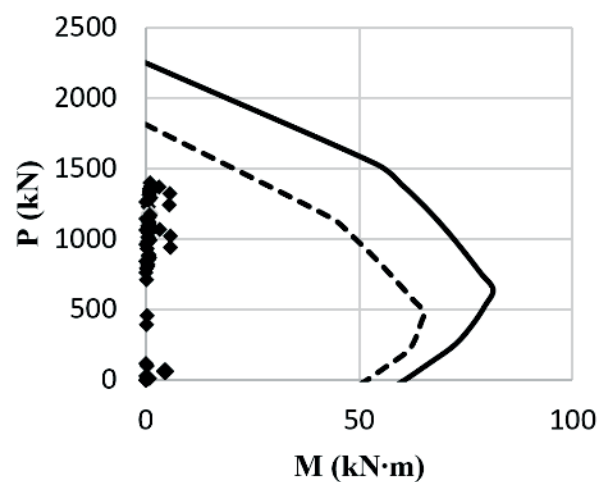
Columns P1, P6 and P11 were selected to illustrate the global response and for these elements diagrams of iteration were generated, as illustrated in Figure 3. Figure 13 shows the resistance envelopment for P1 in the case of the 10-floor building. In this and in the other figures, the dashed line indicates the design envelop, considering the all safety coefficients and the solid line shows the strength considering the characteristic resistances of steel and of concrete. It is possible to see that for 4 combinations of actions the design load was bigger than the design resistance. This indicates that for these cases of load, the design safety level would not be satisfied. In the case of the 20-floor building, the diagrams of columns P1 and

P11 are worth mentioning, which presented critical combination of actions, as show in Figures 14 and 15. In x direction of column P1, 4 combinations extrapolated the characteristic resistance of the column and other 2 the design one, whereas for the y direction only 1 combination was higher than the design strength. On the other hand, for column P11, only the y direction presented critical situations, with 4 combinations resulting in higher forces than the characteristic strength and 7 higher than the design one. This indicates that these columns would have a higher probability to ruin. For the 30-floor model, it was observed that the most critical situations would also occur for columns P1 and P11 (see Figures 16

Figure 13 - Interaction diagrams for column P1 of 10 floors

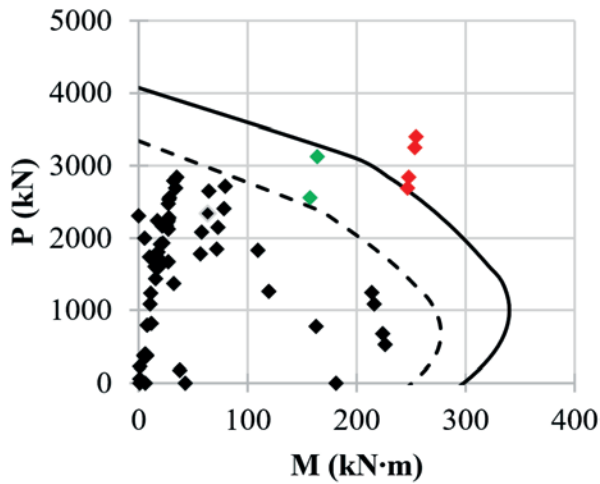


A Axis X

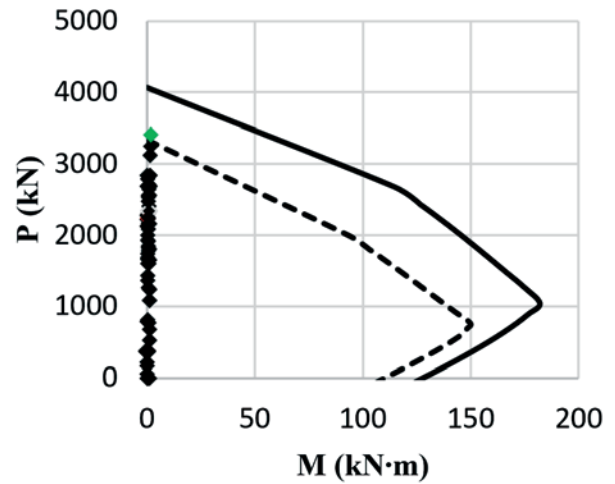


B Axis Y

Figure 14 - Interaction diagrams for column P1 of 20 floors



A Axis X



B Axis Y

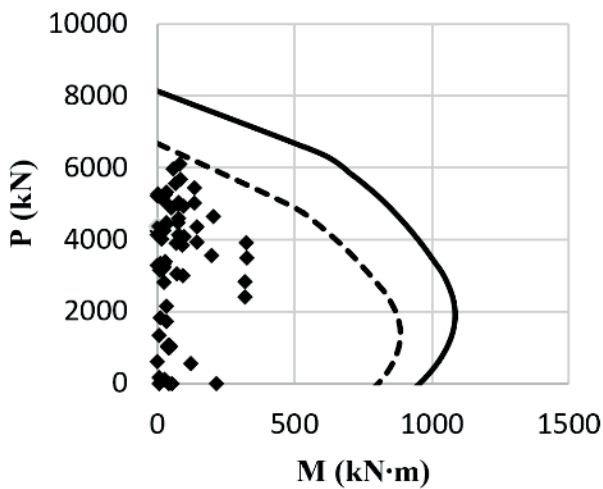
and 18), while for column P6 (see Figure 17) in all models, the iteration diagram showed that the acting force level would be lower than the design strength. The analyses carried out for the 30-floor building showed that also in the case of columns P1 and P11 the probability of ruin would be significant. In these cases, even more seriously, it is possible to realize that many of the critical points

would be related to abrupt ruin modes, governed by crushing of concrete without cracking of the columns.

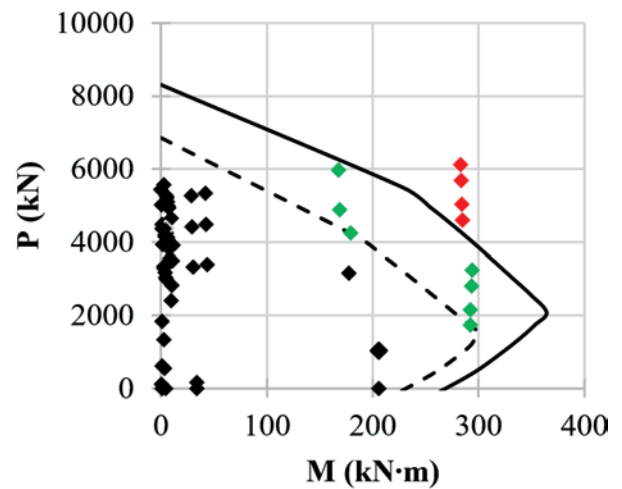
5. Conclusions

This study shows in an objective way how the wind action affects

Figure 15 - Interaction diagrams for column P11 of 20 floors

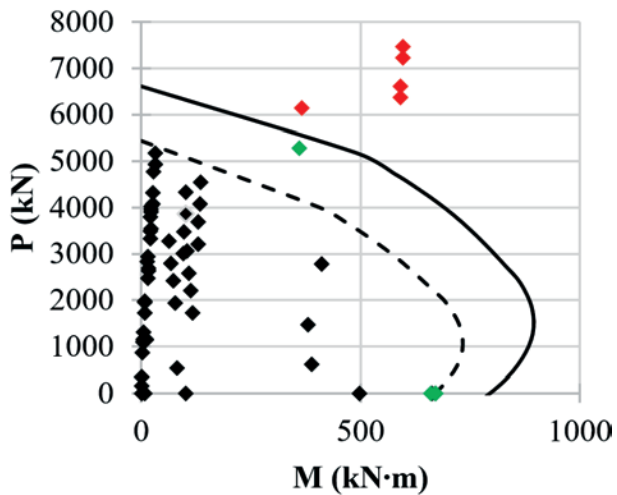


A Axis X

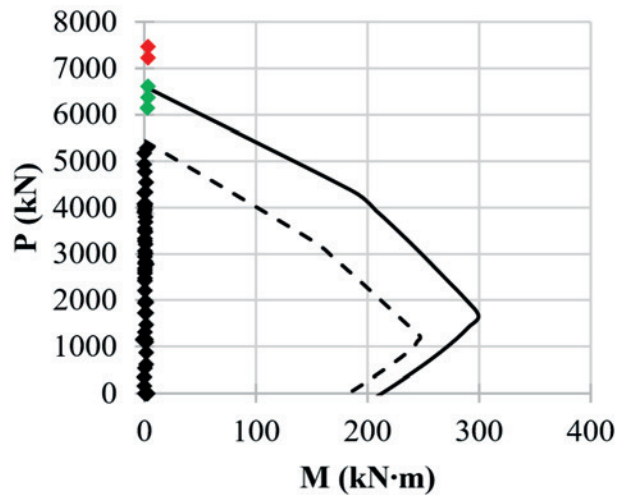


B Axis Y

Figure 16 - Interaction diagrams for column P1 of 30 floors



A Axis X



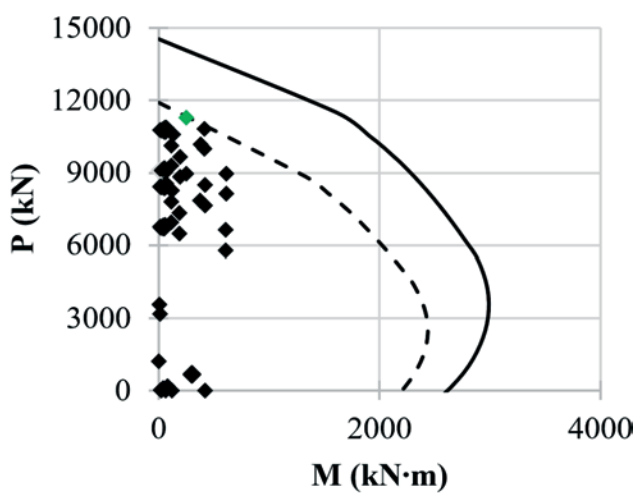
B Axis Y

the response and the forces in the columns and in the foundations of reinforced concrete buildings. To the Serviceability Limit State, it can be concluded that ignoring the wind action in design stage can significantly jeopardize the stiffness and the stability of the building, even in the case of short building with only 10 floors, where high horizontal displacements and expressive increase in

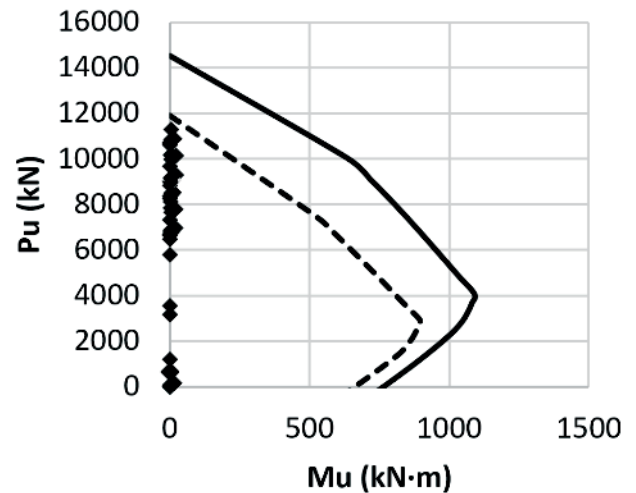
2nd order effects were observed. This could in practice jeopardize the comfort level of users, as Kwok *et al* [22] highlights, besides generating damage to non-structural elements, as masonry and window frames.

From the Ultimate Limit State point of view, there was expressive increase in foundations loads in edge and corner columns, resulting in

Figure 17 - Interaction diagrams for column P6 of 30 floors

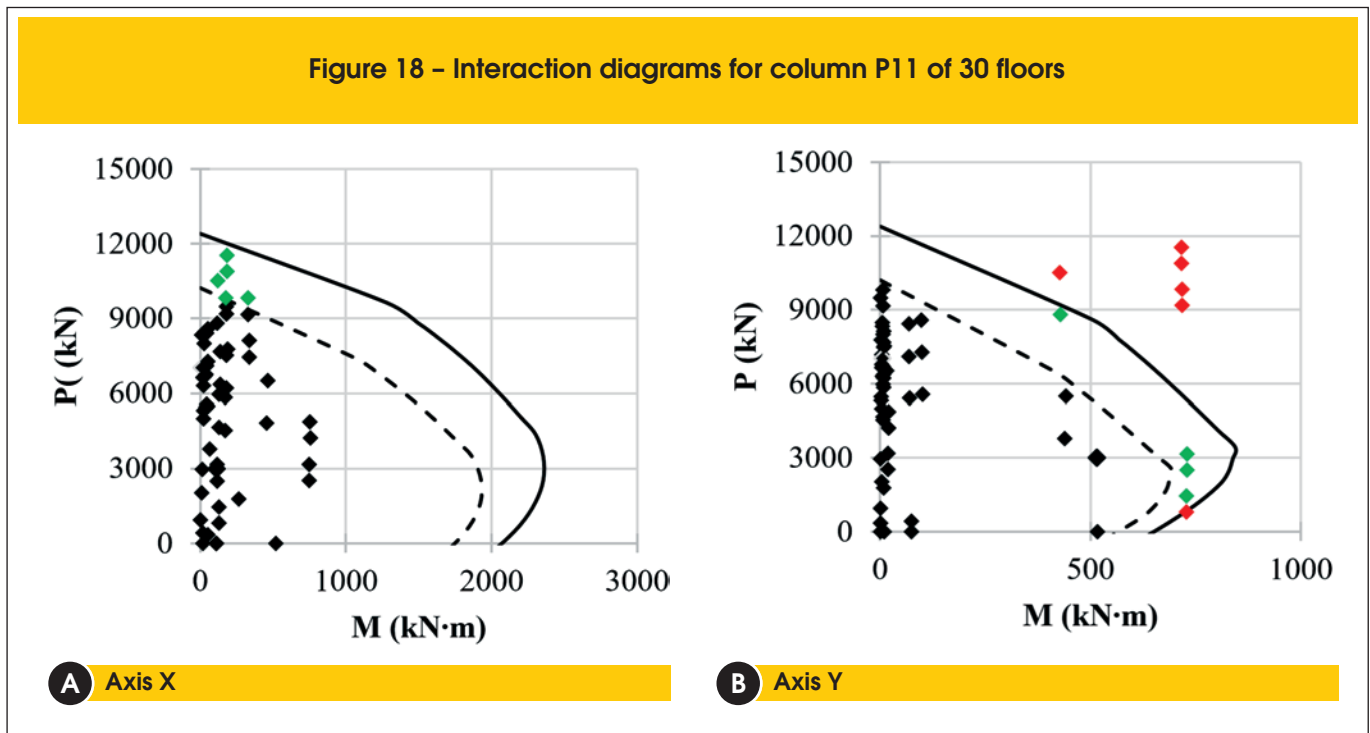


A Axis X



B Axis Y

Figure 18 – Interaction diagrams for column P11 of 30 floors



unacceptable levels of ruin probability. In the case of columns from the 30-floor building, it must be pointed out that many of the critical combinations would be related to ruins with the column's section completely compressed, which would not generate any indication of risk to users. The analyses presented in this paper ignore some beneficial effects, such as the increase of stiffness caused by bracing generated by masonry. Still, these results serve as warning to all Brazilian technical community about the importance of wind action consideration in concrete structures design.

6. Acknowledgments

The authors would like to thank the support to this and to other researches to: *Universidade Federal do Pará (UFPA)*; to *Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE)*; to *Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada (NUMEA)*; to Tucuruí Campus; to Eletronorte; and to the Funding agencies CNPq, CAPES and FAPESPA.

7. Bibliographic references

- [1] LI *et al.* An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures. *Engineering Structures*, V. 33, pp. 2931–2942, 2011.
- [2] KAMARI *et al.* Reliability study and simulation of the progressive collapse of Roissy Charles de Gaulle Airport. *Case Studies in Engineering Failure Analysis*, V. 3, pp. 88-95, 2015. SHA, W.; MALINOV, S. Cantilever steel post damaged by wind. *Case Studies in Engineering Failure Analysis*, 2014, V. 2, pp. 162-168.
- [3] SCHELLHAMMER *et al.* Another Look at the Collapse of Skyline Plaza at Bailey's Crossroads, Virginia. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, V. 27(3), pp. 354-361, 2013.
- [4] KING, S.; DELATTE, N.J. Collapse of 2000 commonwealth Avenue: Punching Shear Case Study. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, V. 27 (1), pp 54-61, 2004.
- [5] GARDNER *et al.* Lessons from the Sampoong department store collapse. *Cement & Concrete Composites*, V. 24(6), pp. 523–529, 2002.
- [6] SOUZA, R.A.; ARAÚJO, M.J.S. The progressive failure of 15 balconies and the engineering techniques for their reconstruction. *Engineering Failure Analysis*, V. 18, pp. 895-906, 2011.
- [7] KALTAKCI *et al.* An investigation on failed or damaged reinforced concrete structures under their own-weight in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, V. 14, pp. 962-969, 2007.
- [8] DYRBYE, C.; HANSEN, S.O. *Wind Loads on Structures*. JOHN WILEY & SONS, 1997.
- [9] SHA, W.; MALINOV, S. Cantilever steel post damaged by wind. *Case Studies in Engineering Failure Analysis*, V. 2, pp. 162-168, 2014.
- [10] KLINGER *et al.* Failure analysis on collapsed towers of overhead electrical lines in the region Münsterland (Germany) 2005. *Engineering Failure Analysis*, V. 18, pp. 1873-1883, 2011.
- [11] RAO *et al.* Investigation of transmission line tower failures. *Engineering Failure Analysis*, V. 17, pp. 1127-1141, 2010.
- [12] NBR 6118, Projeto de Estruturas de Concreto Armado. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2014.
- [13] NBR 6123, Forças Devidas ao Vento em Edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1988.
- [14] ROSA *et al.* Wind-induced dynamics and loads in a prismatic slender building: A modal approach based on unsteady pressure measurements. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, V. 107-108, pp. 118-130, 2012.

- [15] ELSHARAWY *et al.* Wind-induced torsional loads on low buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, V. 104-106, pp. 40-48, 2012.
- [16] NBR 5422. Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1985.
- [17] Data from ICEA, available in <http://clima.icea.gov.br/clima/index.php>.
- [18] ELSHARAWY *et al.* Torsional and shear wind loads on flat-roofed buildings. *Engineering Structures*, V. 84, pp. 313-324, 2015
- [19] FEITOSA, L.A.; ALVES, E.C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. *Ibracon Structures and Materials Journal*, V. 8, N. 2, p. 196-224, 2015.
- [20] NILSON *et al.* *Design of Concrete Structures*. McGraw-Hill, 2010.
- [21] NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2004.
- [22] KWOK *et al.* Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, V. 97, pp. 368-380, 2009.

Effect of wind in the design of reinforced concrete buildings

Efeito do vento no dimensionamento de edifícios de concreto armado



L.S. TAPAJÓS^a
luamintapajos@hotmail.com

J. A. T. FERREIRA^b
ferreira.augusto@hotmail.com

A. F. LIMA NETO^b
aaraol@yahoo.com.br

M. R. TEIXEIRA^b
marcelorassyteixeira@gmail.com

M. P. FERREIRA^c
mpina@ufpa.br

Abstract

This paper presents the results from a parametric study carried in order to quantify how far errors in the design stage related to the consideration of the wind action may put at risk the response and safety of reinforced concrete buildings. Using an architectural model as reference and varying the number of floors of the building, the structural safety was evaluated as a function of the wind action intensity. Results showed that even for low-rise buildings, with 10 floors, ignoring the wind action can significantly jeopardize their behaviour and safety. Yet, for slenderer buildings, up to 30 floors, it can lead to catastrophic results, as the ruin of the structure by progressive collapse.

Keywords: wind, columns, reinforced concrete, buildings.

Resumo

Este artigo apresenta os resultados de um estudo paramétrico realizado com o objetivo de quantificar o tanto que erros na etapa de projeto relacionados com a consideração da ação do vento podem comprometer a resposta em serviço e a segurança de edifícios de concreto armado. Usando-se um modelo arquitetônico como referência e variando-se o número de pavimentos do edifício, a segurança estrutural foi avaliada como uma função da intensidade da ação do vento. Os resultados mostraram que mesmo para edifícios baixos, com 10 pavimentos, a desconsideração da ação do vento pode comprometer significativamente o comportamento e a segurança e que no caso de edifícios mais esbeltos, com até 30 pavimentos, pode levar a resultados catastróficos, como a ruína da estrutura através de colapso progressivo.

Palavras-chave: vento, pilares, concreto armado, edifícios.

^a Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil;

^b Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil e Ambiental, Tucuruí, PA, Brasil;

^c Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil, Belém, PA, Brasil.

1. Introdução

O colapso progressivo é um mecanismo de ruína parcial ou total de uma estrutura provocado pela falha localizada de um elemento estrutural primário (Li *et al* [1]). Isto leva à redistribuição das cargas para os elementos do entorno, os quais também podem vir a ruir. Existem na literatura nacional e internacional diversos casos de acidentes estruturais sérios em edificações com estrutura de concreto (Kamari *et al* [2], Schellhammer *et al* [3], King e Delatte [4], Gardner *et al* [5]). Souza e Araújo [6] destacam que no Brasil a quantidade de acidentes estruturais é crescente e que eles têm como origem, fundamentalmente, falhas nas etapas de projeto e construção. Isto é recorrente também em outros países, e como exemplo pode-se citar o trabalho de Kaltakci *et al* [7], que analisando as causas de acidentes em edificações em fase de construção na Turquia, chegaram às mesmas conclusões.

No dia 29 de janeiro de 2011 ocorreu na cidade de Belém, Pará, um dos maiores acidentes estruturais em edifícios de concreto armado registrados no Brasil. Neste dia, o edifício residencial *Real Class*, que se encontrava em fase de construção, ruiu vitimando fatalmente três pessoas. A Figura 1 mostra o edifício em construção e a paisagem após o seu colapso. Este edifício tinha área construída

de aproximadamente 13.400 m² e era composto por 01 pavimento Subsolo, 01 nível Térreo e 35 pavimentos elevados, tendo cerca de 105 m de altura. A torre do edifício teve seu peso estimado em 9 mil toneladas, as quais eram suportadas em 25 pilares.

A ruína do edifício ocorreu durante uma forte chuva, onde foram registrados ventos intensos na cidade. Em estruturas esbeltas, o vento é uma das principais ações a ser considerada (ver Dyrbye e Hansen [8]) e existem registros de vários acidentes estruturais tendo esta ação como origem (ver Sha e Malinov [9], Klinger *et al* [10] e Rao *et al* [11]). Na época deste acidente, três equipes diferentes realizaram estudos sobre o caso e as análises desenvolvidas por uma equipe de professores da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará indicaram que ocorreram falhas de projeto quanto à consideração da ação horizontal do vento.

Este artigo apresenta resultados de um estudo paramétrico feito com o objetivo de evidenciar como erros na consideração da ação do vento na fase de projeto podem comprometer a resposta em serviço e a segurança no Estado Limite Último de edifícios de concreto armado. Para isso, uma planta arquitetônica típica foi utilizada como referência e para ela foram desenvolvidos os projetos estrutural e de fundações, tendo-se como uma das variáveis o número de pavimentos, que foi de 10, 20 e 30 pavimentos. A outra variável do estudo foi a ação do vento. Ela foi inicialmente desconsiderada, de forma a se gerar as dimensões e armaduras dos elementos estruturais, os quais foram dimensionados segundo recomendações da ABNT NBR 6118 [12]. Posteriormente, a ação do vento foi considerada conforme recomendado pela ABNT NBR 6123 [13] e os esforços solicitantes foram utilizados para verificar a resposta em serviço e a segurança da estrutura e das fundações que inicialmente foram dimensionadas sem a consideração do vento. A resposta em serviço e a segurança dos pilares e das fundações é discutida.

2. Revisão bibliográfica

2.1 Vento

No projeto estrutural de edifícios, o vento é fisicamente representado por um perfil de velocidade incidindo em uma edificação. Suas características e os efeitos por ele gerados em um edifício dependem da geometria da edificação, da região, do tipo de terreno e dos obstáculos entrecostos. Rosa *et al* [14] advertem que o entorno exerce grande influência nas cargas de vento em um determinado edifício e que sua consideração com precisão só é possível se houverem dados experimentais de ensaios em túnel de vento. Já Elsharawy *et al* [15] ressaltam que mesmo edificações baixas podem sofrer influência significativa da ação do vento, uma vez que em função da sua geometria em planta e do posicionamento dos pilares, a ação do vento pode induzir esforços de torção no pórtico espacial.

Embora a ABNT NBR 6123 [13] não oriente quanto à utilização de dados de estações meteorológicas automatizadas, a norma ABNT NBR 5422 [16] faz alusão a este procedimento nas recomendações para projetos de linhas de transmissão. Neste caso, os valores utilizados atualmente para a confecção das isopletas podem ser verificados através de dados fornecidos por estações automáticas, disponibilizados por instituições responsáveis pela monitoração de dados meteorológicos. A Figura 2 mostra dados

Figura 1 - Colapso do Edifício Real Class

(Disponível em

<http://compradordeimovel.no.comunidades.net/edificio-real-class-construtora-real>)



da velocidade do vento fornecidos para a cidade de Belém-PA pelo ICEA [17], no período de 1951 a 2010. É possível perceber que a velocidade básica do vento (V_0) para Belém, que é de 30 m/s, foi superada três vezes neste período e que a média dos resultados parece apresentar tendência crescente em função do tempo.

Sabe-se que as pressões exercidas pelo vento não são estáticas. Elas sofrem flutuações (rajadas) e são dependentes das características de incidência do mesmo sobre as estruturas (Elsharawy *et al* [18]). Estas flutuações de pressão dependem não apenas do tempo de rajada, mas também do regime de escoamento (turbulência) e podem fazer com que a estrutura sofra oscilações dinâmicas, podendo provocar a fadiga. Nas situações de projeto, as normas recomendam a adoção das velocidades das rajadas no dimensionamento estrutural, uma vez que as estruturas em geral têm frequência fundamental de vibração maior do que a frequência do vento natural.

A intensidade dos esforços exercidos pelo vento sobre uma estrutura varia espacialmente e temporalmente e, em projeto, a maioria das normas adota uma metodologia simplificada em que a ação dinâmica do vento é substituída por um carregamento estático equivalente. Através deste procedimento, tenta-se representar o pico máximo de pressão provocada pelo vento sobre a estrutura, sendo esta pressão uma função da velocidade básica do vento (V_0), e dos parâmetros S1, S2 e S3, conforme indicado na Equação 1. Esta velocidade (V_0) foi estabelecida para todo o país através de abordagem probabilística e é definida como a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Outra consideração importante na determinação dos efeitos do vento é a força de arrasto, que em edifícios de múltiplos andares descreve os esforços induzidos pelo vento, devendo ser calculada segundo a ABNT NBR 6123 [13] usando a Equação 2.

$$q = 0.613 \cdot (V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \quad (1)$$

$$F_a = C_a q A \quad (2)$$

Onde:

F_a é a força de arrasto,

C_a é o coeficiente de arrasto, obtido em função da altura e das dimensões em planta do edifício,

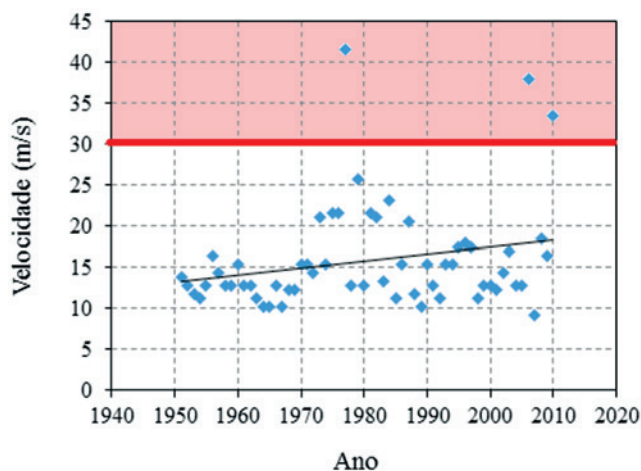
q é a pressão de obstrução,

A é a área da superfície de referência.

S1, S2 e S3 são parâmetros definidos na ABNT NBR 6123 [13]

A determinação do coeficiente de arrasto é feita em função das condições de turbulência do vento. A ABNT NBR 6123 [13] define que uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, estendendo-se estas, na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de: 500 m, para uma edificação de até 40 m de altura; 1.000 m, para uma edificação de até 55 m de altura; 2.000 m, para uma edificação de até 70m de altura; e 3.000 m, para uma edificação de até 80 m de altura.

Figura 2 - Histórico da velocidade do vento em Belém-PA (ICEA)



2.2 Estabilidade global

A verificação de pilares de concreto armado em edifícios altos é influenciada pela estabilidade global do edifício, podendo ser negativamente afetada pelos efeitos de segunda ordem obtidos com o cálculo considerando a estrutura deformada. A ABNT NBR 6118 [12] apresenta dois processos aproximados para a verificação da possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem: parâmetro de instabilidade α ; e coeficiente γ_z . Eles são usados para classificar uma estrutura como sendo de nós fixos ou móveis e, no caso do coeficiente γ_z , considera-se que uma estrutura é de nós fixos se $\gamma_z \leq 1,1$. Feitosa e Alves [19] consideram que o uso destes parâmetros em projeto é conveniente, uma vez que a consideração precisa dos efeitos de 2ª ordem pode aumentar significativamente a complexidade da análise. O coeficiente γ_z pode ser determinado usando a Equação 3, e no caso de estruturas de nós móveis, desde que $\gamma_z \leq 1,3$, os esforços de 1ª ordem podem ser usados para calcular os de 2ª ordem, sendo majorados por $0,95\gamma_z$. No caso de a estrutura apresentar $\gamma_z > 1,3$, o cálculo dos efeitos de 2ª ordem deve ser feito utilizando o método de análise P-Delta.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de primeira ordem, encontrado pela Equação 4,

$\Delta M_{tot,d}$ é o acréscimo de momentos após a análise de primeira ordem, determinado pela Equação 5.

$$M_{1,tot,d} = \sum (F_{hid} h_i) \quad (4)$$

Onde:

F_{hid} é a força horizontal aplicada no pavimento i ,
 h_i é a altura do pavimento h .

$$\Delta M_{tot,d} = \sum (P_{id} u_i) \tag{5}$$

Onde:

P_{id} é a força vertical atuante no pavimento i ,
 u_i é o deslocamento horizontal do pavimento i .

2.3 Dimensionamento de pilares de concreto armado

Os pilares em edifícios estarão sempre submetidos a momentos fletores além das forças normais de compressão, como resultado da assimetria dos vãos, dos carregamentos, da necessidade de absorver o momento desbalanceado das vigas ou ainda provenientes de ações horizontais como o vento. Nestes casos, é comum tanto para o dimensionamento quanto para a verificação da capacidade resistente usar diagramas de interação força normal-momento fletor. Estes diagramas são construídos assumindo-se pontos com diferentes estados de deformação na seção transversal e computando-se para

cada um destes pontos a força normal e o momento resultante na seção, conforme ilustrado na Figura 3a para flexo-compressão normal. Nesta figura, um ponto A qualquer representa uma combinação de força normal e momento fletor que levaria o pilar a ruína. Nela, qualquer combinação de esforços que resulte em um ponto dentro da curva representa um estado de carregamento seguro e qualquer ponto fora mostra uma combinação de esforços superior à capacidade resistente do elemento. Linhas radiais como a linha OA representam a excentricidade do carregamento e o ponto B mostra a combinação de esforços para uma ruptura balanceada. Acima deste ponto a ruptura é controlada pela compressão e abaixo ela é controlada por tração. Combinações de esforços acima na linha OC indicam situações críticas onde a ruína pode ocorrer sem que haja deformações de tração no elemento (sem fissuração). No caso de pilares sob flexo-compressão oblíqua, é possível traçar uma superfície de interação tridimensional a partir dos diagramas de interação para os dois eixos principais, como ilustrado na Figura 3b, para os casos a e b. Para o caso c, que combina momentos nas direções x e y, a orientação da excentricidade resultante é definida pelo ângulo λ , calculado pela Equação 6. A flexão neste caso ocorre em um eixo definido pelo ângulo θ . Na prática a construção desta superfície tridimensional de interação pode ser bastante complicada mesmo usando-se métodos computacionais. Neste artigo, ela foi construída de forma simplificada, conforme descrito por Nilson *et al* [20] e apresentado na Equação 7.

Figura 3 – Diagramas de interação para pilares de concreto armado

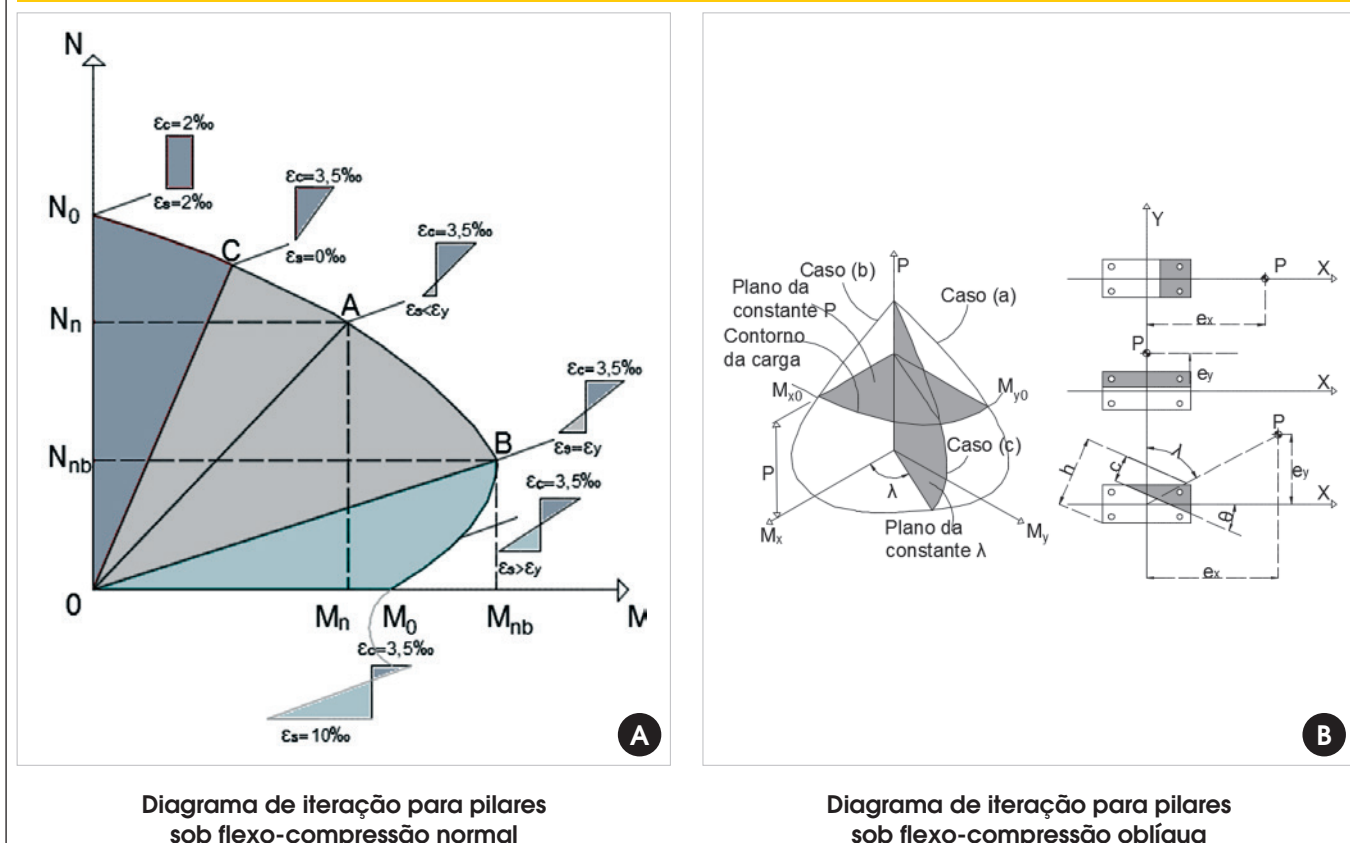
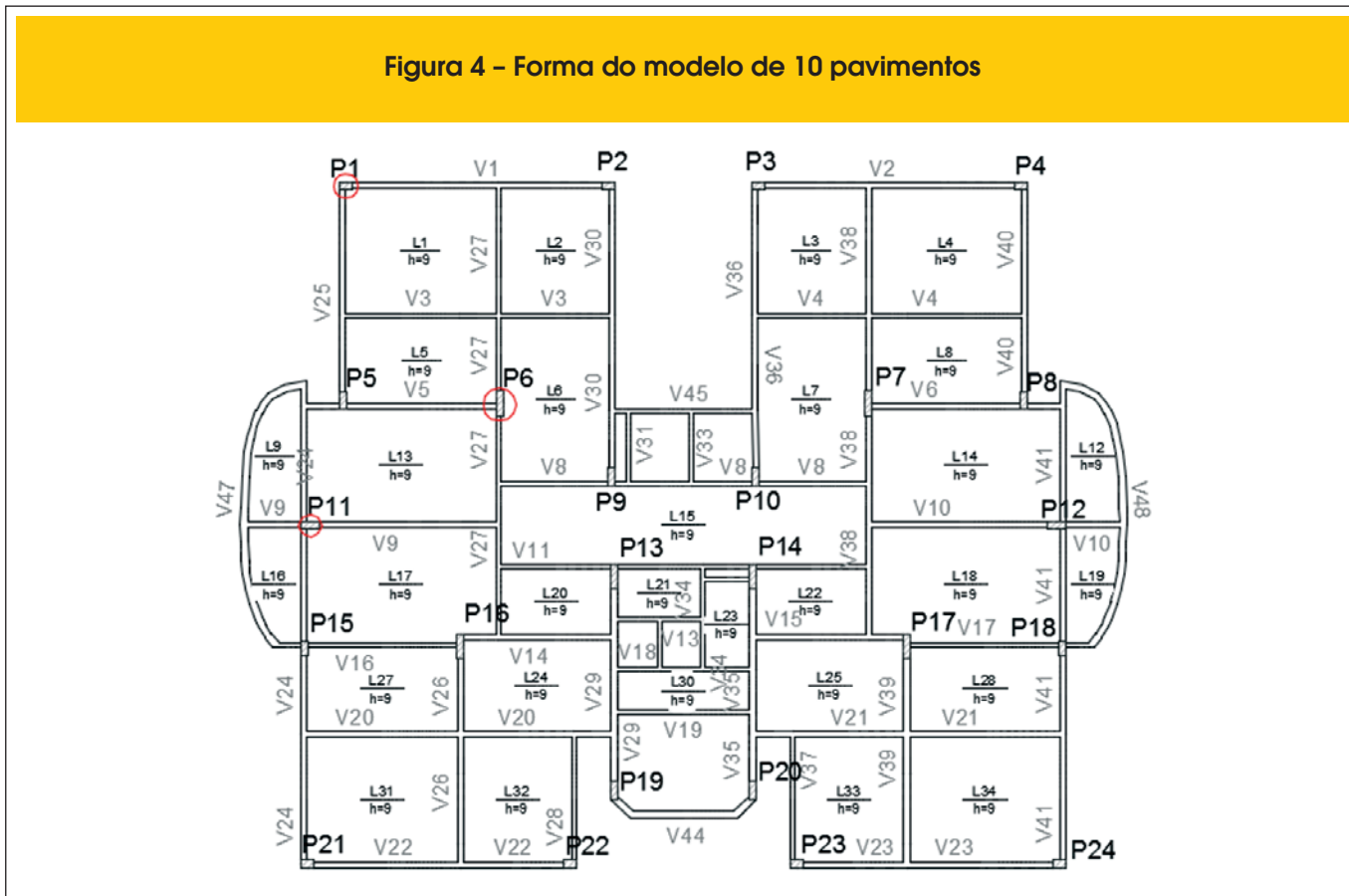


Figura 4 - Forma do modelo de 10 pavimentos



$$\lambda = \arctan \frac{e_x}{e_y} = \arctan \frac{M_{nx}}{M_{ny}} \quad (6)$$

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nx0}} \right)^2 + \left(\frac{M_{ny}}{M_{ny0}} \right)^2 = 1 \quad (7)$$

Onde:

- $M_{nx} = P_n \cdot e_y$
- $M_{nx0} = M_{nx}$ quando $M_{ny} = 0$
- $M_{ny} = P_n \cdot e_x$
- $M_{ny0} = M_{ny}$ quando $M_{nx} = 0$

3. Estudo paramétrico

3.1 Modelagem computacional

A metodologia consistiu em, tomando como base uma planta arquitetônica do pavimento tipo de um edifício, dimensionar a estrutura de concreto armado e as fundações desconsiderando completamente a ação do vento. Isto foi feito tendo-se como variável o número de pavimentos, gerando-se pórticos espaciais com 10,

20 e 30 andares, a fim de evidenciar o impacto da ação do vento em edifícios de concreto armado. Posteriormente, a ação do vento foi introduzida nestes modelos, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6123 [13], a fim de evidenciar o impacto desta ação na resposta em serviço e no nível de segurança tanto da estrutura quanto das fundações. Estas análises foram feitas usando o software comercial AltoQi, Eberick V9.

Nos modelos iniciais sem vento, a seção geométrica dos pilares foi pré-dimensionada através do método das áreas de influência e, após esta etapa, a estrutura foi processada para a determinação definitiva das dimensões e taxas de armadura dos elementos estruturais necessárias para suportar com segurança os esforços verticais. Posteriormente, foram gerados os diagramas de resistência característica e de projeto de todos os pilares, tendo como base as seções e armaduras encontradas nas análises sem vento. As estruturas foram então analisadas novamente, porém considerando a ação do vento conforme estabelecido pela ABNT NBR 6123 [13]. Destas análises foram extraídas as combinações de ações em cada um dos pilares, para a avaliação da segurança estrutural. Foram analisados ainda os deslocamentos horizontais da estrutura, a fim de avaliar seu desempenho em serviço, o coeficiente gama-z, como um parâmetro indicativo de instabilidade, além do aumento dos momentos de segunda ordem.

As Figuras 4, 5 e 6 apresentam as plantas de forma das estruturas que foram geradas para os modelos com 10, 20 e 30 pavimentos, respectivamente, nas análises sem a consideração do vento. Nestas figuras, estão destacados com um círculo vermelho os pilares

Figura 5 - Forma do modelo de 20 pavimentos

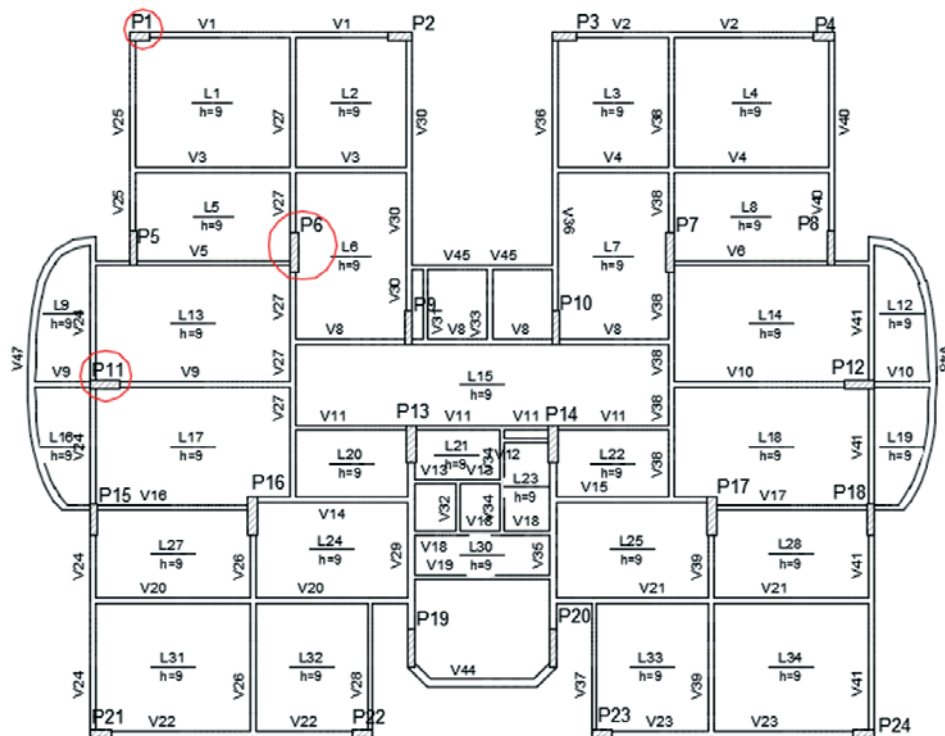


Figura 6 - Forma do modelo de 30 pavimentos

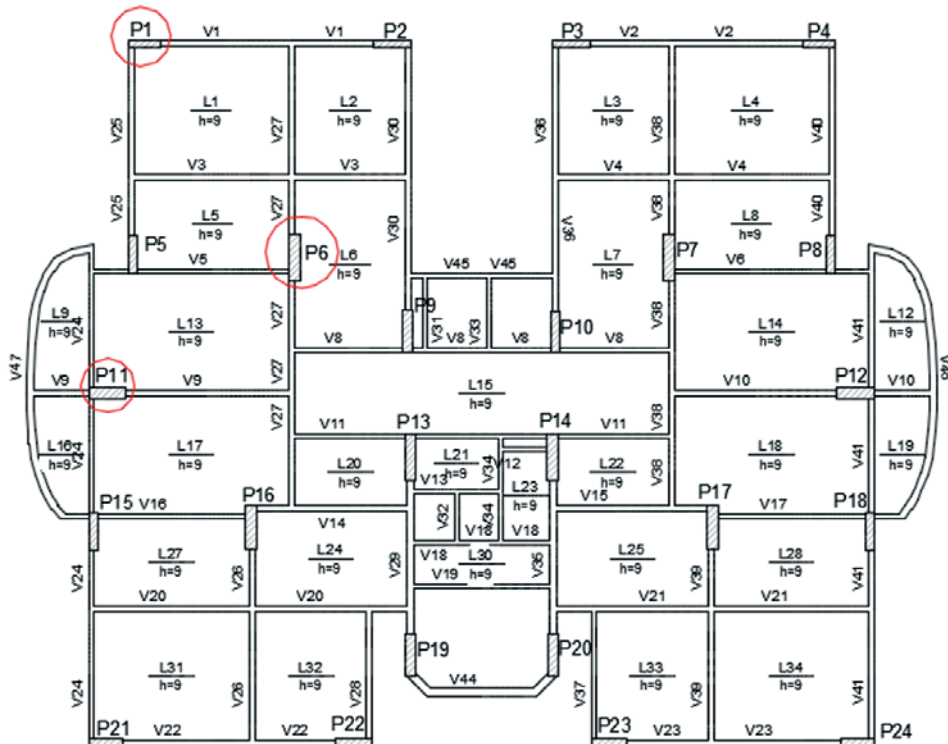


Tabela 1 - Dimensões e armaduras dos pilares estudados para o modelo de 10 pavimentos

Pilares	Barras	As (cm ²)	Seção (cm)	ρ (%)
P1	14 Ø 12,5	17,18	20 x 30	2,86
P6	16 Ø 20,0	50,27	20 x 70	3,59
P11	10 Ø 20,0	31,42	20 x 50	3,14

Tabela 2 - Dimensões e armaduras dos pilares estudados para o modelo de 20 pavimentos

Pilares	Barras	As (cm ²)	Seção (cm)	ρ (%)
P1	18 Ø 16,0	36,19	20 x 50	3,62
P6	18 Ø 25,0	88,36	25 x 100	3,53
P11	36 Ø 16,0	72,38	25 x 80	3,62

Tabela 3 - Dimensões e armaduras dos pilares estudados para o modelo de 30 pavimentos

Pilares	Barras	As (cm ²)	Seção (cm)	ρ (%)
P1	30 Ø 16,0	60,32	20 x 80	3,77
P6	26 Ø 25,0	127,36	30 x 120	3,54
P11	38 Ø 20,0	119,38	30 x 100	3,98

que foram selecionados para a apresentação e discussão dos resultados neste artigo. Foram escolhidos um pilar de canto (P1), um pilar próximo ao bordo do pavimento (P11) e um pilar interno (P6). As Tabelas 1, 2 e 3 apresentam as dimensões da seção transversal destes pilares e as armaduras que foram dimensionadas, para os modelos com 10, 20 e 30 pavimentos, respectivamente.

3.2 Critérios da ABNT NBR 6123 (1988)

A velocidade básica do vento definida na ABNT NBR 6123 [13] é de $v_0 = 30\text{m/s}$ para a cidade de Belém, Pará. Para o cálculo do coeficiente de arrasto, o regime de escoamento foi assumido como sendo de baixa turbulência e foi calculado segundo os ábacos da norma brasileira sabendo-se que as dimensões em planta do pavimento são de 20,80 m x 19,20 m. Os coeficientes de correção para a velocidade característica foram:

- $S_1 = 1,00$, relativo aos terrenos planos ou fracamente acidentados que caracterizam a região metropolitana de Belém;
- S_2 pode ser calculado através da Equação 8. É definido pela norma brasileira como uma função da categoria de rugosidade do terreno e das dimensões da edificação. Para a definição dos parâmetros b , p , e Fr foi admitido que o terreno é de categoria IV, caracterizado por ser coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados com cota média igual a 10 m. Para o modelo de 10 pavimentos, foi adotada a classe B, e para os demais foram usados os valores correspondentes a classe C;
- $S_3 = 1,00$, valor recomendando pela norma para edificações residenciais com vida útil de 50 anos.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (8)$$

Onde:

b , p e F_r são constantes definidas na norma brasileira de vento; z é a cota acima do terreno.

3.3 Critérios da ABNT NBR 6118 (2014)

Segundo a ABNT NBR 6118 [12], para a determinação dos esforços globais de segunda ordem, a não-linearidade física dos materiais pode ser considerada de forma simplificada para estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, admitindo-se para o cálculo da rigidez dos elementos estruturais os valores apresentados nas Equações 9, 10 e 11.

$$(EI)_{sec} = 0.3 \cdot E_c \cdot I_c \quad (9)$$

$$(EI)_{sec} = 0.4 \cdot E_c \cdot I_c \quad \text{for } A_s' \neq A_s \quad (10)$$

$$(EI)_{sec} = 0.8 \cdot E_c \cdot I_c \quad (11)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$ é a rigidez do elemento;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto.

Para a determinação das solicitações, a combinação das ações

segue a formulação recomendada pela ABNT NBR 8681 [21], apresentada na Equação 12.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (12)$$

Onde:

F_d é o valor de cálculo da ação,

γ_{gi} é o coeficiente de ponderação das ações permanentes,

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes,

γ_q é o coeficiente de ponderação das ações variáveis,

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação,

$\psi_{0j} F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

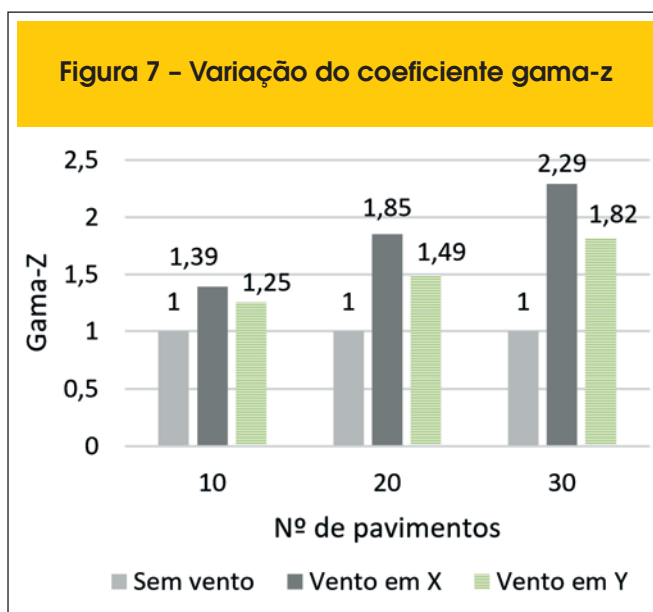
Para a avaliação da segurança dos pilares, foi considerado que a resistência de projeto (R_d) deveria ser superior a solicitação de projeto (S_d), conforme indicado na Equação 13.

$$R_d \geq S_d \quad \therefore \quad \frac{R_k}{\gamma_m} \geq \gamma_f \cdot S_k \quad (13)$$

4. Resultados

4.1 Estado Limite de Serviço (ELS)

Os estados limites de serviço estão relacionados com o conforto



das pessoas e com a durabilidade e boas condições de uso da estrutura, considerando-se tanto usuários quanto os equipamentos e máquinas instalados na edificação. A ABNT NBR 6118 [12] recomenda para estruturas de concreto que os seguintes estados limites de serviço sejam verificados: estado limite de formação de fissuras; estado limite de abertura de fissuras; estado limite de deformações excessivas; estado limite de descompressão; estado limite de compressão excessiva; e estado limite de vibrações excessivas. Para este artigo, foi admitido que o estado limite de deformações excessivas seria dominante em relação aos demais e ele foi

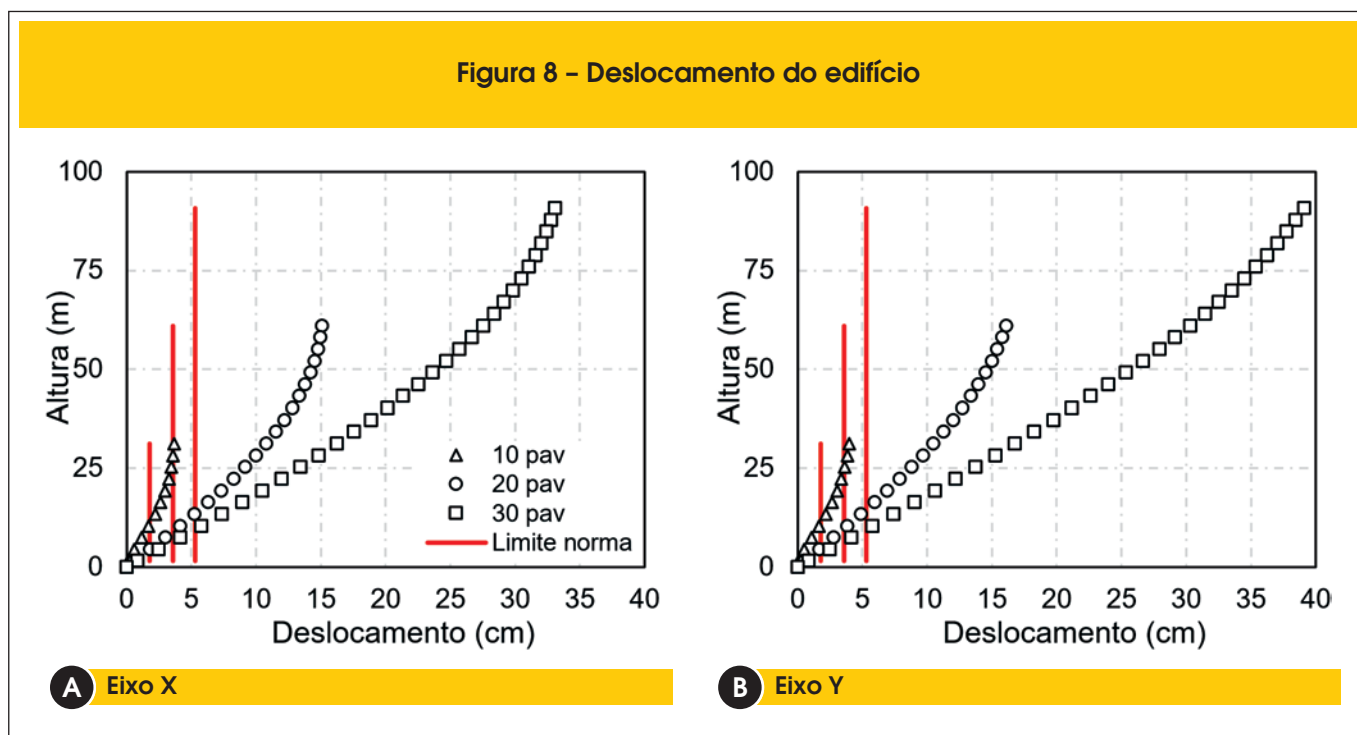
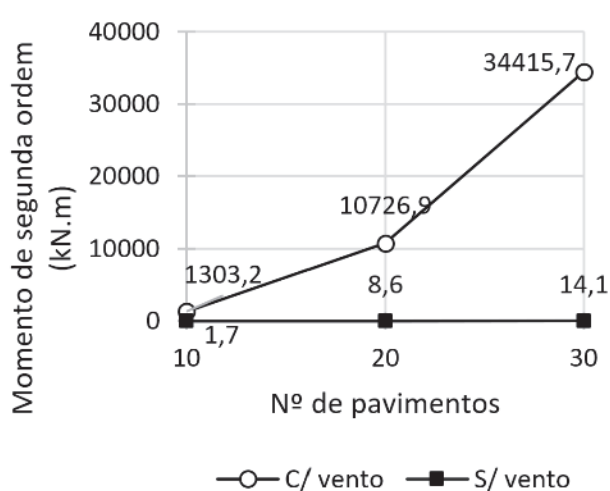
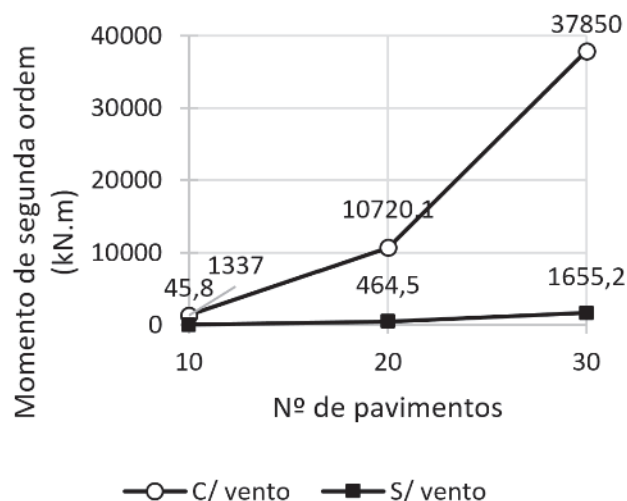


Figura 9 - Acréscimo do momento de segunda ordem no pórtico



A Eixo X



B Eixo Y

avaliado usando-se como parâmetros de análise o deslocamento global da estrutura e o coeficiente gama-z. O coeficiente gama-z é usado como parâmetro de estabilidade e avalia a importância dos efeitos de segunda ordem globais. AABNT NBR 6118 [12] admite que em estruturas de nós móveis com $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ ele pode ser usado para determinação aproximada dos esforços globais de 2ª ordem.

A Figura 7 apresenta a variação do gama-z nas direções x e y em função do número de pavimentos. É possível perceber que a desconsideração da ação do vento faria com que mesmo o menor pórtico, com apenas 10 pavimentos, tivesse coeficiente γ_z de 1,39, o que requer que os efeitos de 2ª ordem sejam determinados pelo método de análise P-Delta. Já no caso mais extremo, do modelo com 30 pavimentos, foram encontrados valores para o γ_z de 2,29, indicando que os efeitos de 2ª ordem seriam extremamente elevados.

Já a Figura 8 apresenta a variação dos deslocamentos totais por pavimento considerando a ação do vento nas direções x e y. A ABNT NBR 6118 [12] recomenda que os deslocamentos sejam mantidos abaixo de valores limites a fim de evitar danos em elementos não estruturais, como paredes de alvenaria. Ela recomenda que no caso dos deslocamentos horizontais de edifícios, eles sejam mantidos em valores em centímetros abaixo de H/1700, o que resultaria em deslocamentos máximos de 1,8 cm, 3,6 cm e 5,3 cm para os pórticos com 10, 20 e 30 pavimentos, respectivamente. É possível perceber que considerando a ação do vento, os deslocamentos horizontais seriam significativamente superiores aos valores máximos recomendados pela norma brasileira.

4.2 Estado Limite Último (ELU)

O Estado Limite Último está relacionado com o colapso ou qualquer outra forma de ruína da estrutura que leve a paralisação no seu uso de forma parcial ou total. AABNT NBR 6118 [12] recomenda que para estruturas de concreto sejam verificados os seguintes

estados limites últimos: perda do equilíbrio da estrutura; esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos; esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de 2ª ordem; estado limite último provocado por solicitações dinâmicas; estado limite último de colapso progressivo; esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo; esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas;

Figura 10 - Acréscimo de carga na fundação do pilar P1

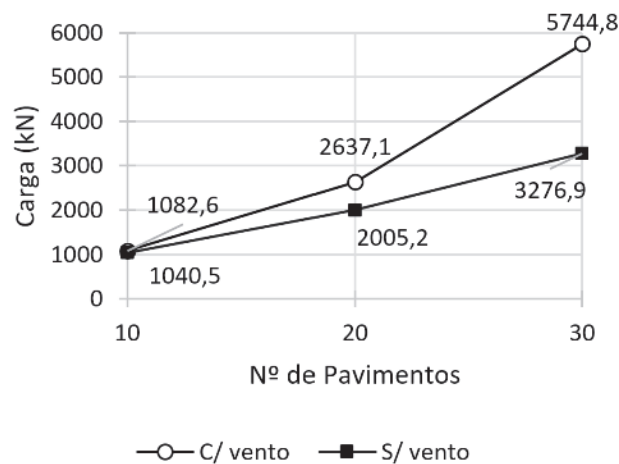


Figura 11 - Acréscimo de carga na fundação do pilar P6

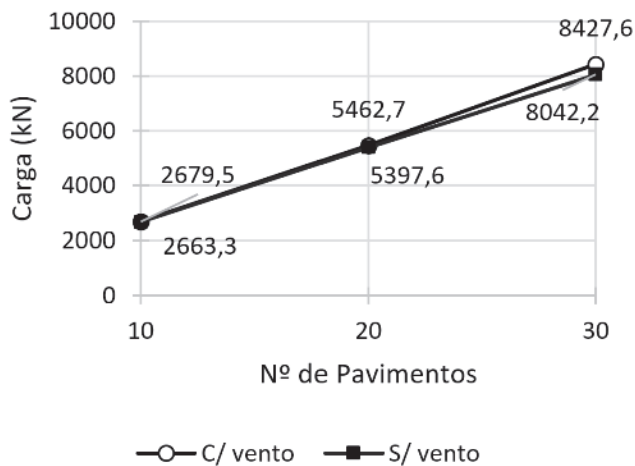
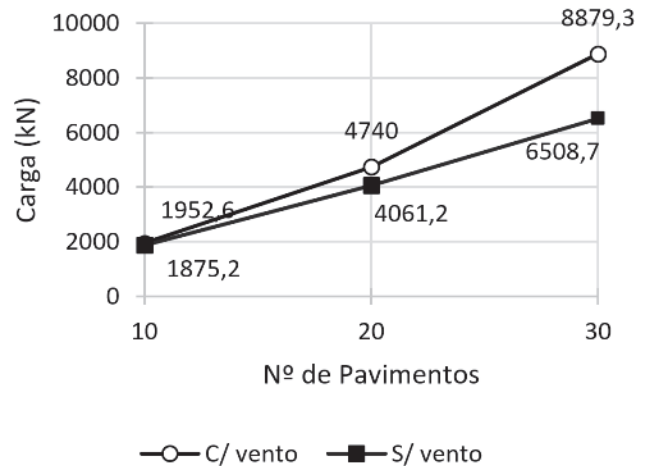


Figura 12 - Acréscimo de carga na fundação do pilar P11



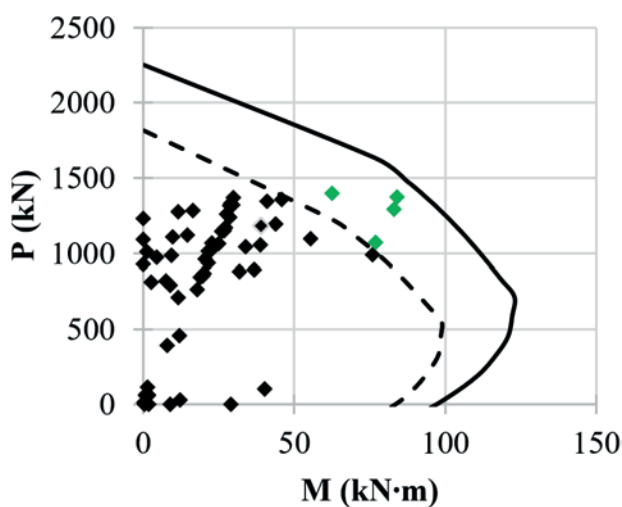
outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Para as análises deste artigo, considerou-se que o vento provocaria efeitos mais relevantes no estado limite último dos pilares. Assim, foram avaliados tanto o acréscimo nos momentos de 2ª ordem quanto a possibilidade de esgotamento da capacidade resistente dos pilares sob flexo-compressão oblíqua. A Figura 9 mostra os acréscimos nos momentos de 2ª ordem provocados pela ação do vento nas direções x e y do pórtico, conforme apresentado na Seção 2.2, evidenciando a importância de considerar corretamente em projeto as ações provocadas pelo vento. Foram observados

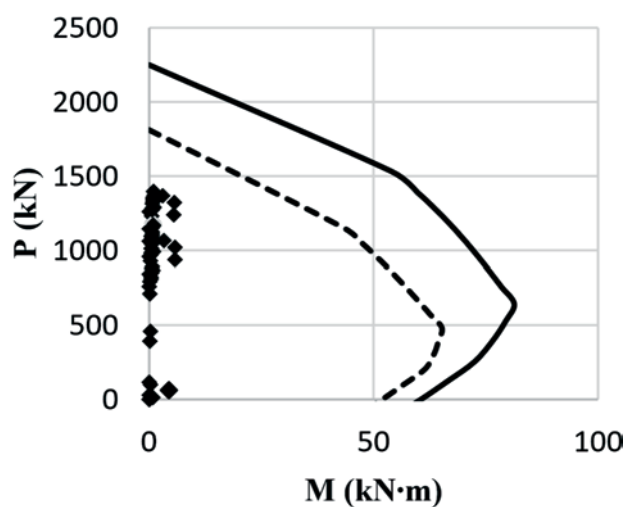
aumentos expressivos nos momentos de 2ª ordem, o que pode comprometer significativamente a segurança da estrutura.

Já as Figuras 10, 11 e 12 mostram os acréscimos de cargas nas fundações dos pilares P1, P6 e P11, respectivamente, provocados pela ação do vento. Para o pilar P6, observa-se nos 3 modelos que não houve mudanças significativas, possivelmente por se tratar de um pilar interno, sofrendo assim menor influência do vento. Porém para os pilares P1 e P11, na estrutura com 20 pavimentos, por exemplo, foram observados acréscimos na carga vertical de 31,5% e 16,7%, respectivamente, quando comparadas às situações com e sem a ação do vento. E para a mesma situação, no

Figura 13 - Envoltória do pilar P1 de 10 pavimentos

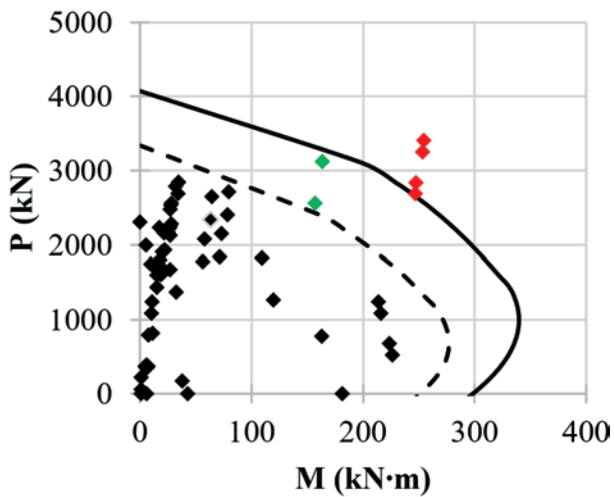


A Eixo X

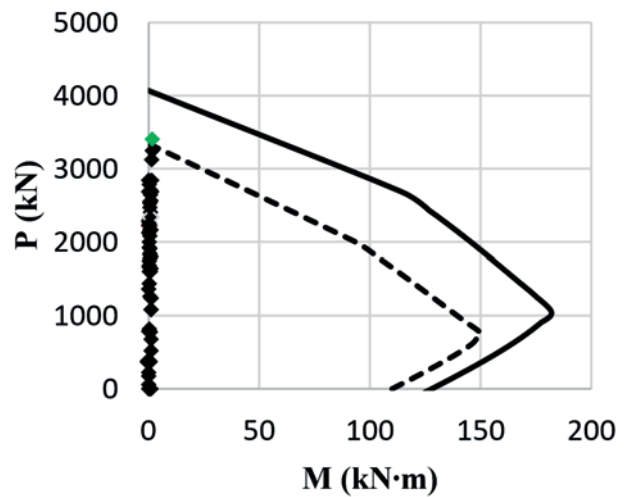


B Eixo Y

Figura 14 – Envoltória do pilar P1 de 20 pavimentos



A Eixo X

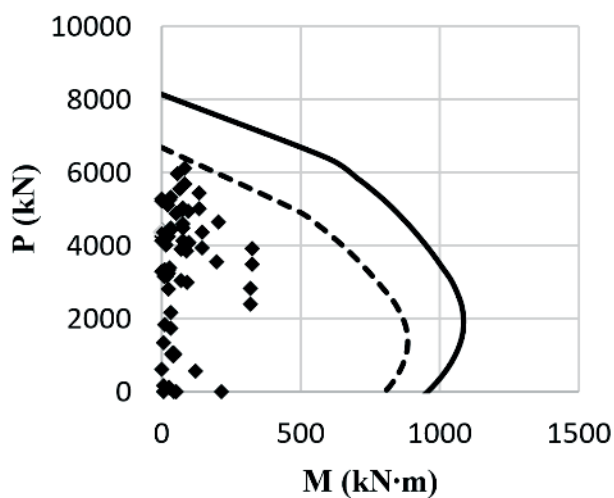


B Eixo Y

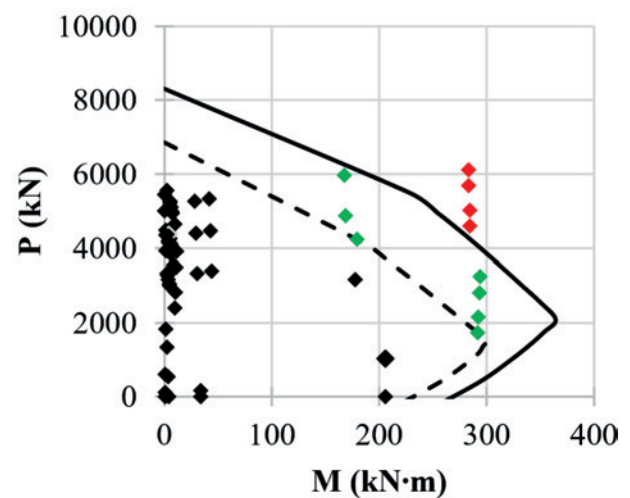
edifício com 30 pavimentos, observaram-se acréscimos de 75,3% no pilar P1 e 36,4% para o pilar P11, o que na prática poderia comprometer significativamente o nível de segurança das fundações. O nível de segurança estrutural foi avaliado de forma simplificada através da verificação da capacidade resistente dos pilares sob flexo-compressão oblíqua. Foram selecionados os pilares P1, P6

e P11 para ilustrar a resposta global e para estes elementos foram gerados os diagramas de iteração, conforme ilustrado na Figura 3. A Figura 13 mostra a envoltória de resistência para o P1 para o caso do pórtico com 10 pavimentos. Nesta e nas demais figuras, a linha tracejada indica a envoltória de cálculo, considerando os coeficientes de segurança de projeto e a linha contínua mostra a

Figura 15 – Envoltória do pilar P11 de 20 pavimentos

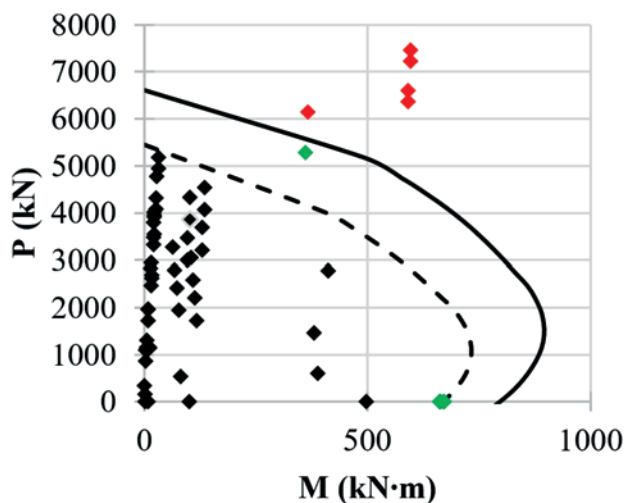


A Eixo X

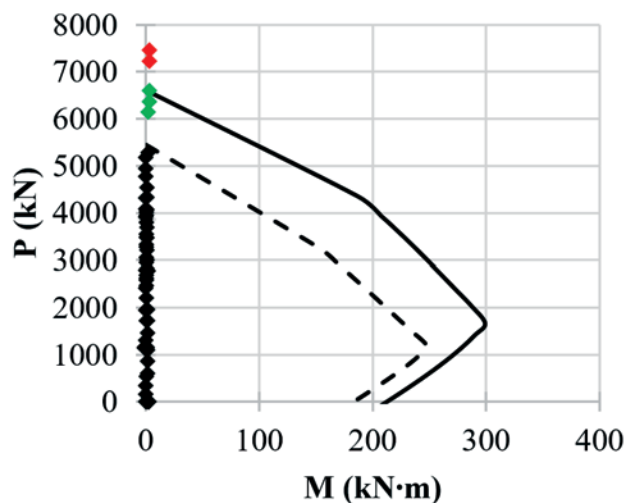


B Eixo Y

Figura 16 – Envoltória do pilar P1 de 30 pavimentos



A Eixo X



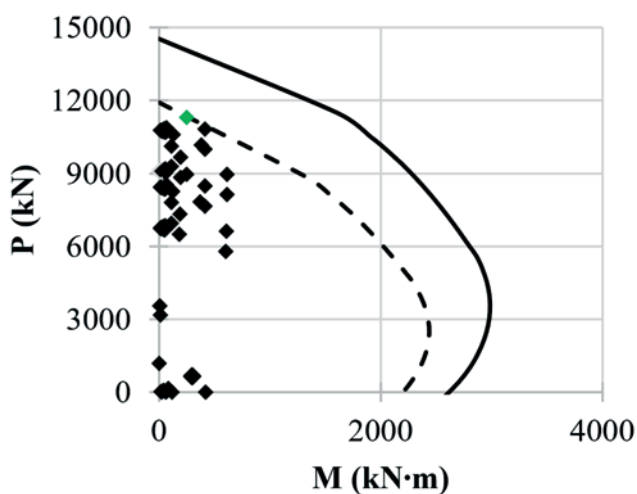
B Eixo Y

resistência considerando os valores característicos do aço e do concreto. É possível perceber que para 4 combinações das ações a solicitação de cálculo foi maior do que a resistência de cálculo. Isto indica que para estes casos de carregamento, o nível de segurança de projeto não seria satisfeito.

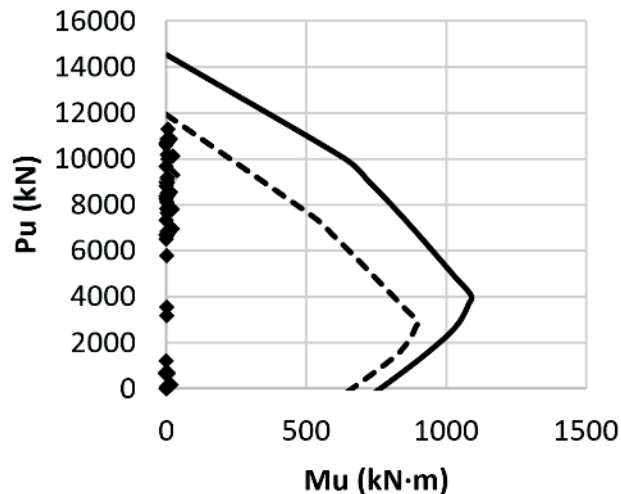
No caso do pórtico com 20 pavimentos, merecem destaque os

diagramas dos pilares P1 e P11, que apresentaram combinações de ações críticas, conforme mostrado nas Figuras 14 e 15. Na direção X do pilar P1, 4 combinações extrapolaram a resistência característica do pilar e outras 2 a de cálculo, enquanto que para a direção Y apenas 1 combinação foi maior que a resistência de projeto. Já para o pilar P11, apenas a direção Y apresentou situação

Figura 17 – Envoltória do pilar P6 de 30 pavimentos

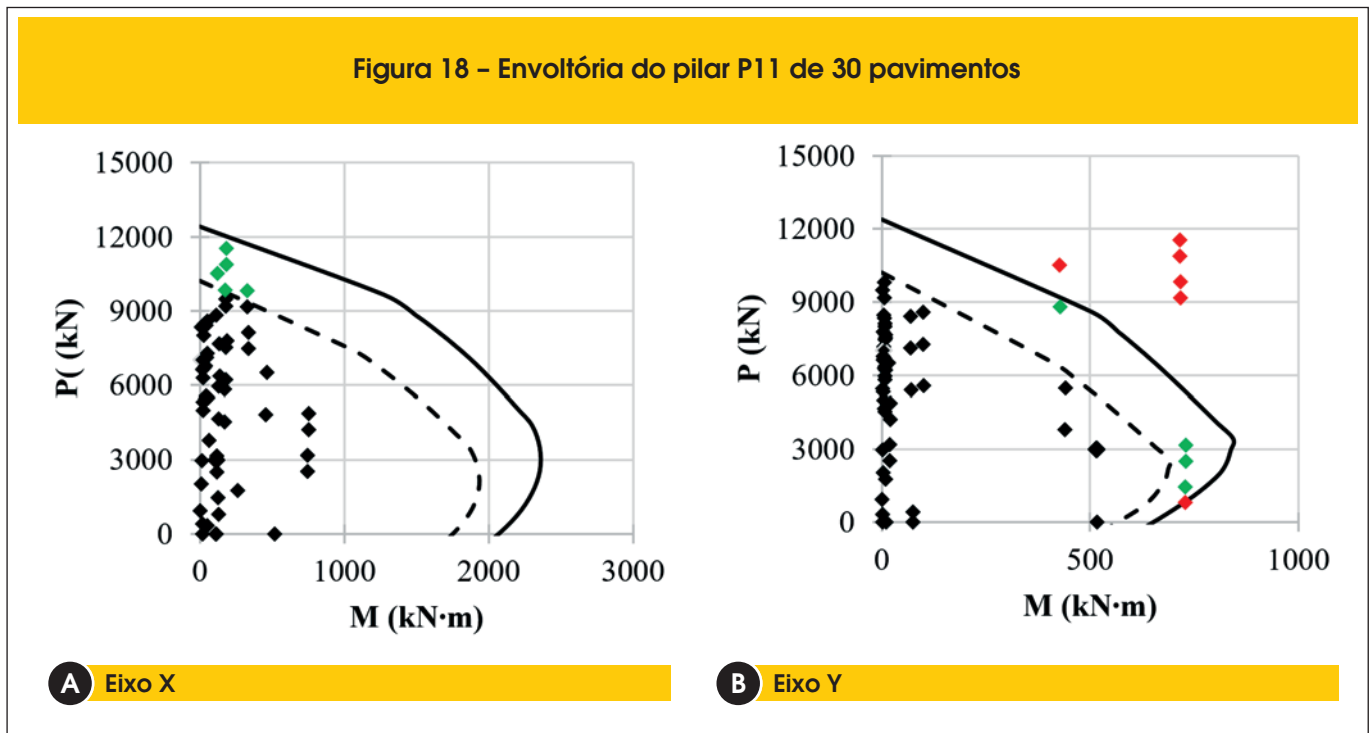


A Eixo X



B Eixo Y

Figura 18 – Envoltória do pilar P11 de 30 pavimentos



crítica, com 4 combinações resultando em solicitações superiores a resistência característica e 7 maiores que a de cálculo. Isso indica que estes pilares teriam probabilidade de ruína elevada.

Para o modelo de 30 pavimentos, observou-se que as situações mais críticas também iriam ocorrer para os pilares P1 e P11 (ver Figuras 16 e 18), enquanto que para o pilar P6 (ver Figura 17) em todos os modelos o diagrama de iteração mostrou que o nível de solicitação seria inferior à resistência de projeto. As análises realizadas para o pórtico com 30 pavimentos mostraram que também nos casos dos pilares P1 e P11 a probabilidade de ruína seria significativa. Nestes casos, de forma ainda mais grave, é possível perceber que muitos dos pontos críticos estariam relacionados como modos de ruína brusca, por esmagamento, sem que a seção dos pilares apresentasse fissuras.

5. Conclusões

Este estudo mostra de forma objetiva como a ação do vento afeta a resposta e os esforços nos pilares e nas fundações de edifícios de concreto armado. Quanto ao Estado Limite de Serviço, é possível concluir que a desconsideração da ação do vento na fase de projeto pode comprometer significativamente a rigidez e a estabilidade do edifício, mesmo para o caso de pórticos com apenas 10 pavimentos, tendo sido observados deslocamentos horizontais elevados e expressivo aumento nos efeitos de 2ª ordem. Isto poderia, na prática, comprometer o nível de conforto dos usuários, conforme destaca Kwok *et al* [22], além de gerar danos a elementos não estruturais, como alvenarias e esquadrias.

Do ponto de vista do Estado Limite Último, verificou-se expressivo aumento nas cargas nas fundações e nos esforços de pilares de borda e de canto, resultando em níveis inaceitáveis de probabilidade de ruína. No caso dos pilares do edifício com 30 pavimentos, deve-se destacar que muitas das combinações críticas estariam

relacionadas com ruínas com a seção do pilar completamente comprimida, o que não geraria qualquer indicativo de risco para os usuários. O estudo realizado apresenta algumas simplificações, bem como efeitos benéficos, tais como o aumento da rigidez provocado pelo contraventamento gerado pelas alvenarias, que neste estudo puderam ser ignorados. Ainda assim, estes resultados servem de alerta para todo o meio técnico brasileiro sobre a importância da consideração da ação do vento no projeto de estruturas de concreto.

6. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer pelo apoio a esta e a outras pesquisas à: Universidade Federal do Pará (UFPA); ao Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE); ao Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada (NUMEA); ao Campus de Tucuruí; à Eletronorte; e às Agências de fomento CNPq, CAPES e FAPESPA.

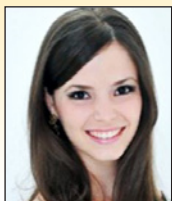
7. Referências bibliográficas

- [1] LI *et al*. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures. *Engineering Structures*, V. 33, pp. 2931–2942, 2011.
- [2] KAMARI *et al*. Reliability study and simulation of the progressive collapse of Roissy Charles de Gaulle Airport. *Case Studies in Engineering Failure Analysis*, V. 3, pp. 88-95, 2015. SHA, W.; MALINOV, S. Cantilever steel post damaged by wind. *Case Studies in Engineering Failure Analysis*, 2014, V. 2, pp. 162-168.
- [3] SCHELLHAMMER *et al*. Another Look at the Collapse of Skyline Plaza at Bailey's Crossroads, Virginia. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, V. 27(3), pp. 354-361, 2013.

- [4] KING, S.; DELATTE, N.J. Collapse of 2000 commonwealth Avenue: Punching Shear Case Study. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, V. 27 (1), pp 54-61, 2004.
- [5] GARDNER *et al.* Lessons from the Sampoong department store collapse. *Cement & Concrete Composites*, V. 24(6), pp. 523–529, 2002.
- [6] SOUZA, R.A.; ARAÚJO, M.J.S. The progressive failure of 15 balconies and the engineering techniques for their reconstruction. *Engineering Failure Analysis*, V. 18, pp. 895-906, 2011.
- [7] KALTAKCI *et al.* An investigation on failed or damaged reinforced concrete structures under their own-weight in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, V. 14, pp. 962-969, 2007.
- [8] DYRBYE, C.; HANSEN, S.O. *Wind Loads on Structures*. JOHN WILEY & SONS, 1997.
- [9] SHA, W.; MALINOV, S. Cantilever steel post damaged by wind. *Case Studies in Engineering Failure Analysis*, V. 2, pp. 162-168, 2014.
- [10] KLINGER *et al.* Failure analysis on collapsed towers of overhead electrical lines in the region Münsterland (Germany) 2005. *Engineering Failure Analysis*, V. 18, pp. 1873-1883, 2011.
- [11] RAO *et al.* Investigation of transmission line tower failures. *Engineering Failure Analysis*, V. 17, pp. 1127-1141, 2010.
- [12] NBR 6118, Projeto de Estruturas de Concreto Armado. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2014.
- [13] NBR 6123, Forças Devidas ao Vento em Edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1988.
- [14] ROSA *et al.* Wind-induced dynamics and loads in a prismatic slender building: A modal approach based on unsteady pressure measurements. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, V. 107-108, pp. 118-130, 2012.
- [15] ELSHARAWY *et al.* Wind-induced torsional loads on low buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. V. 104-106, pp. 40-48, 2012.
- [16] NBR 5422. Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1985.
- [17] Data from ICEA, available in <http://clima.icea.gov.br/clima/index.php>.
- [18] ELSHARAWY *et al.* Torsional and shear wind loads on flat-roofed buildings. *Engineering Structures*, V. 84, pp. 313-324, 2015
- [19] FEITOSA, L.A.; ALVES, E.C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. *Ibracon Structures and Materials Journal*, V. 8, N. 2, p. 196-224, 2015.
- [20] NILSON *et al.* *Design of Concrete Structures*. McGraw-Hill, 2010.
- [21] NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2004.
- [22] KWOK *et al.* Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, V. 97, pp. 368-380, 2009.

Performance evaluation of plastic spacers: proposal and development of evaluation methods

Avaliação de desempenho de espaçadores plásticos: proposição e avanço de métodos de avaliação



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

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

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

J. R. MASUERO ^d
joao.masuero@ufrgs.br

Abstract

The durability of reinforced concrete structures is highly dependent on the characteristics of the concrete cover to reinforcement and its thickness. The failure to obtain cover thickness is the factor with the largest influence on the premature corrosion of the reinforcement, which in turn is the main deterioration form of reinforced concrete structures. Studies indicate that the designed cover is not reached in the current constructions that adopt this structural solution, configuring a chronic, and not a sporadic problem. One of the observed causes for the failure in obtaining the minimum standardized cover is the incorrect use of spacers and the use of inadequate spacers. This is made more serious by the absence of a Brazilian standard to regulate the product and its use and, consequently, the absence of a quality certification from the responsible regulating agency. Focusing on spacers, requirements and performance criteria were proposed, in addition to methods for their assessment, with most being taken and adapted from international standards. Subsequently, some spacers available on the market were effectively tested according to the proposed methodology. No spacer model proved to be satisfactory according to the established performance approach. However, for each criteria and assessment methods proposed, there was, at least, one spacer model at the market which satisfied them, so it can be said that the criteria and methods are suitable for spacers performance evaluation. Faced with the performance diversity of the spacer models on offer, the need for a regulatory Brazilian standard for this product was confirmed in order to delimit the quality of spacers available on the market and to eliminate this variable as one of the causes for not obtaining the correct covering.

Keywords: concrete cover, cover to reinforcement, spacers, performance, reinforced concrete.

Resumo

A durabilidade de estruturas de concreto armado é altamente dependente das características do concreto de cobrimento das armaduras e sua espessura. O fracasso na obtenção do cobrimento é o fator de maior influência na corrosão prematura de armaduras que, por sua vez, é a principal forma de deterioração de estruturas de concreto armado. Pesquisas indicam que o cobrimento projetado não tem sido alcançado nas atuais obras que adotam esta solução estrutural, tratando-se de um problema crônico e não esporádico. Uma das causas observadas para falha na obtenção do cobrimento mínimo normalizado é o uso incorreto de espaçadores e a utilização de espaçadores inadequados. Isso se agrava pela falta de uma norma brasileira que regulamente o produto e seu uso e, conseqüentemente, a falta de certificação de qualidade pelo órgão responsável. Tendo como foco os espaçadores, foram propostos requisitos e critérios de desempenho, assim como métodos para avaliação dos mesmos, sendo a maioria compilada e adaptada de normas internacionais. Em seguida, alguns espaçadores disponíveis no mercado foram efetivamente testados segundo a metodologia proposta. Nenhum modelo de espaçador provou-se satisfatório segundo a abordagem de desempenho estabelecida. Entretanto, para cada um dos critérios e métodos de avaliação propostos houve pelo menos um modelo de espaçador do mercado que os satisfizes, de modo que se pode afirmar que os critérios e métodos são adequados para avaliação de desempenho de espaçadores. Diante da diversidade de modelos e de desempenho dos espaçadores ofertados, ficou comprovada a necessidade de uma norma brasileira regulamentadora para este produto, a fim de balizar a qualidade dos espaçadores disponíveis no mercado e eliminar esta variável das causas da não obtenção do correto cobrimento.

Palavras-chave: cobrimento, espaçadores, desempenho, concreto armado.

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Department of Civil Engineering, Engineering School, Building Innovation Center, Porto Alegre, Brasil.

1. Introduction

The durability problems of concrete structures originate from the environmental actions of aggressive agents on concrete, and may cause the untimely deterioration, impair the structural performance and, in extreme cases, induce structural failure of the structure [1]. The structural durability has both technical and economic significance [1], since when reinforced concrete structures deteriorate just after a few years in service, this can be considered a loss, with increasing frequency reports events of this nature since the 1970s [2].

The failure to achieve the concrete cover to reinforcement is probably the greatest single factor influencing the premature reinforcement corrosion [3], which in turn is the main pathway for the deterioration of reinforced concrete structures [4]. However, the failure in obtaining the proper concrete cover is usually not seen as a problem by engineers, which is why it's not given priority [4].

One of the biggest problems related to these structures, therefore, is the inability to position the reinforcement with the correct concrete cover, which directly affects the mechanical behavior and the durability of the structure [5], requiring corrective actions involving costly repairs [6].

Many studies around the world, however, have shown that the cover reached during concreting usually does not meet the design expectations [3], i.e. the minimum designed cover is not completely reached in the current construction that adopt this structural solution [4][7][8].

The assured provision of an adequate thickness of concrete of appropriate quality, properly compacted and cured, would result in a considerable reduction of resources amount spent annually in the world for the premature replacement and repair of concrete structures [3].

Many of the problems that result in insufficient covering are related with defects in the project, design or supplied materials, and probably can only be resolved by addressing them at their source of origin [3].

Regarding the construction process, the cover issue is directly related to the spacers, because they are responsible for the correct positioning of the reinforcement and should provide for its adequate protection [9].

Spacers are essential for reinforced and prestressed concrete structures, and their use is recommended by ABNT NBR 14931 [10]. They are widely used in large quantities in constructions that adopt this structural solution, which includes most construction projects in the country.

The inadequate production and use of spacers, however, is one of the main causes of the wrong positioning of reinforcements [11]. The lack of a Brazilian standard that regulates the production and use of spacers and, consequently, the absence of a quality certification from a regulating agency of these products, contribute to the worsening of this situation.

This situation extends to other countries, such as Spain. Although this last country adopts recommendations for spacers according to the CEB Bulletins #201 [12], there is no standardizing body that enables an assessment of the different distinct existing spacers on the Spanish market, which could provide for an appropriate performance standard for the projects [9].

In contrast, the United Kingdom doesn't only have a standard that

defines the performance requirements and the evaluation methods for spacers - British Standard BS 7973 [11] - there is also a certification agency (CARES - Certification Authority Reinforcing Steels) responsible for providing confidence to users, buyers and specifiers of structural steels through a regulatory regime, tests and inspections.

Although this does not exist in Brazil yet, it is important to look for products that have been tested in laboratories and certified voluntarily by the manufacturer [13]. In some cases, however, the data provided by the manufacturer doesn't represent the relevant characteristics or properties, mainly with regard to the strength and the durability of the material or system [14].

After all, that is evident the necessary of a Brazilian standard for spacers so as to regulate their production and use, and, consequently, to supervise and certify the quality of existing spacers on the national market through a regulating agency, eliminating those products with poor performance and thus encouraging the search for excellence in the products supplied by the industries.

In this sense, a performance approach was chosen for the evaluation of plastic spacers, defining requirements, criteria and methods for their evaluation. Subsequently, some spacer models available on the national market were evaluated in order to verify their performance in ensuring the specified cover and, consequently, the durability of the structures.

2. Performance requirements and criteria

The performance concept can be applied to different decomposition and aggregation levels of a construction project: the construction as a whole, its elements, components and materials [15].

Establishing performance is a common and internationally practice that uses the definition of requirements (qualitative), criteria (quantitative) and assessment methods to enable its clear measurement [16].

According to ABNT NBR 15575 [16], performance requirements are conditions that qualitatively express the attributes that the product must possess in order to meet the requirements of the users. In turn, performance criteria are quantitative specifications of performance requirements, expressed in terms of measurable quantities, so that they can be objectively determined.

With this in mind, a Brazilian standard based on the performance of all and any item of construction is desirable. However, there is still a gap in this regard concerning to spacers, and the absence of a Brazilian standard regulating them prevents the control and supervision of this material, enabling the emergence of inadequate products on the market.

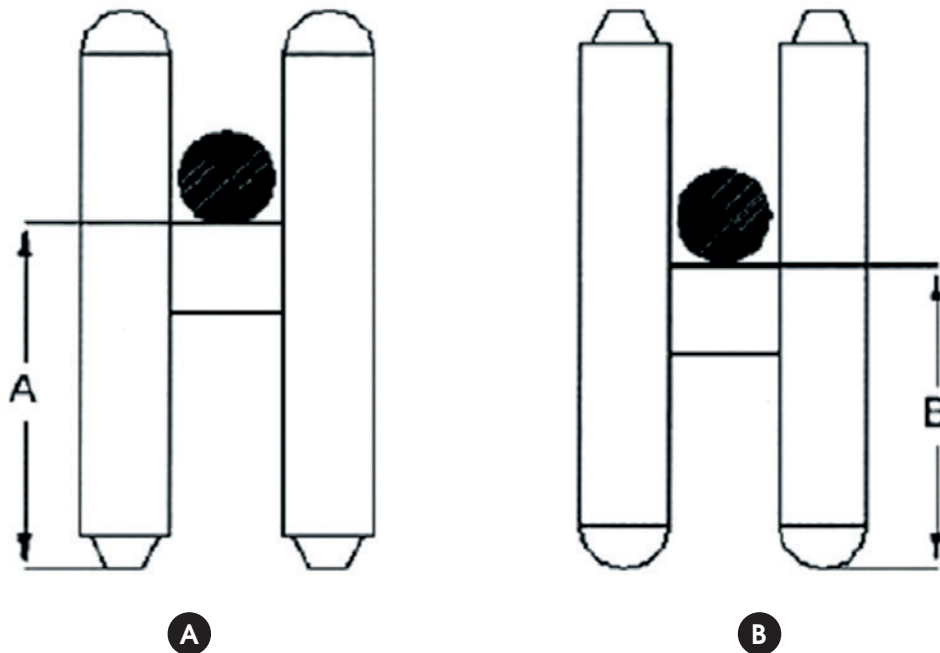
By the absence of a Brazilian standard, it was proposed performance requirements and criteria, sometimes based on international standard, other times completing them with new requirements and criteria.

2.1 Dimensional

The dimensional requirements and criteria are established based on European standard CEB Bulletins #201 [12] and British Standard BS 7973-1 [11], and consist of:

- a) providing a single covering value [12] or at most two covering values for the same spacer, provided that these have to be

Figure 1 - Example of a spacer with two possible application positions:
a) straight (b) upside down (9)



- clearly identified in the product [11]. This will avoid errors in its application, where the reversal of its placement generates undetectable differences in its covering, as illustrated in Figure 1;
- b) ensuring the nominal covering. To this end, the spacer cover must be precisely provide by the manufacturer at the time of its use, with a tolerance of ± 1 mm for coverings up to 75 mm and ± 2 mm for larger coverings [11][12]. The spacer must possess this dimension from the support base until the final positioning of the steel in the product;
- c) minimum dimensions [11][12]: for models that are fixed with the aid of wires (chairs and multi-support spacers), their base must be at least 20 mm and at most 350 mm measured in the direction parallel to the steel bar, and at least 0.75 of the size of the covering measured perpendicular to the bar, according to the guidelines of Figure 2a. For circular models, the center of the support where the bar is mounted (Figure 2b) has to provide a thickness greater than 0.5 of the provided covering.

Figure 2 - Drawing explaining the dimensional performance, minimum dimension requirements: a) for chair and multi-support models; b) for circular models

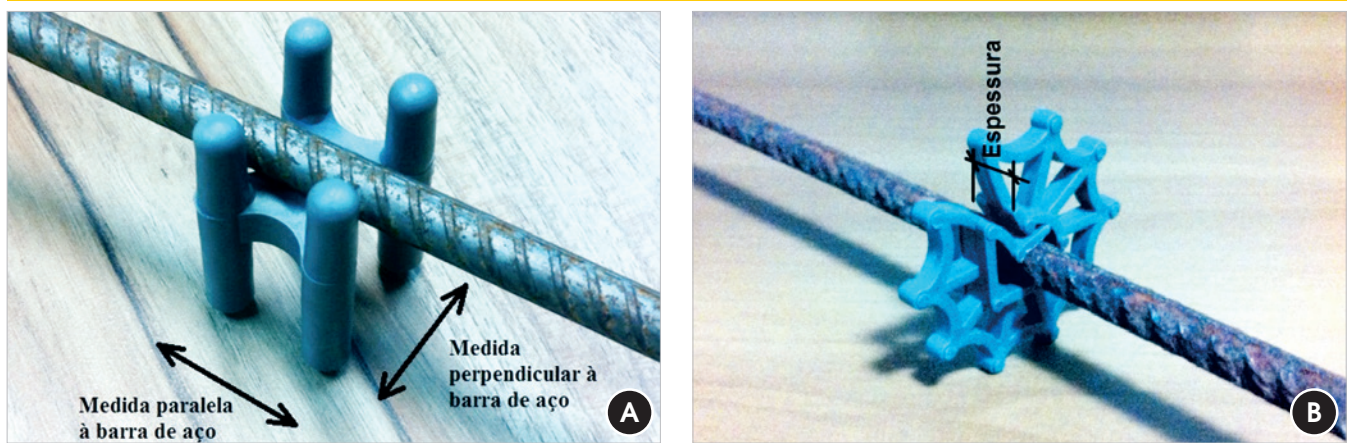


Figure 3 – Explanation of the identification requirement: a) size of the covering on the product; (b) separate colors between spacers with different coverings; c) spacer from the same manufacturer, of the same type and the same model, but with different coverings



2.2 Identification

The product should be easy to identify, even when mixed. That is, the size of the nominal covering must be visibly indicated on the product itself [11], as shown in Figure 3a.

Although no standard requires the spacer to be identified, beyond the identification of the product's covering, when the same model is concerned, but with different covering values, these must have distinct colors as indicated in Figure 3b. This way, prevents that one specified spacer is confused with another during concreting operations with different thicknesses of covering, a situation similar to Figure 3c.

2.3 Fixity

The spacer must have the capacity to fixity the reinforcement bars and resist the displacement of a steel bar with a load of 5 N [11] [12]. As such, every spacer must possess an integrated fixity element so that it will attach to the reinforcements, without dropping or losing its function, as illustrated in Figure 4. The fixity item (as wire use) should not be the responsibility of the team responsible for the assembly of the reinforcements at the concreting, because

this would cause the risk of it not being executed. That is why an integrated fixity is necessary.

2.4 Stability

The spacer must have a minimum stability, so that when be required during a concreting operation, it continues doing its part, avoiding problems like tipping, shown in Figure 5.

2.5 Load capacity

The spacer must remain intact during the concreting process, resisting the load to which it is exposed - such as the weight of the reinforcements, the assembly and concreting operations, the weight of workers and machines, among others - with a minimum estimated load of 3,0 kN (maximum strength suggested by CEB Bulletins #201 [12] and by the British Standard BS 7973-1 [11]) for spacers facing great demands, such as those used in concrete slabs and beam bottom (chair-type and multiple support spacers), and a minimum load of 0.25 kN (light strength suggested by the CEB Bulletins# 201 [12] and by the British Standard BS 7973-1 [11]) for spacers used on the sides

Figure 4 – Spacers that came loose from the reinforcement, no longer performing its function

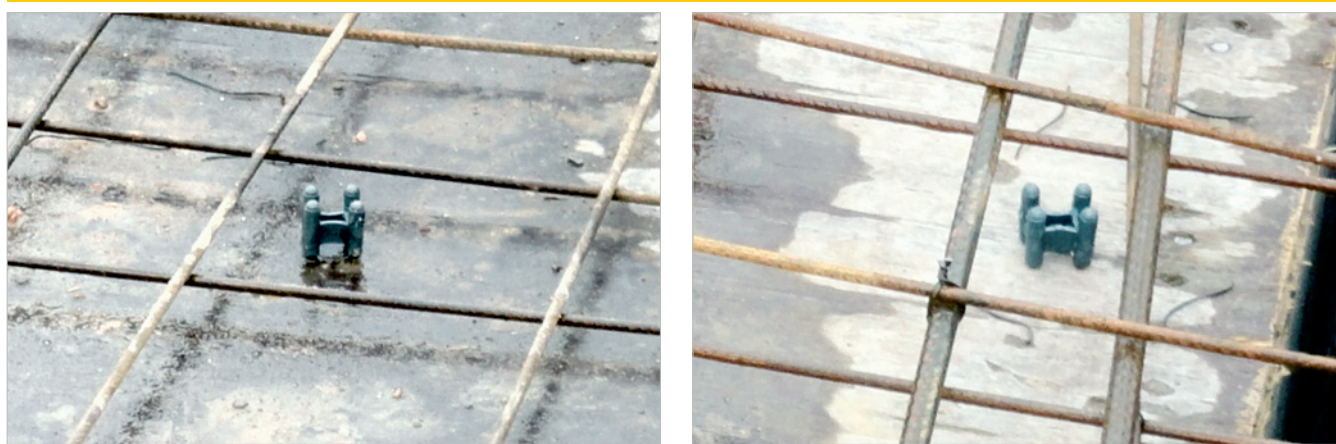


Figure 5 – Spacer that tumbled during a concreting operation



of elements, such as circular spacers. These loads must be resisted under a maximum linear permanent deformation, in the direction of the covering, of 1 mm [11][12], avoiding situations such as in Figure 6.

2.6 Application

The spacer must be easily applicable to steel bars. That way, there is no need for a qualified workforce for its application. To this end, it should not require more than 0,15 kN (load applied by any adult) for their placement on the largest diameter of the bar reported by the manufacturer [11][12].

3. Experimental program

After establishing the performance requirements and criteria listed in the previous sub-item, methods for their verification and evaluation are proposed.

Figure 6 – Deformation of the spacer because of the load in service



3.1 Dimensional requirements and criteria

Although the foreign standards do not say anything about the method of assessment of the dimensional requirements and criteria, the following methods were developed:

- The method to assess the performance of the requirement “providing a single covering value or at most two clearly identified covering values” consists of a visual inspection and analysis of the product design. The performance is considered satisfactory when the spacer provides only one covering or, in the case of two coverings in the same spacer, these are clearly identified on the product;
- The method to assess the performance of the requirement “ensuring the nominal covering” consists of a dimensional inspection by applying a steel bar to the spacer, after it is measured the distance (C) between the support base of the spacer and the back of the steel bar, as in Figure 7, immediately before and after the spacer, measured with a digital pachymeter with

**Figure 7 – Evaluation method of the design requirement:
a) in chair-type spacers; b) in circular spacers**

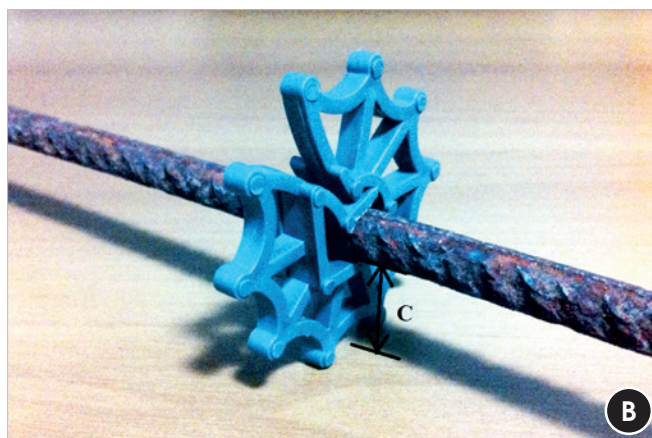


Figure 8 – Measurement of the dimensions of chair-type spacers:
 a) measured parallel to the bar position; b) measured perpendicular to the bar position; c) measured from center of support of the circular spacer



Table 1 – Dimensional parameters for the minimum design requirements (CEB, 1990 and BS 7973-1, 2001)

Model	Minimum measure of the base	
	Perpendicular to the steel bar	Parallel to the steel bar
Chairs and multiple-support spacers	≥ 0.75 of the provided cover	≥ 20 mm and ≤ 350 mm
Circular Spacers	–	≥ 0.5 of the provided cover

an accuracy of 0.02 mm. The performance is considered satisfactory when the covering provided by the product is equal to the one specified by the manufacturer, with a tolerance of ± 1 mm for coverings up to 75 mm and ± 2 mm for larger coverings;

c) The method to assess the performance of the requirement “minimum dimensions” also consists of a dimensional inspection which is performed with the aid of a digital pachymeter with an accuracy

of 0.02 mm, as in Figure 8. The performance is considered satisfactory when the measures meet the values specified in Table 1.

3.2 Identification requirements and criteria

The method to assess the performance of this requirement consists in a technical inspection of the product. If it has the nominal cover information visible and a different color than other spacers of the same model, then this is considered to be satisfactory, otherwise it is considered unsatisfactory.

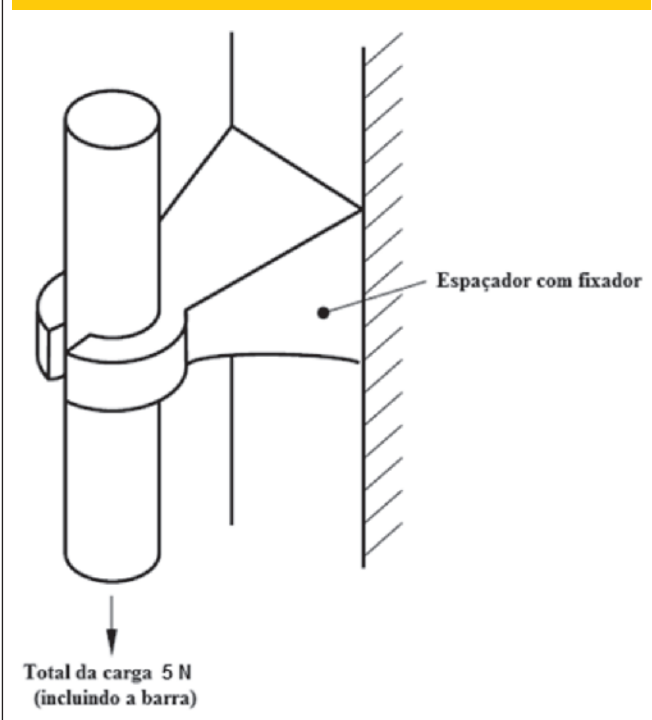
3.3 Fixity requirements and criteria

The method of assess the performance of this requirement consists in a technical inspection and analysis of the product design to verify if the spacer has an integrated fixity item. If it does not have some type of integrated mount, then it will automatically be considered unsatisfactory. However, if the product has a fixity item, then the evaluation method will proceed according to the test proposed by the CEB Bulletins #201 [12] and the British Standard BS 7973-1 [11], which applies a clean steel bar to the spacer with a smaller diameter that should be applied to the spacer according to the manufacturer, with a weight of 5 N ± 0.1 N, as in Figure 9. If the spacer prevents slippage of the bar, then this is considered satisfactory, otherwise it is considered unsatisfactory. The parameter of the assessment method does not contemplate tolerances.

3.4 Stability requirements and criteria

The method to assess the performance of this requirement consists in dimensional inspections with the aid of a digital pachymeter with an accuracy of 0.02 mm, as specified in CEB Bulletins #201 [12] and British Standard BS 7973-1 [11]. For a clip-on spacers, except for circular spacers, the stability is considered ensured when a the spacer provide rotating radius at least 5 mm larger than the required cover. This radius should be provided by the spacer in the parallel and perpendicular dimensions to the

Figure 9 – Schematic representation of the spacer mounting test (11)(12)



steel bar to which it is applied, as in Figure 10 (a, b and c).

Circular spacers do not require a minimum radius of perpendicular rotation to the bar, since the stability is provided by the width of the central support parallel to the bar, which must be greater than half the covering provided, as shown in Figure 10d.

Spacers that do not possess a fixity item or do not meet the parameters and performance criteria described are considered to be unsatisfactory.

3.5 Load capacity requirements and criteria

The assessment of the load capacity requirement is an adaptation of the method proposed by CEB Bulletins #201 [12] and British Standard BS 7973-1 [11], which consists of a laboratory test.

In order for the test to be performed, the first device in Figure 11 was

developed, in which a steel bar of 8 mm from the device is applied to the spacer, just as in Figure 12. Afterwards, the assembly (device + spacer) is placed into a press and a force is applied until reaching the load capacity required for the spacer according to Table 2.

After the test is interrupted, either because of a rupture or because the load capacity is reached, the assembly is removed from the press and the maximum linear permanent deformation in the direction of the covering is measured, which must be less than 1 mm. The press program generated stress versus deformation graphs concerning the behavior of the material.

Spacers that allow for two distinct coverings should be tested in their most unfavorable position, i.e., applied on the device according to the largest provided covering. Those products are considered satisfactory when that meet the established performance criteria.

**Figure 10 – Geometrical stability requirements for spacers with integrated mount (11)(12):
a) rotation radius parallel to the steel bar; b) rotation radius parallel to the steel bar;
c) rotation radius perpendicular to the steel bar; d) width of the central support of circular spacers**

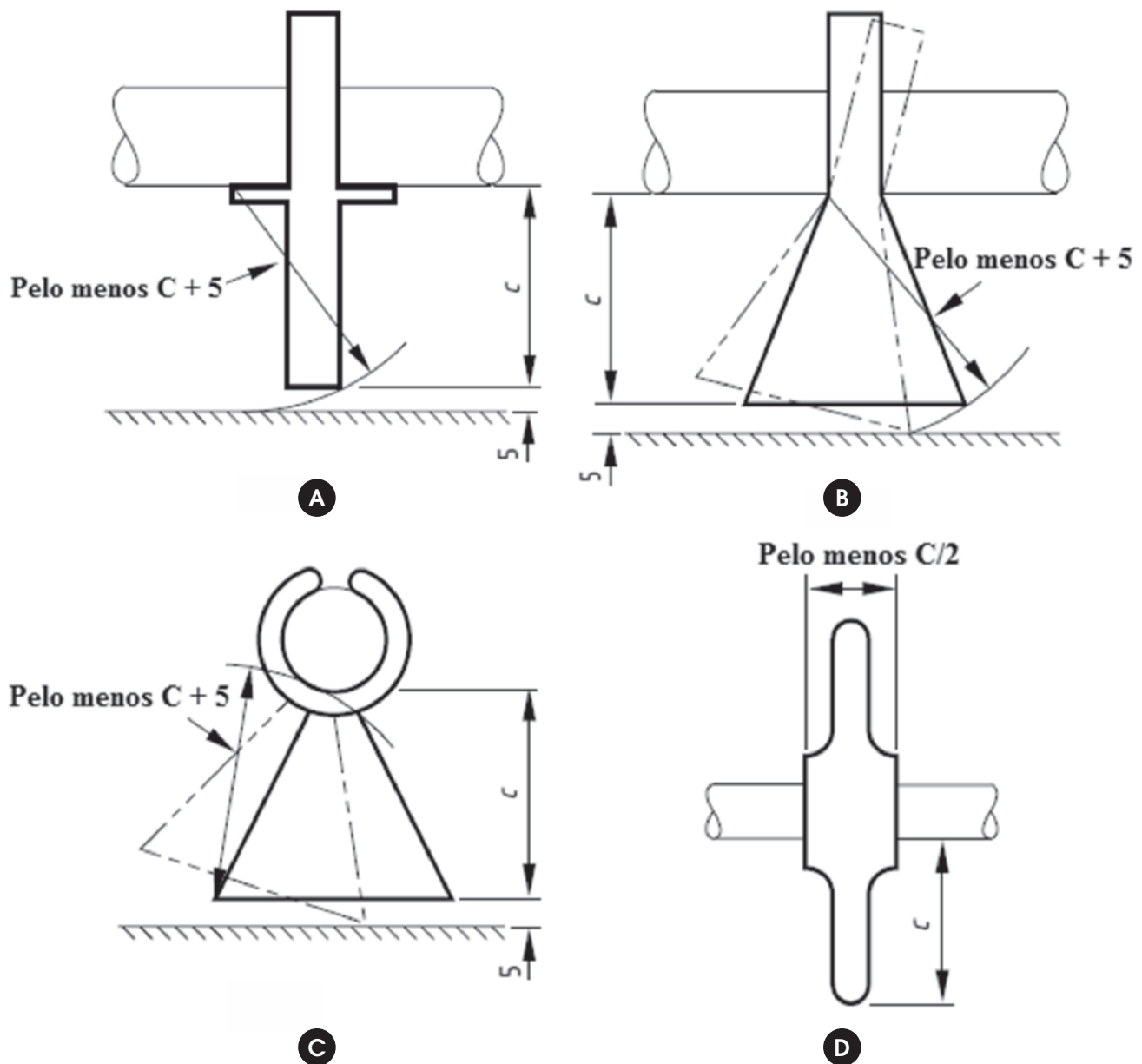


Figure 11 – Devices developed to evaluate the performance: a) load capacity requirement; (b) mounting requirement

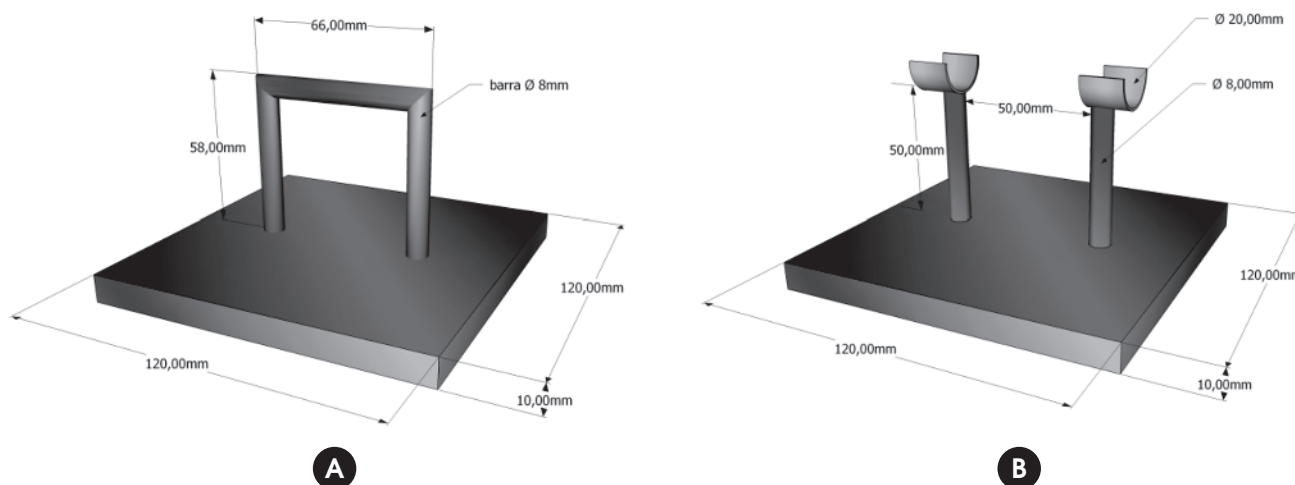
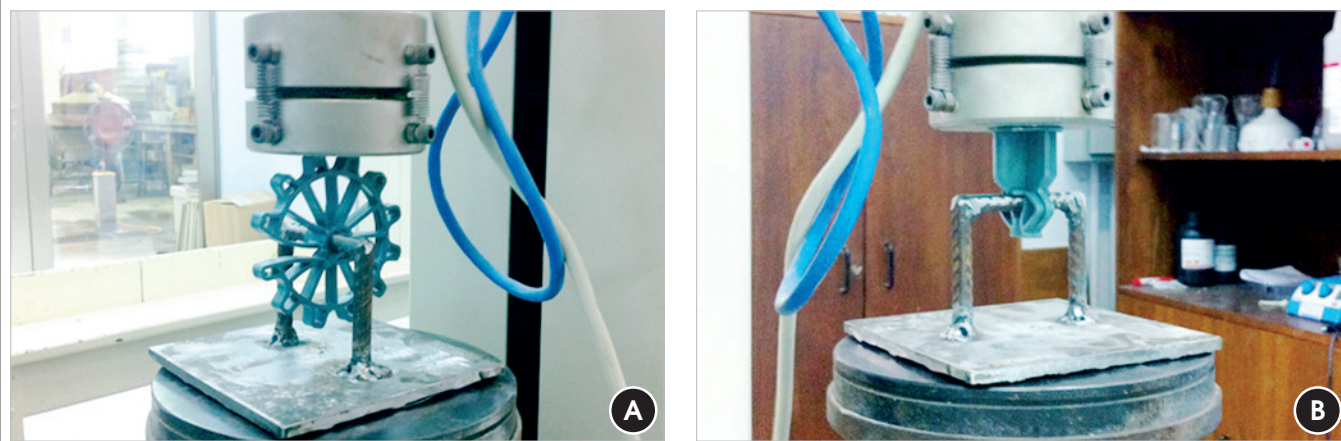


Figure 12 – Load capacity test: a) in circular spacers; b) in chair-type spacers



Although the CEB Bulletins #201 [12] and the British Standard BS 7973-1 [11] use a different method for this assessment (Figure 13), the test proposed above was designed in order to obtain graphs generated by the press on material behavior regarding its stress and deformation.

3.6 Application requirements and criteria

The method to assess the performance of this requirement consists of a laboratory test in which the spacer is supported on the

largest bar diameter recommended by its manufacturer. The assembly is then inserted in a press, as in Figure 14, and the load is applied until the complete fit of the spacer on the steel bar.

The product is considered satisfactory when no more than 0,15 kN of force is required for its full application.

Although the CEB Bulletins #201 [12] and the British Standard BS 7973-1 [11] do not indicate a specific method to evaluate this requirement, the proposed test was designed in order to have a method to assess this requirement. As such, a second device was developed as specified in Figure 11.

Table 2 – Parameters for the maximum load value applied in the test of the assessment method of the load capacity requirement

Spacer	Demand	Load capacity
Chair and multiple – support spacers	Heavy	3.0 kN
Circular spacers	Light	0.25 kN

Figure 13 – Apparatus for testing the load capacity (11)(12)

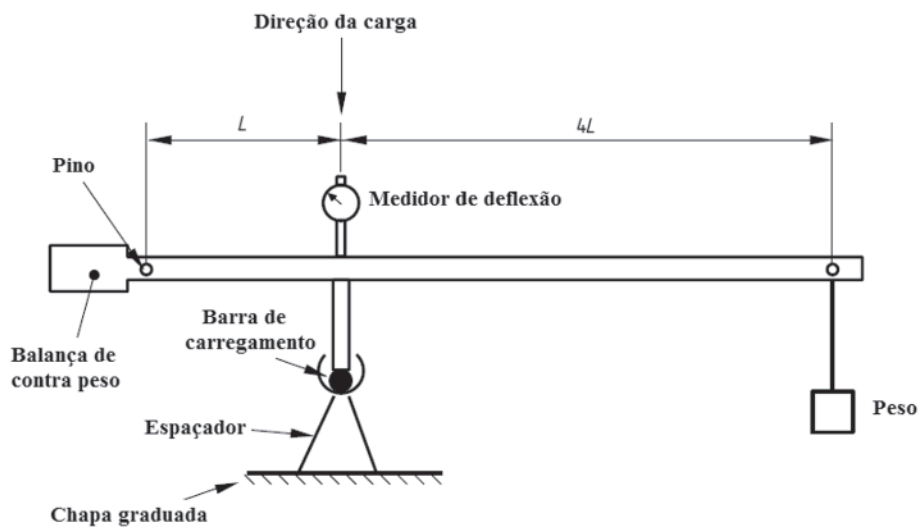







Figure 14 – Spacer application test to the steel bar: a) in circular spacers; b) in chair-type spacers



Table 3 - Results of the design requirement evaluation of the chair-type spacers of the manufacturers A, B and C

Manufacturer		A				B			C
Model		A1	A2		B2	B5		C4	
General	Model								
	Type	Chair		Chair		Chair	Chair		Chair
	Specified covering	15	20	15	20	20	25	30	20
	(a) Provides for a single or at most two clearly identified coverings?	No		No		Yes	No		Yes
	(b) Ensures the minimum nominal covering?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
	Quantity of failed units	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15
	(c) Does it possess minimum dimensions?	Yes		Yes		Yes	Yes		Yes
Quantity of failed units	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	
Dimensional									

3.7 Validation of the evaluation methods for the assessment of spacer performance

In order to validate the proposed evaluation methods, 18 spacer models of 5 distinct manufacturers (A, B, C, D and E) and 10 more models of unidentified suppliers (X) were tested. All spacers were obtained from construction works that cooperated with the study and consist of 10 chair, 13 circular and 5 multiple-support spacer models.

Following the CEB Bulletins #201 [12] criteria, a minimum of 10 units of each specific model were tested in accordance with the proposed assessment method, and with at least 90% of the units having to meet the proposed requirements.

Whenever a sample (of at least 10 units of the product) failed to meet the requirements specified above, the whole batch of spacers was rejected and considered unsatisfactory.

4. Results and discussion

Table 4 - Results of the design requirement evaluation of the chair-type spacers of the manufacturer E and of unknown manufacturers



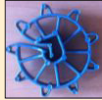





Manufacturer		E	X				
Model		E2	X1	X2	X9	X10	
General	Model						
	Type	Chair	Chair	Chair	Chair	Chair	
	Specified covering	15 20	25 30	20	20	20	
	(a) Provides for a single or at most two clearly identified coverings?	No		No	Yes	Yes	Yes
	(b) Ensures the minimum nominal covering?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Sim
	Quantity of failed units	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/11
	(c) Does it possess minimum dimensions?	Yes		Yes	Yes	Yes	Yes
Quantity of failed units	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/11	
Dimensional							

Table 5 – Results of the design requirement evaluation of the circular-type spacers of the manufacturers A, B and C

Manufacturer		A		B		C	
Model		A3	B1	B3	B4	C1	C2
General	Model						
	Type	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer
Specified covering		25	15	35	25	20	25
Dimensional	(a) Provides for a single or at most two clearly identified coverings?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
	(b) Ensures the minimum nominal covering?	Yes	No	Yes	Yes	No	No
	Quantity of failed units	0/15	8/15	0/15	0/15	15/15	15/15
	(c) Does it possess minimum dimensions?	Yes	Yes	No	No	Yes	No
	Quantity of failed units	0/15	0/15	15/15	15/15	0/15	15/15

In this section, the results obtained per requirement are presented and discussed.

4.1 Dimensional

In Table 3 and Table 4 the performance assessments of the chair-type spacers can be found. They reveal that the models A1, A2, B5, E2 and X1 didn't satisfy the first design requirement. All the chair-type spacers were approved in the evaluation of the second and third design requirements, however. For the circular spacers, the results of the performance assessments

of the design requirement can be seen in Table 5 and Table 6. One can see that all models were approved in the first design requirement. In the second requirement, on the other hand, only models A3, B3, B4, D3 and E1 proved satisfactory results. In the last design requirement, only the models B3, B4, C2, D3 and X3 were rejected. The performance evaluation of multi-support spacers can be read in Table 7, which reveals that all models had satisfactory results for the first and third design requirement. However, in the evaluation of the second design requirement, only the models D1 and D2 were rejected and thus considered as unsatisfactory. Of the 28 evaluated spacer models, therefore, 10 were approved for all design requirements (B2, C4, X2, X9, X10, A3, E1, C3, E3

Table 6 – Results of the design requirement evaluation of the circular-type spacers of the manufacturers D, E and unknown manufacturers



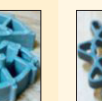









Manufacturer		D	E	X				
Model		D3	E1	X3	X4	X5	X6	X7
General	Model							
	Type	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer
Specified covering		40	20	20	20	30	20	15
Dimensional	(a) Provides for a single or at most two clearly identified coverings?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
	(b) Ensures the minimum nominal covering?	Yes	Yes	No	No	No	No	No
	Quantity of failed units	0/15	0/15	2/10	13/14	14/14	15/15	3/15
	(c) Does it possess minimum dimensions?	No	Yes	No	Yes	Yes	Yes	Yes
	Quantity of failed units	15/15	0/15	10/10	0/14	0/14	0/15	0/15

Table 7 – Results of the design requirement evaluation of the multi-support-type spacers of the manufacturers C, D, E and unknown manufacturers

Manufacturer		C	D		E	X
		C3	D1	D2	E3	X8
General	Model					
	Type	Multi-support	Multi-support	Multi-support	Multi-support	Multi-support
	Specified covering	25	15	20	25	25
Dimensional	(a) Provides for a single or at most two clearly identified coverings?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
	(b) Ensures the minimum nominal covering?	Yes	No	No	Yes	Yes
	Quantity of failed units	0/12	15/15	15/15	0/15	0/15
	(c) Does it possess minimum dimensions?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
	Quantity of failed units	0/12	0/15	0/15	0/15	0/15

and X8) and the other 18 were considered unsatisfactory in at least one evaluation for this requirement.

4.2 Identification

In the evaluation of the identification requirement, no evaluated spacer model had the nominal covering on the product itself. With respect to the color differentiation in a same model, but with different coverings, none of the identified manufacturer (A, B, C, D and E) provided this distinction between their models. The same cannot be said for the unidentified manufacturers (unknown manufacturers), because as the producer was unknown, the products of the same model could not be tracked down. Although no evaluated model satisfied this requirement, there are spacers that would be approved in the assessment, as shown in Figure 15. These were not assessed, however, because the sample was insufficient for evaluation.

4.3 Fixity

As none of the evaluated models provided a manufacturer's specification in relation to the minimum reinforcement diameter to which the spacers could be applied, the smallest diameter allowed for brackets was adopted, 5 mm according to ABNT NBR 6118 [17]. Table 8 and Table 9 show the mounting requirement evaluations for the chair model. Although the models B2, C4, X9 and X10 had a mounting item, it was not able to prevent the slipping of the steel bar. No model satisfactorily met the requirements and criteria established, therefore, with all being rejected according the proposed evaluation method. For the circular models, on the other hand, the result of the evaluation can be found in Table 10 and Table 11. As the circular models have a mounting item, all were tested and most were approved. Models D3 and X3 were rejected, however, because they didn't resist the displacement of the steel bar. Just as the chair-type spacers, all multi-support models failed this performance test. The unsatisfactory performance was established immediately as none possessed a mounting item, as can be seen in Table 12.

Figure 15 – Spacers that meet the identification requirement

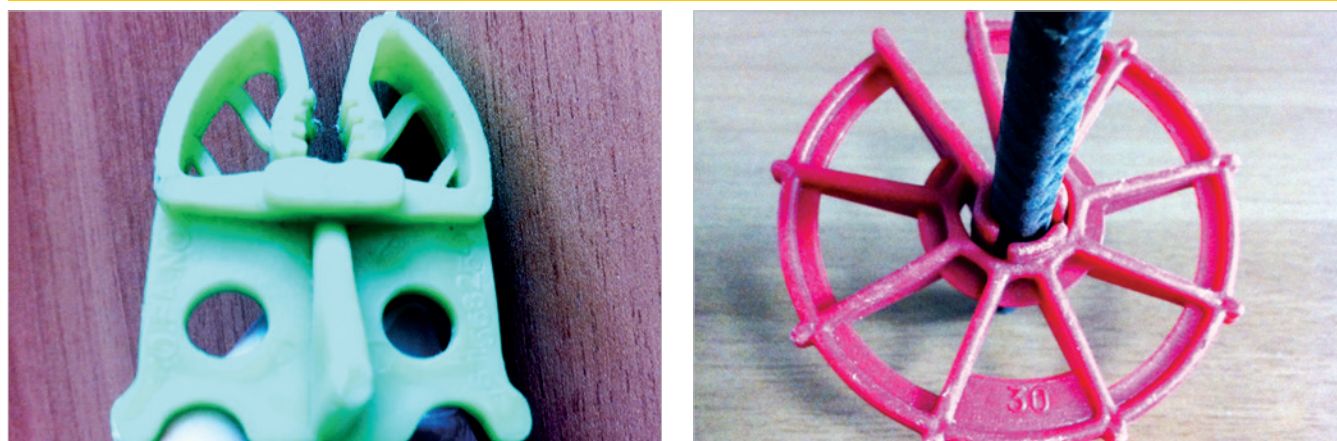


Table 8 – Results of the fixity requirement evaluation of the chair-type spacers of the manufacturers A, B and C






Manufacturer		A		B		C
		A1	A2	B2	B5	C4
General	Model					
	Type	Chair	Chair	Chair	Chair	Chair
	Specified covering	15 20	15 20	20	25 30	20
Fixity	Does it have an integrated mounting item?	No	No	Yes	No	Yes
	→ If yes, it prevents slippage of the bar?	N/A	N/A	No	N/A	No
	Quantity of failed units	15/15	15/15	3/15	15/15	4/15

Table 9 – Results of the fixity requirement evaluation of the chair-type spacers of the manufacturer E and of unknown manufacturers






Manufacturer		E	X			
		E2	X1	X2	X9	X10
General	Model					
	Type	Chair	Chair	Chair	Chair	Chair
	Specified covering	15 20	25 30	20	20	20
Fixity	Does it have an integrated mounting item?	No	No	No	Yes	Yes
	→ If yes, it prevents slippage of the bar?	N/A	N/A	N/A	No	No
	Quantity of failed units	15/15	15/15	15/15	4/11	6/15

Table 10 – Results of the fixity requirement evaluation of the circular-type spacers of the manufacturers A, B and C







Manufacturer		A	B		C		
		A3	B1	B3	B4	C1	C2
General	Model						
	Type	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer
	Specified covering	25	15	35	25	20	25
Fixity	Does it have an integrated mounting item?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
	→ If yes, it prevents slippage of the bar?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
	Quantity of failed units	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15

Table 11 – Results of the fixity requirement evaluation of the circular-type spacers of the manufacturers D, E and unknown manufacturers

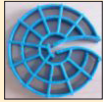

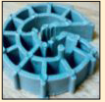

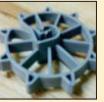


Manufacturer		D	E	X				
		D3	E1	X3	X4	X5	X6	X7
General	Model							
	Type	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer
	Specified covering	40	20	20	20	30	20	15
Fixity	Does it have an integrated mounting item?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
	→ If yes, it prevents slippage of the bar?	No	Yes	No	Yes	Yes	Yes	Yes
	Quantity of failed units	15/15	0/15	10/10	0/14	0/14	0/15	1/15

Table 12 – Results of the fixity requirement evaluation of the multi-support-type spacers of the manufacturers C, D, E and unknown manufacturers





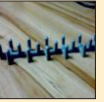
Manufacturer		C	D		E	X
		C3	D1	D2	E3	X8
General	Model					
	Type	Multi-support	Multi-support	Multi-support	Multi-support	Multi-support
	Specified covering	25	15	20	25	25
Fixity	Does it have an integrated mounting item?	No	No	No	No	No
	→ If yes, it prevents slippage of the bar?	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Quantity of failed units	15/15	15/15	15/15	15/15	15/15

Table 13 – Results of the stability requirement evaluation of the chair-type spacers of the manufacturers A, B and C











Manufacturer		A		B		C
		A1	A2	B2	B5	C4
General	Model					
	Type	Chair	Chair	Chair	Chair	Chair
	Specified covering	15 20	15 20	20	25 30	20
Stability	Does it have stability?	No	No	No	No	No
	Quantity of failed units	15/15	15/15	15/15	15/15	15/15

Table 14 – Results of the stability requirement evaluation of the chair-type spacers of the manufacturer E and of unknown manufacturers

Manufacturer		E	X			
		E2	X1	X2	X9	X10
General	Model					
	Type	Chair	Chair	Chair	Chair	Chair
	Specified covering	15 20	25 30	20	20	20
Stability	Does it have stability?	No	No	No	No	No
	Quantity of failed units	15/15	15/15	15/15	10/11	15/15

In general, of the 28 evaluated spacer models in the mounting requirement, only 17 models had a mounting item, of which only 11 (A3, B1, B3, B4, C1, C2, E1, X4, X5, X6 and X7) were approved.

4.4 Stability

For the stability requirement, the results of the evaluations of the chair-type spacers are displayed in Table 13 and Table 14. As informed, no model was approved according to the proposed evaluation method.

Although all circular model possess a mounting item, which is essential for stability, only models A3, B1, C1, E1, X4, X5, X6 and X7 were approved according to the proposed evaluation method. The other circular models had an unsatisfactory performance, according to Table 15 and Table 16.

As they didn't have a mounting item, the multi-support models were not even evaluated, being automatically considered as unsatisfactory, as can be seen in Table 17.

In short, the stability requirement evaluation resulted in 8 approved models and 20 rejected models according to the proposed evaluation method.

4.5 Load capacity

As defined, the assessment of this requirement is dependent on

two variables: resisted load capacity and maximum permanent linear deformation. For chair-type models, the results can be seen in Table 18 and Table 19.

One can see that of the 10 models evaluated, only 2 (B2 and X9) showed a satisfactory performance in this requirement, while the remainder was considered unsatisfactory.

In Table 20 and Table 21 the load capacity results for the circular models can be seen.

Although most circular spacers resisted the minimum load required, many had a permanent linear deformation that exceeded the maximum allowed limit. Only models C1 and X6, therefore, presented a permanent linear deformation of less than 1 mm and were approved, presenting satisfactory performance.

No multi-support model was approved according to the evaluation method proposed, as can be seen in Table 22. Of all the types, this was the one that had the most variability with respect to the resisted load. This can be explained by the diversity of positions allowed for its application. This type of spacer can be positioned perpendicularly, in parallel, or diagonally to the bar.

In general, of the 28 spacer models evaluated in this requirement, 4 (B2, X9, C1 and X6) showed satisfactory performance and 24 had an unsatisfactory performance according to the established evaluation method.

4.6 Application

Table 15 – Results of the stability requirement evaluation of the circular-type spacers of the manufacturers A, B and C







Manufacturer		A	B		C		
		A3	B1	B3	B4	C1	C2
General	Model						
	Type	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer
	Specified covering	25	15	35	25	20	25
Stability	Does it have stability?	Yes	Yes	No	No	Yes	No
	Quantity of failed units	0/15	0/15	15/15	14/15	0/15	15/15

Table 16 – Results of the stability requirement evaluation of the circular-type spacers of the manufacturers D, E and unknown manufacturers

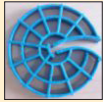

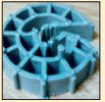

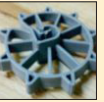


Manufacturer		D	E	X				
		D3	E1	X3	X4	X5	X6	X7
General	Model							
	Type	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer
	Specified covering	40	20	20	20	30	20	15
Stability	Does it have stability?	No	Yes	No	Yes	Yes	Yes	Yes
	Quantity of failed units	15/15	0/15	10/10	0/14	0/14	0/15	0/15

Table 17 – Results of the stability requirement evaluation of the multi-support-type spacers of the manufacturers C, D, E and unknown manufacturers











Manufacturer		C	D		E	X
		C3	D1	D2	E3	X8
General	Model					
	Type	Multi-support	Multi-support	Multi-support	Multi-support	Multi-support
	Specified covering	25	15	20	25	25
Stability	Does it have stability?	No	No	No	No	No
	Quantity of failed units	15/15	15/15	15/15	15/15	15/15

Table 18 – Results of the load capacity requirement evaluation of the chair-type spacers of the manufacturers A, B and C

Manufacturer		A		B		C
		A1	A2	B2	B5	C4
General	Model					
	Type	Chair	Chair	Chair	Chair	Chair
	Specified covering	15 20	15 20	20	25 30	20
Load capacity	Does it have load capacity?	No	No	Yes	No	No
	Quantity of failed units	14/14	15/15	1/14	15/15	15/15
	→ If yes, was the permanent linear deformation less than 1 mm?	N/A	N/A	Yes	N/A	N/A
	Quantity of failed units	14/14	15/15	1/14	15/15	15/15

Unlike the spacer models of the identified manufacturers, the models that were from unknown manufacturers were evaluated according to an alternative method because they didn't contain information regarding the largest recommended diameter for their application. This method consisted of trial and error, with the spacer being progressively applied from the smallest to the largest diameter until it could no longer be fitted with the maximum force required.







The results of the evaluation for the chair-type models are displayed in Table 23 and Table 24, which show that only models B2 and C4 were rejected, having an unsatisfactory performance. For the circular spacers, models A3, B3, C1 and C2 were considered unsatisfactory because they failed the performance evaluation. All other models were approved in this requirement, as can be seen in Table 25 and Table 26.

All evaluated multi-support spacer models were approved according to the proposed evaluation method, according to Table 27,

Table 19 – Results of the load capacity requirement evaluation of the chair-type spacers of the manufacturer E and of unknown manufacturers

Manufacturer		E	X			
Model		E2	X1	X2	X9	X10
General	Model					
	Type	Chair	Chair	Chair	Chair	Chair
	Specified covering	15 20	25 30	20	20	20
Load capacity	Does it have load capacity?	No	No	No	Yes	No
	Quantity of failed units:	15/15	15/15	15/15	0/11	15/15
	→ If yes, was the permanent linear deformation less than 1 mm?	N/A	N/A	N/A	Yes	N/A
	Quantity of failed units	15/15	15/15	15/15	0/11	15/15

Table 20 – Results of the load capacity requirement evaluation of the circular-type spacers of the manufacturers A, B and C

Manufacturer		A	B		C		
Model		A3	B1	B3	B4	C1	C2
General	Model						
	Type	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer
	Specified covering	25	15	35	25	20	25
Load capacity	Does it have load capacity?	Yes	No	Yes	No	Yes	Yes
	Quantity of failed units	1/15	2/15	0/15	2/15	1/14	0/15
	→ If yes, was the permanent linear deformation less than 1 mm?	No	N/A	No	N/A	Yes	No
	Quantity of failed units	13/15	15/15	3/15	15/15	1/14	4/15

showing no resistance to the application to the steel bar. In short, only 6 models failed the evaluation for this requirement, while 22 were approved with a satisfactory performance.

5. Conclusions

No spacer model evaluated proved to be satisfactory for all requirements and criteria proposed. Considering the requirements and performance criteria used as appropriate to evaluate the performance of the spacers, the spacers could be considered as one

of probably factors for not achieving the project cover on current constructions.

It is clear, however, that all and any requirement and criteria established can be satisfied, since at least one spacer model was approved in each evaluation, except for the identification requirement, for which one can state that there are models of manufacturers that didn't participate in this assessment, but that do satisfy this requirement even if none of the evaluated models passed this criterion. Crossing the characteristics of the approved models in each requirement, therefore, it is possible to obtain a spacer with a suitable performance for its function.

Table 21 – Results of the load capacity requirement evaluation of the circular-type spacers of the manufacturers D, E and unknown manufacturers

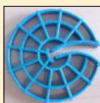

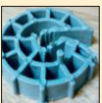




Manufacturer		D	E	X				
Model		D3	E1	X3	X4	X5	X6	X7
General	Model							
	Type	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer
	Specified covering	40	20	20	20	30	20	15
Load capacity	Does it have load capacity?	Yes	Yes	Yes	No	Yes	Yes	Yes
	Quantity of failed units	0/15	1/15	0/10	2/14	0/14	1/14	0/14
	→ If yes, was the permanent linear deformation less than 1 mm?	No	No	No	N/A	No	Yes	No
	Quantity of failed units	11/15	15/15	2/10	5/14	2/14	1/14	5/14

Table 22 – Results of the load capacity requirement evaluation of the multi-support-type spacers of the manufacturers D, E and unknown manufacturers

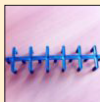




Manufacturer		C	D		E	X
Model		C3	D1	D2	E3	X8
General	Model					
	Type	Multi-support	Multi-support	Multi-support	Multi-support	Multi-support
	Specified covering	25	15	20	25	25
Load capacity	Does it have load capacity?	No	No	No	No	No
	Quantity of failed units	12/12	15/15	15/15	15/15	15/15
	→ If yes, was the permanent linear deformation less than 1 mm?	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Quantity of failed units	12/12	15/15	15/15	15/15	15/15

Table 23 – Results of the application requirement evaluation of the chair-type spacers of the manufacturers A, B and C






Manufacturer		A				B			C
Model		A1	A2	B2	B5	C4			
General	Model								
	Type	Chair	Chair	Chair	Chair	Chair			
	Specified covering	15 20	15 20	20	25 30	20			
Application	Easy to apply?	Yes	Yes	No	Yes	No			
	Quantity of failed units	0/15	0/15	15/15	0/15	15/15			

Table 24 – Results of the application requirement evaluation of the chair-type spacers of the manufacturer E and of unknown manufacturers






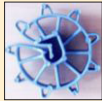




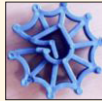
Manufacturer		E	X			
Model		E2	X1	X2	X9	X10
General	Model					
	Type	Chair	Chair	Chair	Chair	Chair
	Specified covering	15 20	25 30	20	20	20
Application	Easy to apply?	Yes	Yes	Yes, up to 6.3 mm ϕ steels	Yes, up to 6.3 mm ϕ steels	Yes, up to 12.5 mm ϕ steels
	Quantity of failed units:	0/15	0/15	0/15	0/11	0/15

Table 25 – Results of the application requirement evaluation of the circular-type spacers of the manufacturers A, B and C

Manufacturer		A	B	C			
Model		A3	B1	B3	B4	C1	C2
General	Model						
	Type	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer
	Specified covering	25	15	35	25	20	25
Application	Easy to apply?	No	Yes	No	Yes	No	No
	Quantity of failed units	15/15	0/15	15/15	0/15	15/15	15/15

Considering the variety and diversity of spacers on offer, in addition to the different behavior of each one, the need for a regulatory standard for this product to outline the quality of spacers available on the market is revealed. For this would promote an improvement of the material, in addition to eliminating unsatisfactory products.

6. Acknowledgments

The authors would like to thank CAPES for supporting the research, the UFRGS and NORIE, in particular, for providing advisory services and providing the equipment, in addition to all those who helped in the development of this research.

7. References

- [1] LI, K.; CHEN, Z.; LIAN, H. Concepts and requirements of durability design for concrete structures: an extensive review of CCES01. In: Material and Structure. Ed. 41, page 717-731. Beijing, 2007.
- [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] MARSH, B. Specification and achievement of cover to reinforcement. In: Advanced Concrete Technology Set. Volume 1, Pages 1 – 9, 2003.
- [4] CLARK, L. A.; SHAMMAS-TOMA, M. G. K.; SEYMOUR, D. E.; PALLET, 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.
- [5] SHAW, C. B. Durability of Reinforcement Concrete. 2007.

Table 26 – Results of the application requirement evaluation of the circular-type spacers of the manufacturers D, E and unknown manufacturers

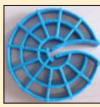

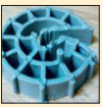




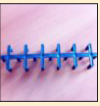




Manufacturer		D	E	X				
		D3	E1	X3	X4	X5	X6	X7
General	Model							
	Type	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer	Circular spacer
	Specified covering	40	20	20	20	30	20	15
Application	Easy to apply?	Yes	Yes	Yes, up to 12.5 mm ϕ steels	Yes, up to 6.3 mm ϕ steels	Yes, up to 12.5 mm ϕ steels	Yes, up to 10.0 mm ϕ steels	Yes, up to 8 mm ϕ steels
	Quantity of failed units:	0/15	0/15	0/10	0/14	0/14	0/15	0/15

Table 27 – Results of the application requirement evaluation of the multi-support-type spacers of the manufacturers C, D, E and unknown manufacturers

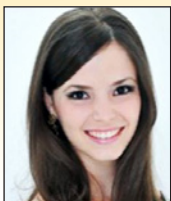
Manufacturer		C	D		E	X
		C3	D1	D2	E3	X8
General	Model					
	Type	Multi-support	Multi-support	Multi-support	Multi-support	Multi-support
	Specified covering	25	15	20	25	25
Application	Easy to apply?	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
	Quantity of failed units:	0/12	0/15	0/15	0/15	0/15

Disponível em: <http://www.localsurveyorsdirect.co.uk/sites/default/files/attachments/reinforced%20concrete.pdf>. Acesso em: maio 2014.

- [6] MERRETZ, W. Achieving concrete cover in construction. In: Concrete in Australia. Technical Feature: Concrete cover. Vol 36, Nº1. Austrália, 2010.
- [7] MARAN, A. P.; Menna Barreto, M. F. F.; ROHDEN, A. B.; DAL MOLIN, D. C. C.; MASUERO, J. R. Análise da espessura do cobrimento de armadura em lajes com diferentes distanciamentos entre espaçadores e pontos de amarração. In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 2015.
- [8] MENNA BARRETO, M. F. F. Avaliação de desempenho de espaçadores plásticos: proposição e avanços de métodos de avaliação. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2014.
- [9] VAQUERO, J. Separadores para hormigón estructural. Zuncho n13. Septiembre, 2007.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [11] BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). BS 7973: Spacers and chairs for steel reinforcement and their specification – Part 1: Product performance requirements. UK, 2001.
- [12] 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.
- [13] GIRIBOLOA, M. Espaçadores para armadura. In: Revista Equipe de Obra, Editora PINI, edição 62, São Paulo: agosto, 2013. .
- [14] TINOCO, H. F. F.; FIGUEIREDO, E. J. P. Avaliação do desempenho de sistemas de reparo e recuperação para estruturas de concreto com corrosão das armaduras. In: WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES, 2., 2001, São José dos Campos. Anais... São José dos Campos: ITA, 2002.
- [15] SPEKKINK, D. Performance based design: Bringing Vitruvius up to date. Performance Based Building Thematic Network. Domain 3 Report. Holanda: novembro, 2005.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575: Edificações Habitacionais: Desempenho – Parte 1: Requisitos Gerais. Rio de Janeiro, 2013.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

Performance evaluation of plastic spacers: proposal and development of evaluation methods

Avaliação de desempenho de espaçadores plásticos: proposição e avanço de métodos de avaliação



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

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

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

J. R. MASUERO ^d
joao.masuero@ufrgs.br

Abstract

The durability of reinforced concrete structures is highly dependent on the characteristics of the concrete cover to reinforcement and its thickness. The failure to obtain cover thickness is the factor with the largest influence on the premature corrosion of the reinforcement, which in turn is the main deterioration form of reinforced concrete structures. Studies indicate that the designed cover is not reached in the current constructions that adopt this structural solution, configuring a chronic, and not a sporadic problem. One of the observed causes for the failure in obtaining the minimum standardized cover is the incorrect use of spacers and the use of inadequate spacers. This is made more serious by the absence of a Brazilian standard to regulate the product and its use and, consequently, the absence of a quality certification from the responsible regulating agency. Focusing on spacers, requirements and performance criteria were proposed, in addition to methods for their assessment, with most being taken and adapted from international standards. Subsequently, some spacers available on the market were effectively tested according to the proposed methodology. No spacer model proved to be satisfactory according to the established performance approach. However, for each criteria and assessment methods proposed, there was, at least, one spacer model at the market which satisfied them, so it can be said that the criteria and methods are suitable for spacers performance evaluation. Faced with the performance diversity of the spacer models on offer, the need for a regulatory Brazilian standard for this product was confirmed in order to delimit the quality of spacers available on the market and to eliminate this variable as one of the causes for not obtaining the correct covering.

Keywords: concrete cover, cover to reinforcement, spacers, performance, reinforced concrete.

Resumo

A durabilidade de estruturas de concreto armado é altamente dependente das características do concreto de cobrimento das armaduras e sua espessura. O fracasso na obtenção do cobrimento é o fator de maior influência na corrosão prematura de armaduras que, por sua vez, é a principal forma de deterioração de estruturas de concreto armado. Pesquisas indicam que o cobrimento projetado não tem sido alcançado nas atuais obras que adotam esta solução estrutural, tratando-se de um problema crônico e não esporádico. Uma das causas observadas para falha na obtenção do cobrimento mínimo normalizado é o uso incorreto de espaçadores e a utilização de espaçadores inadequados. Isso se agrava pela falta de uma norma brasileira que regulamente o produto e seu uso e, conseqüentemente, a falta de certificação de qualidade pelo órgão responsável. Tendo como foco os espaçadores, foram propostos requisitos e critérios de desempenho, assim como métodos para avaliação dos mesmos, sendo a maioria compilada e adaptada de normas internacionais. Em seguida, alguns espaçadores disponíveis no mercado foram efetivamente testados segundo a metodologia proposta. Nenhum modelo de espaçador provou-se satisfatório segundo a abordagem de desempenho estabelecida. Entretanto, para cada um dos critérios e métodos de avaliação propostos houve pelo menos um modelo de espaçador do mercado que os satisfizes, de modo que se pode afirmar que os critérios e métodos são adequados para avaliação de desempenho de espaçadores. Diante da diversidade de modelos e de desempenho dos espaçadores ofertados, ficou comprovada a necessidade de uma norma brasileira regulamentadora para este produto, a fim de balizar a qualidade dos espaçadores disponíveis no mercado e eliminar esta variável das causas da não obtenção do correto cobrimento.

Palavras-chave: cobrimento, espaçadores, desempenho, concreto armado.

^a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Department of Civil Engineering, Engineering School, Building Innovation Center, Porto Alegre, Brasil.

1. Introdução

Os problemas de durabilidade de estruturas de concreto armado se originam 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 [1].

A questão de durabilidade das estruturas tem um significado tanto técnico como econômico [1], pois se trata de um prejuízo quando estruturas de concreto armado se deterioram em apenas alguns anos em serviço e se nota um aumento frequente de relatos de eventos desta natureza, a partir dos anos 70 [2].

O fracasso na obtenção do cobrimento é, provavelmente, o maior fator influente na corrosão prematura de armaduras [3] que, por sua vez, é a principal forma de deterioração de estruturas de concreto armado [4]. Contudo, a falha na obtenção do cobrimento geralmente não é percebida pelos engenheiros como um problema, logo não lhe é dada prioridade [4].

Sendo assim, um dos maiores problemas relacionado 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 [5], exigindo ações corretivas envolvendo reparos caros [6].

Contudo, muitos estudos ao redor do mundo têm mostrado que o cobrimento alcançado na execução normalmente não atende às expectativas de projeto [3], ou seja, o cobrimento mínimo projetado não tem sido alcançado em sua totalidade nas atuais obras que adotam esta solução estrutural [4][7][8].

A garantia de uma espessura de cobrimento adequado com concreto de qualidade, devidamente compactado e curado, resultaria em uma considerável redução no montante de recurso gasto anualmente, em todo o mundo, na reparação e substituição prematura de estruturas de concreto [3].

Muitos dos problemas que acarretam um cobrimento insuficiente estão relacionados com defeitos no projeto, detalhamento ou no fornecimento de materiais, e provavelmente podem apenas ser resolvidos, abordando-os na sua fonte de origem [3].

Em relação ao processo construtivo, a questão do cobrimento está diretamente relacionada aos espaçadores, pois estes são responsáveis pelo correto posicionamento do aço, proporcionando assim uma adequada proteção ao mesmo [9].

Espaçadores são essenciais na execução de estruturas de concreto armado e protendido, tendo o seu uso recomendado pela ABNT NBR 14931 [10]. São amplamente utilizados em grandes quantidades nas construções que adotam esta solução estrutural, que compreende a maioria no país.

Entretanto, a produção e utilização inadequada dos espaçadores têm sido uma das principais causas do mau posicionamento das armaduras [11]. A inexistência de uma norma brasileira que regule a produção e o uso dos espaçadores e, conseqüentemente, a falta de certificação de qualidade pelo órgão responsável pela fiscalização de produtos, contribuem para o agravamento desta situação.

Este problema se estende para outros países, como a Espanha. Embora esta adote as recomendações para espaçadores segundo o CEB Bulletins No. 201 [12], não existe um corpo normativo que permita avaliar os distintos espaçadores existentes no mercado espanhol e que possa estabelecer adequado padrão de desempenho para os projetos [9].

Diferentemente do exposto anteriormente, o Reino Unido, além de possuir uma norma que define os requisitos de desempenho, bem como os métodos de avaliação dos espaçadores – Norma Britânica BS 7973 [11] – também há um órgão de certificação responsável por proporcionar confiança aos usuários, compradores e especificadores de aços de construção através de um regime de regulação, teste e inspeção, o CARES (Certification Authority Reinforcing Steels).

Embora isso ainda não exista no Brasil, é importante procurar produtos testados em laboratórios e certificados voluntariamente pelo fabricante [13]. Todavia, em alguns casos, os dados fornecidos pelo fabricante não representam características ou propriedades relevantes, principalmente no que diz respeito à resistência e à durabilidade do material ou sistema [14].

Diante disso, fica evidente a necessidade de uma norma brasileira para espaçadores que regule sua produção e uso e, conseqüentemente, a fiscalização e certificação da qualidade dos espaçadores existentes no mercado por parte dos órgãos responsáveis, de forma a eliminar os que possuem desempenho insatisfatório, favorecendo, assim, a busca pela excelência nos produtos fornecidos pelas indústrias.

Neste sentido, buscou-se uma abordagem de desempenho para avaliação dos espaçadores plásticos, definindo-se requisitos, critérios e métodos de avaliação para os mesmos. Em seguida, avaliaram-se alguns modelos de espaçadores disponíveis no mercado a fim de verificar seu desempenho na garantia do cobrimento especificado e, conseqüentemente, a durabilidade das estruturas.

2. Requisitos e critérios de desempenho

O conceito de desempenho é aplicável em diferentes níveis de decomposição e agregação de uma construção: construção como um todo, seus elementos, componentes e materiais [15].

A forma de estabelecimento do desempenho é comum e internacionalmente pensada através da definição de requisitos (qualitativos), critérios (quantitativos ou premissas) e métodos de avaliação, os quais permitem a mensuração clara de seu atendimento [16].

Segundo a ABNT NBR 15575 [16], requisitos de desempenho são condições que expressam qualitativamente os atributos que o produto deve possuir, a fim de que possam atender aos requisitos dos usuários. Por sua vez, critérios de desempenho são especificações quantitativas dos requisitos de desempenho, expressos em termos de quantidades mensuráveis, de modo que possam ser objetivamente determinados.

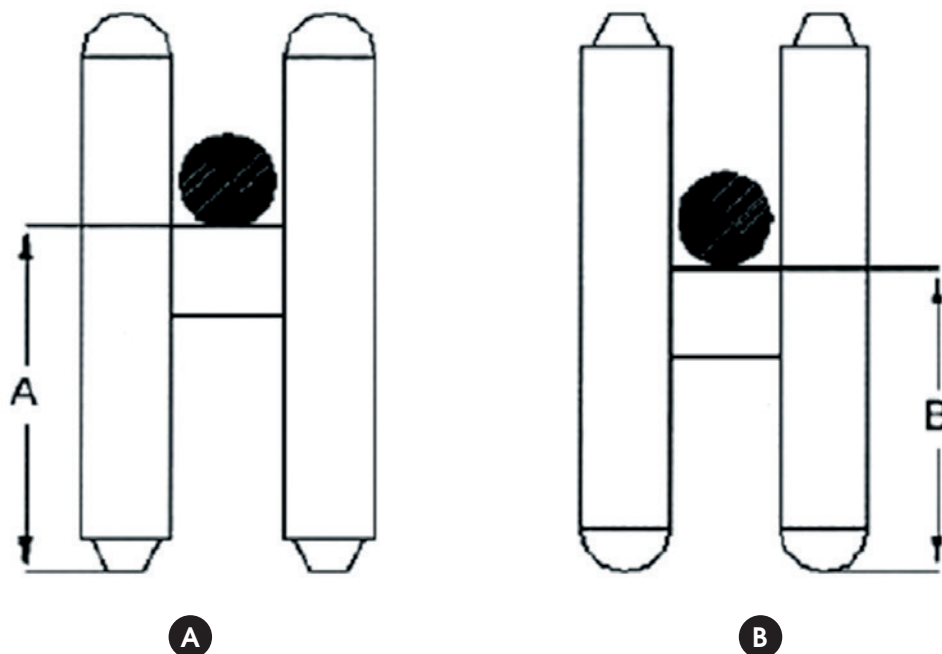
Tendo ciência disto, é desejável uma norma brasileira baseada em desempenho para todo e qualquer item da construção. Entretanto, ainda existem lacunas neste quesito no tocante aos espaçadores, e a ausência de uma norma brasileira reguladora do mesmo impede o controle e fiscalização deste material, facilitando o surgimento de produtos inadequados no mercado.

Na ausência de uma norma brasileira, foram propostos requisitos e critérios de desempenho, ora baseando-se em normais internacionais, ora complementando-as com a proposição de novos requisitos e critérios.

2.1 Dimensionais

Os requisitos e critérios dimensionais são estabelecidos baseados

Figura 1 - Exemplo de um espaçador com duas possíveis posições de aplicação: a) reto b) de cabeça para baixo (9)



na norma europeia CEB Bulletins No. 201 [12] e Norma Britânica BS 7973-1 [11], e consistem em:

- a) proporcionar um único valor de cobrimento [12] ou no máximo dois cobrimentos em um mesmo espaçador, desde que estes estejam claramente identificados no produto [11]. Assim, evitam-se erros na sua aplicação, onde a inversão na sua colocação gera diferença de cobrimento não perceptível, conforme exemplificado na Figura 1;
- b) garantir o cobrimento nominal. Para isso, o espaçador deve pos-

- suir, com precisão, a medida do cobrimento especificado pelo fabricante no momento de sua utilização, com uma tolerância de ± 1 mm para cobrimentos até 75 mm e ± 2 mm para cobrimentos maiores [11][12]. O espaçador deve possuir esta dimensão entre a base de apoio até o posicionamento final do aço no produto;
- c) dimensões mínimas [11][12]: para modelos que são fixados com o auxílio de arame (cadeirinhas e multiapoio), sua base deve possuir no mínimo 20 mm e no máximo 350 mm medidos na direção paralela à barra de aço, e no mínimo 0,75 da dimensão

Figura 2 - Desenho explicativo do requisito de desempenho dimensional, dimensões mínimas: a) ara modelos tipo cadeirinhas e multiapoio; b) para modelos tipo circulares

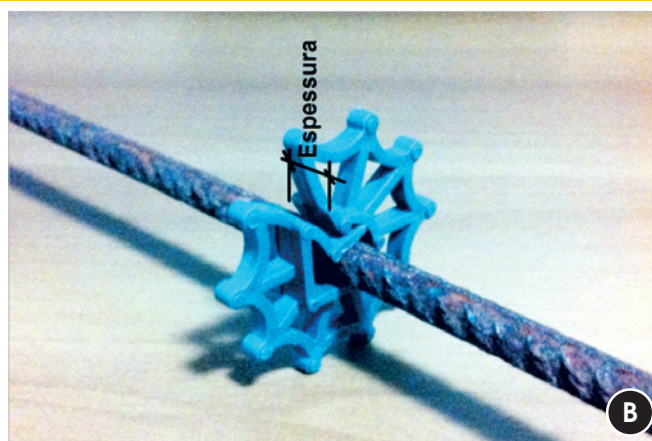
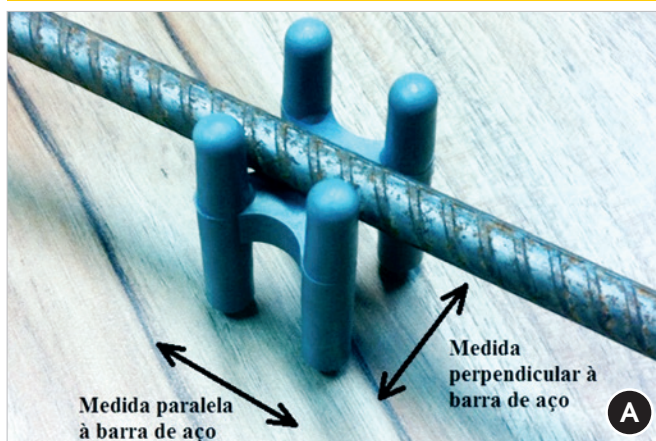


Figura 3 – Explicação do requisito identificação: a) dimensão do cobrimento no produto; b) cores distintas entre espaçadores de cobrimentos diferentes; c) espaçador do mesmo fabricante, do mesmo tipo, e do mesmo modelo, porém com cobrimentos diferentes



de cobrimento medidos perpendicular à barra, conforme orientações da Figura 2a. Para modelos tipo circulares, o centro de apoio onde a barra fica acoplada (Figura 2b) tem que possuir uma espessura superior 0,5 do cobrimento proporcionado.

2.2 Identificação

O produto deve ser de fácil identificação, mesmo quando misturado. Ou seja, a dimensão do cobrimento nominal deve estar visivelmente indicada no produto em si [11], conforme mostrado na Figura 3a.

Embora nenhuma norma exija distinção entre espaçadores, além da identificação do cobrimento no produto, quando se tratar de um mesmo modelo, porém de cobrimentos diferentes, estes devem possuir cores distintas, como indicado na Figura 3b. Desta forma, evita-se que durante uma concretagem com diversas espessuras de cobrimento, o espaçador especificado se confunda com os demais, situação semelhante à Figura 3c.

2.3 Fixação

O espaçador deve possuir a capacidade de se fixar na armadura e

resistir ao deslocamento proposto por uma barra de aço com uma carga de 5 N [11][12]. Diante disso, todo espaçador deve possuir um item de fixação integrado ao produto, de modo a permitir que o mesmo se prenda à armadura, não se soltando e perdendo sua função, como ilustrado na Figura 4. Portanto, este item não pode ficar a cargo da equipe responsável pela montagem da armadura em obra, correndo o risco de não ser executado.

2.4 Estabilidade

O espaçador deve possuir uma estabilidade mínima, de modo que, quando solicitado durante uma concretagem, continue desempenhando seu papel, evitando-se problemas como o tombamento, exemplificado na Figura 5.

2.5 Capacidade de carga

O espaçador deve permanecer íntegro durante o processo de concretagem, resistindo ao carregamento imposto - como o peso da armadura, as operações de montagem e concretagem, o peso de operários e máquinas, entre outros - sob uma carga mínima

Figura 4 – Espaçadores que se soltaram da armadura, não desempenhando mais a sua função

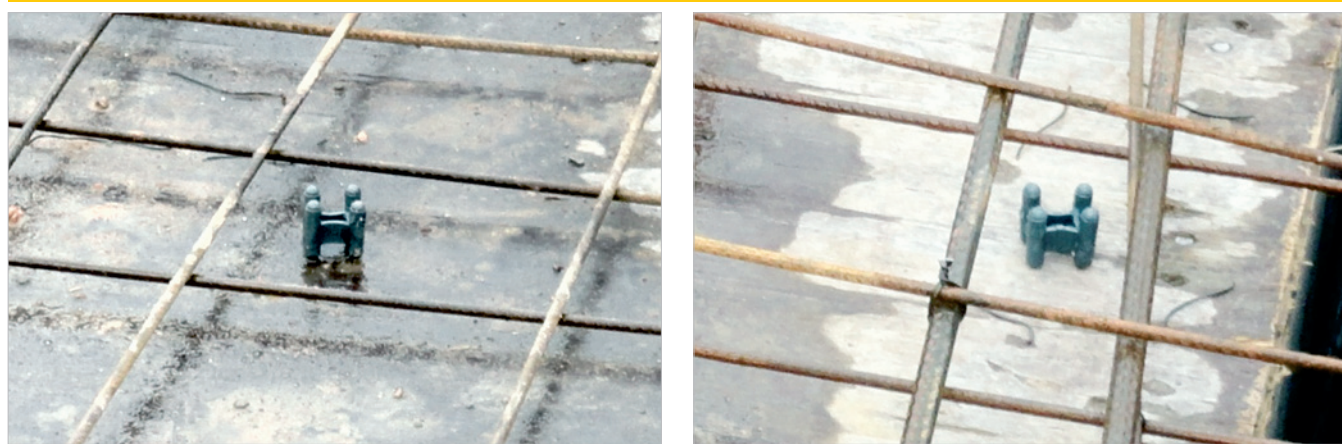


Figura 5 – Espaçador tombado durante um concretagem



Figura 6 – Deformação do espaçador diante da carga em serviço



estimada de 3,0 kN (máxima força sugerida pelo CEB Bulletins No. 201 [12] e pela Norma Britânica BS 7973-1 [11]) para espaçadores com grandes solicitações, como os utilizados em lajes e fundo de vigas (cadeirinhas e multiapoio), e uma carga mínima de 0,25 kN (força leve sugerida pelo CEB Bulletins No. 201 [12] e pela Norma Britânica BS 7973-1 [11]) para espaçadores utilizados nas laterais dos elementos, como os circulares. Estas forças devem ser resistidas sob uma deformação linear máxima permanente, no sentido do cobrimento, de 1 mm [11][12], evitando situações como a da Figura 6.

2.6 Aplicação

O espaçador deve ser facilmente aplicável às barras de aço. Desse modo, não há necessidade de mão de obra qualificada para sua aplicação. Para isso, não devem requerer mais de 0,15 kN (força aplicável por qualquer adulto) para sua colocação no maior diâmetro de barra informado segundo fabricante [11][12].

3. Programa experimental

Depois de estabelecidos os requisitos e critérios de desempenho, listados no subitem anterior, são propostos métodos para sua verificação e avaliação.

3.1 Requisitos e critérios dimensionais

Apesar das normas estrangeiras não se manifestarem a respeito do método de avaliação dos requisitos e critérios dimensionais, foram desenvolvidos os métodos a seguir:

- a) o método de avaliação do desempenho do requisito “proporcionar um único valor de cobrimento ou no máximo dois claramente identificados” consiste em uma inspeção visual e análise de projeto do produto. O desempenho é considerado satisfatório quando o espaçador proporcionar apenas um cobrimento ou, no caso de dois cobrimentos em um mesmo

Figura 7 – Método de avaliação do requisito dimensional:
a) em espaçadores tipo cadeirinha; b) em espaçadores circulares



Figura 8 – Medição das dimensões dos espaçadores tipo cadeirinha:
 a) medida paralela ao posicionamento da barra; b) medida perpendicular ao posicionamento da barra; c) medida do centro de apoio do espaçador circular



Tabela 1 – Parâmetros dimensionais para o requisito dimensões mínimas (CEB, 1990 e BS 7973-1, 2001)

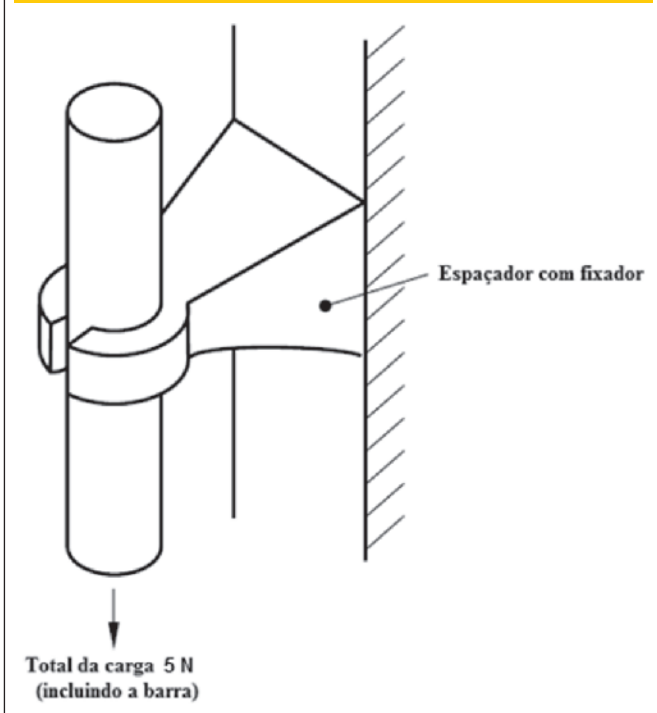
Modelo	Medida mínima da base	
	Perpendicular à barra de aço	Paralela à barra de aço
Cadeirinhas e multiapoio	≥ 0,75 cobrimento proporcionado	≥ 20 mm e ≤ 350 mm
Circulares	–	≥ 0,5 cobrimento proporcionado

espaçador, estes estejam claramente identificados no produto;
 b) o método de avaliação do desempenho do requisito “garantir o cobrimento nominal” consiste em uma inspeção dimensional através da aplicação de uma barra de aço ao espaçador, em seguida é medida, com o auxílio de um paquímetro digital com precisão de 0,02 mm, a distância (C) entre a base de apoio do espaçador e o fundo da barra de

aço, conforme a Figura 7, imediatamente antes e depois do espaçador. O desempenho é considerado satisfatório quando o cobrimento proporcionado pelo produto for igual ao especificado pelo fabricante com uma tolerância de ± 1 mm para cobrimentos até 75 mm e ± 2 mm para cobrimentos maiores;

c) o método de avaliação do desempenho do requisito “dimensões mínimas” também consiste em uma inspeção dimensional a qual é executada com o auxílio de um paquímetro digital com precisão de 0,02 mm, conforme Figura 8. O desempenho é considerado satisfatório quando as medidas atenderem aos valores especificados na Tabela 1.

Figura 9 – Representação esquemática do ensaio de fixação do espaçador (11)(12)



3.2 Requisitos e critérios de identificação

O método de avaliação do desempenho desse requisito consiste em uma inspeção técnica do produto. Caso ele possua a informação do cobrimento nominal de maneira visível, cor diferenciada dos outros espaçadores do mesmo modelo, este é considerado satisfatório, caso contrário é considerado insatisfatório.

3.3 Requisitos e critérios de fixação

O método de avaliação do desempenho desse requisito consiste em uma inspeção técnica e análise de projeto do produto, de forma que, o espaçador deve apresentar um item de fixação integrado. Se o mesmo não possuir algum tipo de fixação integrado, automaticamente é considerado insatisfatório. Entretanto, se o produto apresentar o item de fixação, o método de avaliação é conforme o ensaio proposto pelo CEB Bulletins No. 201 [12] e a Norma Britânica BS 7973-1 [11], no qual se aplica o espaçador a uma barra de aço limpa de menor diâmetro para o qual o espaçador se aplica, segundo o fabricante, com o peso de $5 \text{ N} \pm 0,1 \text{ N}$, conforme Figura 9.

Caso o espaçador impeça o deslizamento da barra, este é considerado satisfatório, caso contrário é considerado insatisfatório. O parâmetro do método de avaliação não contempla tolerâncias.

3.4 Requisitos e critérios de estabilidade

O método de avaliação do desempenho desse requisito consiste em inspeções dimensionais com auxílio de um paquímetro digital com precisão de 0,02 mm, conforme especificações do CEB Bulletins No. 201 [12] e da Norma Britânica BS 7973-1 [11].

Para um espaçador com fixador integrado, exceto espaçador circular, a estabilidade é considerada assegurada quando, para o tombamento sobre a superfície de apoio, o espaçador assegurar um raio de rotação de pelo menos 5 mm maior do que o cobrimento fornecido pelo produto. Este raio deve ser provido pelo espaçador nas dimensões paralela e perpendicular à barra de aço ao qual é aplicado, conforme Figura 10 (a, b e c).

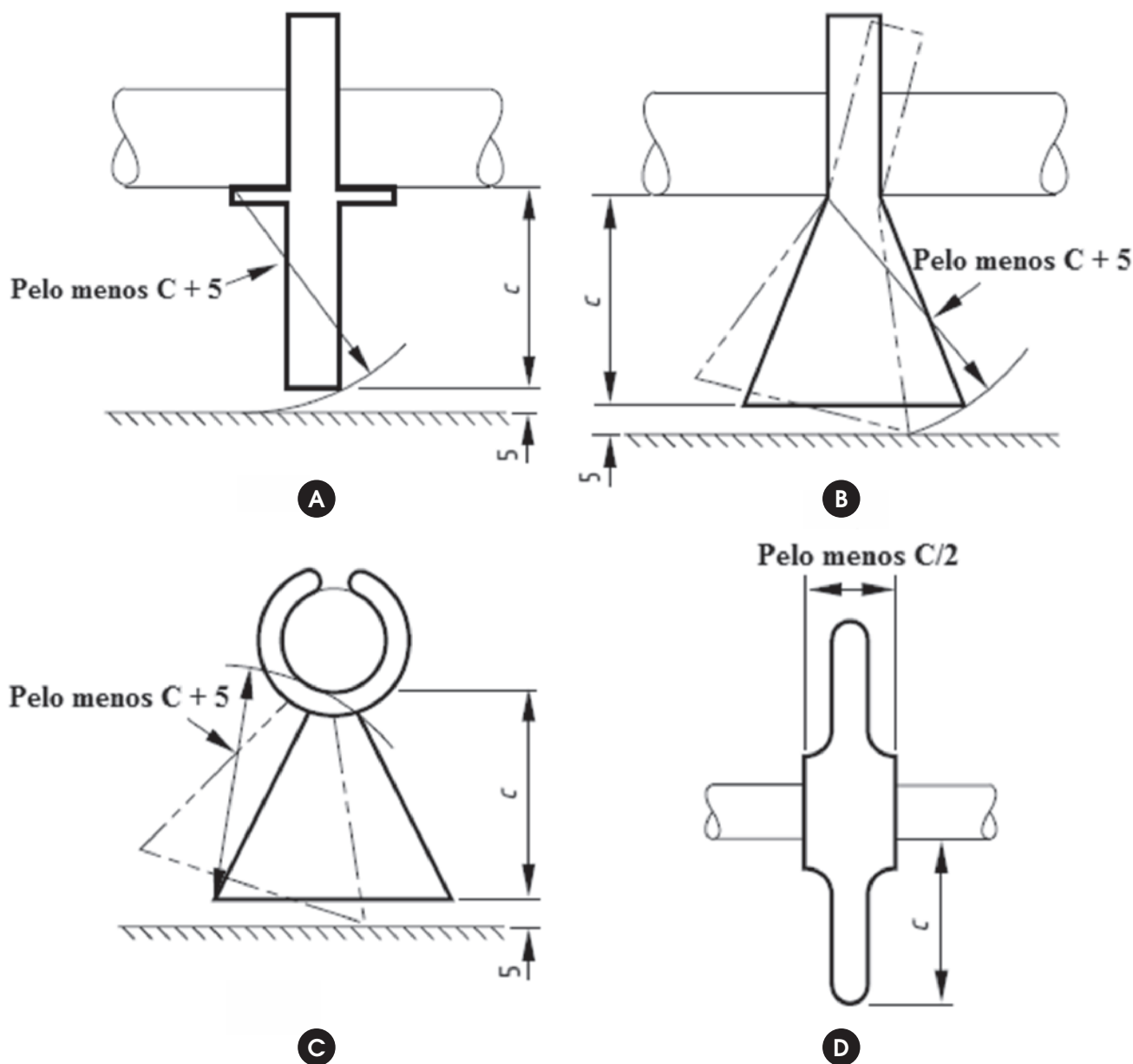
Espaçadores circulares não requerem um raio mínimo de rotação

perpendicular à barra, pois a estabilidade é fornecida pela largura do apoio central paralelo à barra, que deve ser maior do que a metade do cobrimento fornecido, de acordo com o exemplificado na Figura 10d. Espaçadores que não possuírem item de fixação ou não atenderem aos parâmetros e critérios de desempenho descritos são considerados insatisfatórios.

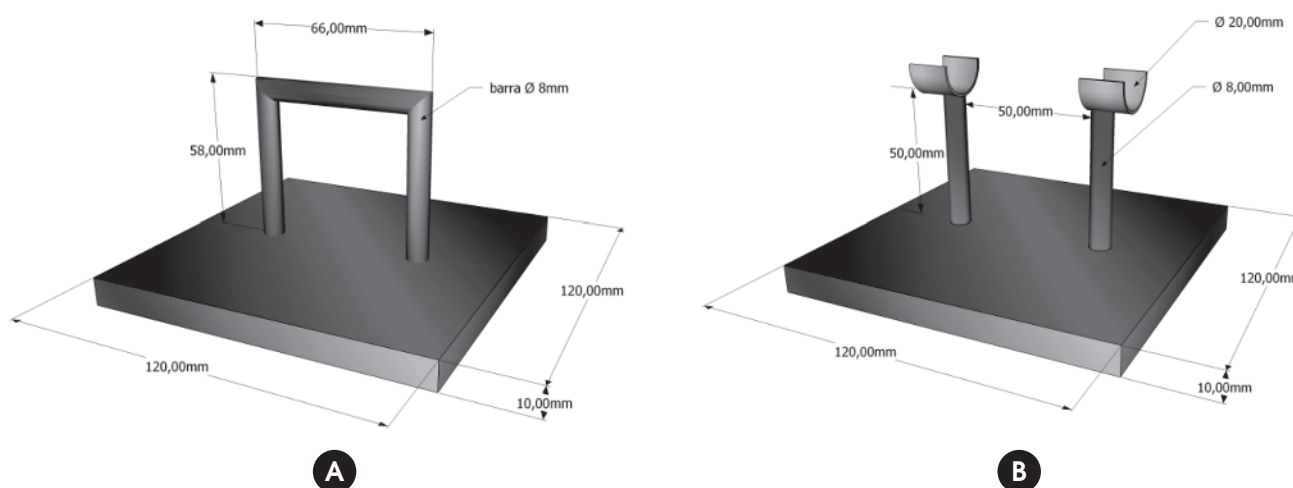
3.5 Requisitos e critérios de capacidade de carga

A avaliação do requisito capacidade de carga é uma adaptação do método proposto pelo CEB Bulletins No. 201 [12] e pela Norma Britânica BS 7973-1 [11], que consiste em um ensaio laboratorial. Para possibilitar a realização do ensaio, foi desenvolvido o primeiro dispositivo da Figura 11, no qual se aplica o espaçador na barra

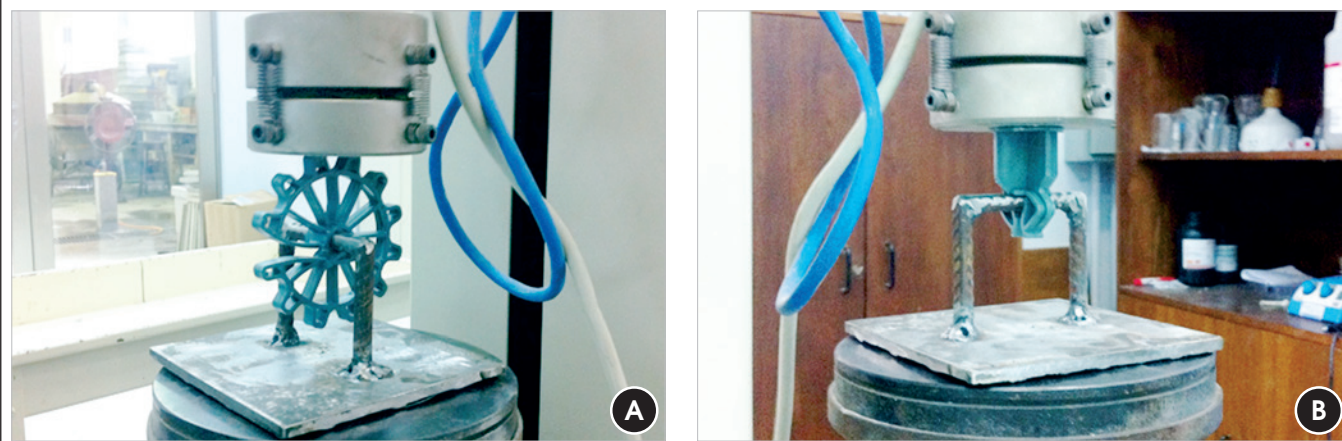
Figura 10 – Requisitos geométricos de estabilidade de espaçadores com fixadores integrados (11)(12): a) raio de rotação paralelo à barra de aço; b) raio de rotação perpendicular à barra de aço; c) raio de rotação perpendicular à barra de aço; d) largura do apoio central de espaçadores circulares



**Figura 11 – Dispositivos desenvolvidos para avaliação de desempenho:
a) do requisito capacidade de carga; b) do requisito fixação**



**Figura 12 – Ensaio de capacidade de carga:
a) em espaçadores circulares; b) em espaçadores cadeirinha**



de aço de 8 mm do dispositivo, assim como na Figura 12. Em seguida, insere-se o conjunto (dispositivo + espaçador) em uma prensa e aplica-se força até a capacidade de carga requerida do espaçador, conforme Tabela 2.

Após a interrupção do ensaio, seja por rompimento ou por atingir a capacidade de carga, retirar o conjunto da prensa e verificar a deformação linear máxima permanente no sentido do cobrimento, que deve ser menor do que 1 mm. Através do programa da prensa, são gerados gráficos de força versus deformação a respeito do comportamento do material.

No caso de espaçadores que possibilitam dois cobrimentos distintos, este deve ser testado em sua posição mais desfavorável, ou seja, aplicado no dispositivo conforme o maior cobrimento proporcionado. São considerados satisfatórios os produtos que atendem aos critérios de desempenho estabelecidos.

Embora o CEB Bulletins No. 201 [12] e a Norma Britânica BS 7973-1 [11] possuam um método diferente para esta avaliação (Figura 13), o ensaio proposto acima foi concebido com a finalidade de obter gráficos gerados pela prensa do comportamento do material quanto à força e deformação do mesmo.

Tabela 2 – Parâmetros para o valor da carga máxima aplicada no ensaio do método de avaliação do requisito capacidade de carga

Espaçador	Solicitação	Capacidade de carga
Cadeirinha e Multiapoio	Pesada	3,0 kN
Circular	Leve	0,25 kN

Figura 13 - Aparato para teste de capacidade de carga (11)(12)

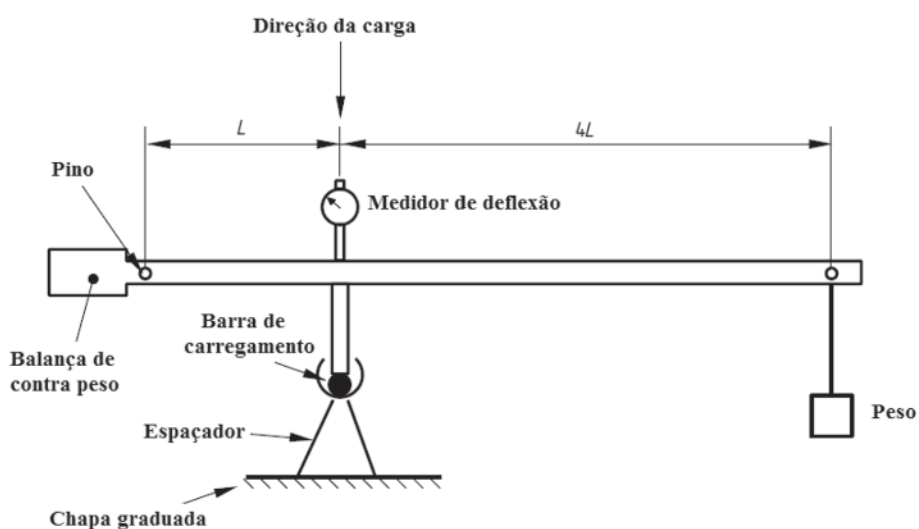







Figura 14 - Ensaio de aplicação do espaçador à barra de aço:
a) em espaçadores circulares; b) em espaçadores cadeirinha



Tabela 3 – Resultados da avaliação do requisito dimensional dos espaçadores de formato cadeirinha dos Fabricantes A, B e C

	Fabricante	A				B			C
		A1		A2		B2	B5		C4
Geral	Modelo								
	Formato	Cadeirinha		Cadeirinha		Cadeirinha	Cadeirinha		Cadeirinha
	Cobrimto especificado	15	20	15	20	20	25	30	20
Dimensionais	a) Proporciona um único cobrimto ou no máximo dois claramente identificados?	Não		Não		Sim	Não		Sim
	b) Garante o cobrimto mínimo nominal?	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
	Quant. de unidades reprovadas	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15
	c) Possui as dimensões mínimas?	Sim		Sim		Sim	Sim		Sim
	Quant. de unidades reprovadas	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	20

3.6 Requisitos e critérios de aplicação

O método de avaliação do desempenho deste requisito consiste em ensaio laboratorial no qual se apoia o espaçador sobre o maior diâmetro de barra recomendado pelo seu fabricante, em seguida, o conjunto é inserido em uma prensa, conforme Figura 14, e a carga é aplicada até o encaixe total do espaçador à barra de aço. O produto é considerado satisfatório quando este não exigir mais de 0,15 kN de força para sua completa aplicação.

Apesar do CEB Bulletins No. 201 [12] e a Norma Britânica BS 7973-1 [11] não indicarem um método específico para avaliação desse requisito, o ensaio proposto foi concebido a fim de se ter um método de avaliação desse requisito. Desta forma, desenvolveu-se o segundo dispositivo especificado na Figura 11.

3.7 Validação dos métodos de avaliação do desempenho dos espaçadores

Para validar os métodos de avaliação propostos, foram ensaiados 18 modelos de espaçadores de 5 fabricantes distintos (A, B, C, D e E) e mais 10 modelos de fornecedores não identificados (X). Todos os espaçadores foram obtidos em obras que colaboraram com a pesquisa e consistem em 10 modelos de espaçadores no formato cadeirinha, 13 circulares e 5 multiapoio.

Seguindo critérios do CEB Bulletins No. 201 [12], um mínimo de 10 unidades de cada modelo específico foi testado de acordo com a avaliação proposta e no mínimo 90% das unidades devem satisfazer os requisitos propostos.

Sempre que uma amostra (de no mínimo 10 unidades do produto)

Tabela 4 – Resultados da avaliação do requisito dimensional dos espaçadores de formato cadeirinha do Fabricante E e dos Fabricantes desconhecidos

	Fabricante	E	X			
		E2	X1	X2	X9	X10
Geral	Modelo					
	Formato	Cadeirinha	Cadeirinha	Cadeirinha	Cadeirinha	Cadeirinha
	Cobrimto especificado	15 20	25 30	20	20	20
Dimensionais	a) Proporciona um único cobrimto ou no máximo dois claramente identificados?	Não		Sim	Sim	
	b) Garante o cobrimto mínimo nominal?	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
	Quant. de unidades reprovadas	0/15	0/15	0/15	0/11	0/11
	c) Possui as dimensões mínimas?	Sim		Sim	Sim	
	Quant. de unidades reprovadas	0/15	0/15	0/15	0/15	0/11

Tabela 5 – Resultados da avaliação do requisito dimensional dos espaçadores de formato circular dos Fabricantes A, B e C

Geral	Fabricante	A		B		C	
	Modelo	A3	B1	B3	B4	C1	C2
	Formato	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular
	Cobrimento especificado	25	15	35	25	20	25
Dimensionais	a) Proporciona um único cobrimento ou no máximo dois claramente identificados?	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
	b) Garante o cobrimento mínimo nominal?	Sim	Não	Sim	Sim	Não	Não
	Quant. de unidades reprovadas	0/15	8/15	0/15	0/15	15/15	15/15
	c) Possui as dimensões mínimas?	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Não
	Quant. de unidades reprovadas	0/15	0/15	15/15	15/15	0/15	15/15

não conseguir atender aos requisitos especificados anteriormente, todo o lote de espaçadores é rejeitado e considerado insatisfatório.

4. Resultados e discussões

A seguir, estão apresentados e discutidos os resultados obtidos separados por requisitos.

4.1 Dimensionais

Na Tabela 3 e na Tabela 4 se encontram as avaliações de desempenho dos espaçadores do formato cadeirinha, por meio das quais fica





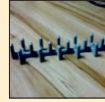
evidente que os modelos A1, A2, B5, E2 e X1 não satisfizeram o primeiro requisito dimensional. Entretanto, todas as cadeirinhas foram aprovadas na avaliação do segundo e terceiro requisito dimensional. Para os espaçadores circulares, os resultados da avaliação de desempenho do requisito dimensional se encontram na Tabela 5 e na Tabela 6. Nota-se que todos os modelos foram aprovados no primeiro requisito dimensional. Já no segundo requisito, apenas os modelos A3, B3, B4, D3 e E1 se mostraram satisfatórios. No último requisito dimensional, somente os modelos B3, B4, C2, D3 e X3 foram reprovados.

A avaliação de desempenho dos espaçadores do formato multiapoio está na Tabela 7, na qual fica demonstrado que, para o

Tabela 6 – Resultados da avaliação do requisito dimensional dos espaçadores de formato circular dos Fabricantes D, E e Fabricantes desconhecidos

Geral	Fabricante	D	E	X				
	Modelo	D3	E1	X3	X4	X5	X6	X7
	Formato	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular
	Cobrimento especificado	40	20	20	20	30	20	15
Dimensionais	a) Proporciona um único cobrimento ou no máximo dois claramente identificados?	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
	b) Garante o cobrimento mínimo nominal?	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não
	Quant. de unidades reprovadas	0/15	0/15	2/10	13/14	14/14	15/15	3/15
	c) Possui as dimensões mínimas?	Não	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
	Quant. de unidades reprovadas	15/15	0/15	10/10	0/14	0/14	0/15	0/15

Tabela 7 – Resultados da avaliação do requisito dimensional dos espaçadores de formato multiapoio dos Fabricantes C, D, E e Fabricantes desconhecidos

Fabricante		C	D	E	X	
		C3	D1	D2	E3	X8
Geral	Modelo					
	Formato	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio
	Cobrimto especificado	25	15	20	25	25
Dimensionais	a) Proporciona um único cobrimto ou no máximo dois claramente identificados?	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
	b) Garante o cobrimto mínimo nominal?	Sim	Não	Não	Sim	Sim
	Quant. de unidades reprovadas	0/12	15/15	15/15	0/15	0/15
	c) Possui as dimensões mínimas?	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
	Quant. de unidades reprovadas	0/12	0/15	0/15	0/15	0/15

primeiro e terceiro requisito dimensional, todos os modelos mostraram-se satisfatórios. Entretanto, na avaliação do segundo requisito dimensional, apenas o modelo D1 e D2 foram reprovados, e assim considerados insatisfatórios.

Desta forma, dos 28 modelos de espaçadores avaliados, 10 foram aprovados em todos os requisitos dimensionais (B2, C4, X2, X9, X10, A3, E1, C3, E3 e X8) de forma que 18 foram considerados insatisfatórios em pelo menos uma alguma avaliação deste requisito.

4.2 Identificação

Na avaliação do requisito identificação, nenhum modelo de espaçador avaliado apresentou o cobrimto nominal no produto em si. Quanto à diferenciação de cores de um mesmo modelo, porém com cobrimtos diferentes, nenhum fabricante identificado (Fabricantes A, B, C, D e E) possui esta distinção entre seus modelos. O mesmo não pode ser afirmado para os fabricantes não identificados (fabricantes desconhecidos), pois o desconhecimento do produtor impediu o rastreamento dos produtos de mesmo modelo.

Embora nenhum modelo avaliado tenha satisfeito este requisito, existem espaçadores que seriam aprovados na avaliação, como os mostrados na Figura 15. No entanto, esses não foram avaliados, pois não se dispunha de uma amostra suficiente para avaliação.

4.3 Fixação

Como não existia, para todos os modelos avaliados, especificação do fabricante em relação ao diâmetro mínimo de armadura para o qual os espaçadores são adequados, adotou-se o menor diâmetro permitido para estribos, 5 mm, segundo a ABNT NBR 6118 [17].

Na Tabela 8 e na Tabela 9 se encontram as avaliações do requisito fixação do modelo cadeirinha. Apesar dos modelos B2, C4, X9 e X10 terem apresentado item de fixação, este não foi capaz de impedir o deslizamento da barra de aço, logo nenhum modelo atendeu satisfatoriamente aos requisitos e critérios estabelecidos, sendo todos reprovados segundo o método de avaliação proposto. Já para os modelos circulares, o resultado da avaliação está na Tabela 10 e na Tabela 11. Devido aos modelos circulares

Figura 15 – Espaçadores que satisfazem o requisito identificação

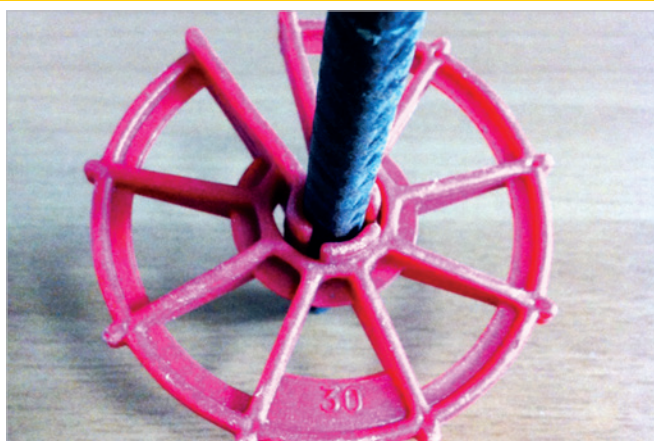


Tabela 8 – Resultados da avaliação do requisito fixação dos espaçadores de formato cadeirinha dos Fabricantes A, B e C






Fabricante		A		B		C
		A1	A2	B2	B5	C4
Geral	Modelo					
	Formato	Cadeira	Cadeira	Cadeira	Cadeira	Cadeira
	Cobrimto especificado	15 20	15 20	20	25 30	20
Fixação	Possui item de fixação integrado?	Não	Não	Sim	Não	Sim
	→ Se SIM, este impede o deslizamento da barra?	N/A	N/A	Não	N/A	Não
	Quant. de unidades reprovadas	15/15	15/15	3/15	15/15	4/15

Tabela 9 – Resultados da avaliação do requisito fixação dos espaçadores de formato cadeirinha do Fabricante E e dos Fabricantes desconhecidos






Fabricante		E	X			
		E2	X1	X2	X9	X10
Geral	Modelo					
	Formato	Cadeira	Cadeira	Cadeira	Cadeira	Cadeira
	Cobrimto especificado	15 20	25 30	20	20	20
Fixação	Possui item de fixação integrado?	Não	Não	Não	Sim	Sim
	→ Se SIM, este impede o deslizamento da barra?	N/A	N/A	N/A	Não	Não
	Quant. de unidades reprovadas	15/15	15/15	15/15	4/11	6/15

Tabela 10 – Resultados da avaliação do requisito fixação dos espaçadores de formato circular dos Fabricantes A, B e C

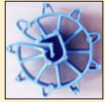




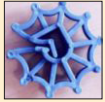
Fabricante		A	B		C		
		A3	B1	B3	B4	C1	C2
Geral	Modelo						
	Formato	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular
	Cobrimto especificado	25	15	35	25	20	25
Fixação	Possui item de fixação integrado?	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
	→ Se SIM, este impede o deslizamento da barra?	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
	Quant. de unidades reprovadas	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15	0/15

Tabela 11 – Resultados da avaliação do requisito fixação dos espaçadores de formato circular dos Fabricantes D, E e Fabricantes desconhecidos

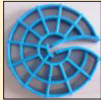
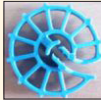





Fabricante	D	E	X				
	D3	E1	X3	X4	X5	X6	X7
Geral							
Modelo							
Formato	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular
Cobrimento especificado	40	20	20	20	30	20	15
Fixação							
Possui item de fixação integrado?	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
→ Se SIM, este impede o deslizamento da barra?	Não	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
Quant. de unidades reprovadas	15/15	0/15	10/10	0/14	0/14	0/15	1/15

Tabela 12 – Resultados da avaliação do requisito fixação dos espaçadores de formato multiapoio dos Fabricantes C, D, E e Fabricantes desconhecidos

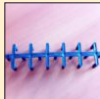




Fabricante	C	D		E	X
	C3	D1	D2	E3	X8
Geral					
Modelo					
Formato	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio
Cobrimento especificado	25	15	20	25	25
Fixação					
Possui item de fixação integrado?	Não	Não	Não	Não	Não
→ Se SIM, este impede o deslizamento da barra?	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Quant. de unidades reprovadas	15/15	15/15	15/15	15/15	15/15

Tabela 13 – Resultados da avaliação do requisito estabilidade dos espaçadores de formato cadeirinha dos Fabricantes A, B e C







Fabricante	A		B		C
	A1	A2	B2	B5	C4
Geral					
Modelo					
Formato	Cadeira	Cadeira	Cadeira	Cadeira	Cadeira
Cobrimento especificado	15 20	15 20	20	25 30	20
Estabilidade					
Possui estabilidade?	Não	Não	Não	Não	Não
Quant. de unidades reprovadas	15/15	15/15	15/15	15/15	15/15

Tabela 14 – Resultados da avaliação do requisito estabilidade dos espaçadores de formato cadeirinha do Fabricante E e dos Fabricantes desconhecidos

Fabricante		E	X			
		E2	X1	X2	X9	X10
Geral	Modelo					
	Formato	Cadeirinha	Cadeirinha	Cadeirinha	Cadeirinha	Cadeirinha
	Cobrimento especificado	15 20	25 30	20	20	20
Estabilidade	Possui estabilidade?	No	No	No	No	No
	Quant. de unidades reprovadas	15/15	15/15	15/15	10/11	15/15

apresentarem item de fixação, todos foram testados e a maioria aprovados. Entretanto, os modelos D3 e X3 foram reprovados, pois não resistiram ao deslocamento da barra de aço.

Assim como os espaçadores cadeirinha, todos os modelos de formato multiapoio tiveram o seu desempenho reprovado. O desempenho insatisfatório se deu de forma automática por não possuírem item de fixação, conforme Tabela 12.

De uma forma geral, dos 28 modelos de espaçadores avaliados no requisito fixação, somente 17 modelos apresentaram item de fixação, dos quais apenas 11 (A3, B1, B3, B4, C1, C2, E1, X4, X5, X6 e X7) foram aprovados.

4.4 Estabilidade

Para o requisito estabilidade, os resultados das avaliações dos espaçadores de formato cadeirinha estão expostos na Tabela 13 e na Tabela 14. Conforme informado, nenhum modelo foi aprovado segundo o método de avaliação proposto.

Para o formato circular, embora todos possuam item de fixação, item essencial para proporcionar estabilidade, apenas os modelos A3, B1, C1, E1, X4, X5, X6 e X7 foram aprovados no método de avaliação proposto. Os demais modelos de formato circular apresentaram desempenho insatisfatório, segundo Tabela 15 e Tabela 16.

Por não apresentarem item de fixação, os modelos de formato multiapoio nem foram avaliados, sendo automaticamente considerados insatisfatórios, conforme Tabela 17.

Resumidamente, na avaliação do requisito estabilidade se obtiveram 8 modelos aprovados e 20 modelos reprovados segundo o método de avaliação proposto.

4.5 Capacidade de carga

Conforme definido, a avaliação deste requisito depende de duas variáveis: capacidade de carga resistida e deformação linear máxima permanente. Para os modelos de formato cadeirinha, os resultados se encontram na Tabela 18 e na Tabela 19.

Nota-se que, dos 10 modelos avaliados, apenas 2 (B2 e X9) comprovaram desempenho satisfatório neste requisito, enquanto o restante foi considerado insatisfatório.

Na Tabela 20 e na Tabela 21 se encontram os resultados da avaliação do requisito capacidade de carga para os formatos circulares. Embora a maioria dos modelos de espaçadores circulares terem resistido à carga mínima exigida, muitos obtiveram deformação linear permanente superior à máxima permitida. Portanto, somente os modelos C1 e X6 apresentaram deformação linear permanente inferior a 1 mm e foram aprovados, apresentando desempenho satisfatório.

Tabela 15 – Resultados da avaliação do requisito estabilidade dos espaçadores de formato circular dos Fabricantes A, B e C

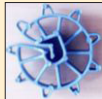





Fabricante		A	B		C		
		A3	B1	B3	B4	C1	C2
Geral	Modelo						
	Formato	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular
	Cobrimento especificado	25	15	35	25	20	25
Estabilidade	Possui estabilidade?	Sim	Sim	Não	Não	Sim	Não
	Quant. de unidades reprovadas	0/15	0/15	15/15	14/15	0/15	15/15

Tabela 16 – Resultados da avaliação do requisito estabilidade dos espaçadores de formato circular dos Fabricantes D, E e Fabricantes desconhecidos

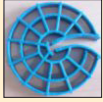






Fabricante	D	E	X				
	D3	E1	X3	X4	X5	X6	X7
Geral							
Modelo							
Formato	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular
Cobrimento especificado	40	20	20	20	30	20	15
Estabilidade							
Possui estabilidade?	Não	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim
Quant. de unidades reprovadas	15/15	0/15	10/10	0/14	0/14	0/15	0/15

Tabela 17 – Resultados da avaliação do requisito estabilidade dos espaçadores de formato multiapoio dos Fabricantes C, D, E e Fabricantes desconhecidos











Fabricante	C	D		E	X
	C3	D1	D2	E3	X8
Geral					
Modelo					
Formato	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio
Cobrimento especificado	25	15	20	25	25
Estabilidade					
Possui estabilidade?	Não	Não	Não	Não	Não
Quant. de unidades reprovadas	15/15	15/15	15/15	15/15	15/15

Tabela 18 – Resultados da avaliação do requisito capacidade de carga dos espaçadores de formato cadeirinha dos Fabricantes A, B e C

Fabricante	A		B		C
	A1	A2	B2	B5	C4
Geral					
Modelo					
Formato	Cadeirinha	Cadeirinha	Cadeirinha	Cadeirinha	Cadeirinha
Cobrimento especificado	15 20	15 20	20	25 30	20
Capacidade de carga					
Possui capacidade de carga?	Não	Não	Sim	Não	Não
Quant. de unidades reprovadas	14/14	15/15	1/14	15/15	15/15
→ Se SIM, a deformação linear permanente foi menor que 1 mm?	N/A	N/A	Sim	N/A	N/A
Quant. de unidades reprovadas	14/14	15/15	1/14	15/15	15/15

Nenhum modelo de formato multiapoio foi aprovado segundo o método de avaliação proposto, conforme a Tabela 22. De todos os formatos, este foi o que mais apresentou variabilidade na carga resistida. Isso se justifica a diversidade de posições permitidas para sua aplicação. Podendo o mesmo ser posicionado perpendicular, paralelo, ou na diagonal à barra.

No geral, dos 28 modelos de espaçadores avaliados neste requisito, 4 (B2, X9, C1 e X6) apresentaram desempenho satisfatório e 24 apresentaram desempenho insatisfatório segundo método de avaliação estabelecido.






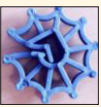
4.6 Aplicação

Diferentemente dos modelos de espaçadores de fabricantes identificados, os modelos que possuem fabricantes desconhecidos foram avaliados segundo um método alternativo, pois os mesmos não continham a informação do maior diâmetro recomendado para sua aplicação. Tal método consistiu de tentativa e erro, no qual o espaçador é aplicado desde os diâmetros menores até os maiores progressivamente, até o mesmo não conseguir ser encaixado com a força máxima requerida.

Tabela 19 – Resultados da avaliação do requisito capacidade de carga dos espaçadores de formato cadeirinha do Fabricante E e dos Fabricantes desconhecidos

Fabricante	E	X			
	E2	X1	X2	X9	X10
Geral					
Modelo	Cadeira	Cadeira	Cadeira	Cadeira	Cadeira
Formato	Cadeira	Cadeira	Cadeira	Cadeira	Cadeira
Cobrimto especificado	15 20	25 30	20	20	20
Capacidade de carga					
Possui capacidade de carga?	Não	Não	Não	Sim	Não
Quant. de unidades reprovadas	15/15	15/15	15/15	0/11	15/15
→ Se SIM, a deformação linear permanente foi menor que 1 mm?	N/A	N/A	N/A	Sim	N/A
Quant. de unidades reprovadas	15/15	15/15	15/15	0/11	15/15

Tabela 20 – Resultados da avaliação do requisito capacidade de carga dos espaçadores de formato circular dos Fabricantes A, B e C

Fabricante	A	B		C		
	A3	B1	B3	B4	C1	C2
Geral						
Modelo	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular
Formato	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular
Cobrimto especificado:	25	15	35	25	20	25
Capacidade de carga						
Possui capacidade de carga?	Sim	Não	Sim	Não	Sim	Sim
Quant. de unidades reprovadas	1/15	2/15	0/15	2/15	1/14	0/15
→ Se SIM, a deformação linear permanente foi menor que 1 mm?	Não	N/A	Não	N/A	Sim	Não
Quant. de unidades reprovadas	13/15	15/15	3/15	15/15	1/14	4/15

Os resultados da avaliação para os modelos de formato cadeia estão expostos na Tabela 23 e na Tabela 24, através das quais fica evidente que apenas os modelos B2 e C4 foram reprovados, apresentando desempenho insatisfatório.

Para os formatos circulares, os modelos A3, B3, C1 e C2 foram considerados insatisfatório, pois foram reprovados na avaliação de desempenho. Enquanto que, todos os outros modelos foram aprovados neste requisito, conforme Tabela 25 e Tabela 26.

Já para os formatos multiapoio, todos os modelos avaliados foram aprovados segundo o método de avaliação proposto, segundo a

Tabela 27, não apresentando nenhuma resistência para aplicação na barra de aço.

Resumidamente, apenas 6 modelos foram reprovados na avaliação deste requisito, enquanto que 22 foram aprovados, apresentando desempenho satisfatório.

5. Conclusões

Nenhum modelo de espaçador avaliado provou-se satisfatório para todos os requisitos e critérios estabelecidos. Considerando-se os

Tabela 21 – Resultados da avaliação do requisito capacidade de carga dos espaçadores de formato circular dos Fabricantes D, E e Fabricantes desconhecidos

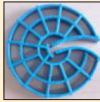

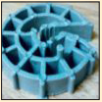

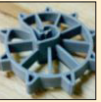


Fabricante	D	E	X					
	D3	E1	X3	X4	X5	X6	X7	
Geral	Modelo							
								
	Formato	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular
	Cobrimento especificado	40	20	20	20	30	20	15
Capacidade de carga	Possui capacidade de carga?	Sim	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim
	Quant. de unidades reprovadas	0/15	1/15	0/10	2/14	0/14	1/14	0/14
	→ Se SIM, a deformação linear permanente foi menor que 1 mm?	Não	Não	Não	N/A	Não	Sim	Não
	Quant. de unidades reprovadas	11/15	15/15	2/10	5/14	2/14	1/14	5/14

Tabela 22 – Resultados da avaliação do requisito capacidade de carga dos espaçadores de formato multiapoio dos Fabricantes C, D, E e Fabricantes desconhecidos

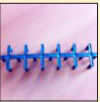




Fabricante	C	D		E	X	
	C3	D1	D2	E3	X8	
Geral	Modelo					
						
	Formato	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio	
	Cobrimento especificado	25	15	20	25	
Capacidade de carga	Possui capacidade de carga?	Não	Não	Não	Não	Não
	Quant. de unidades reprovadas	12/12	15/15	15/15	15/15	15/15
	→ Se SIM, a deformação linear permanente foi menor que 1 mm?	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	Quant. de unidades reprovadas	12/12	15/15	15/15	15/15	15/15

Tabela 23 – Resultados da avaliação do requisito aplicação dos espaçadores de formato cadeirinha dos Fabricantes A, B e C






Fabricante	A				B		C
	A1	A2	B2	B5	C4		
Geral	Modelo						
							
	Cadeirinha		Cadeirinha		Cadeirinha		Cadeirinha
	Cobrimento especificado		Cobrimento especificado		Cobrimento especificado		Cobrimento especificado
	15	20	15	20	20	25	30
Aplicação	Possui fácil aplicação?						
	Sim		Sim		Não		Sim
	Quant. de unidades reprovadas		Quant. de unidades reprovadas		Quant. de unidades reprovadas		Quant. de unidades reprovadas
	0/15		0/15		15/15		0/15
							15/15

Tabela 24 – Resultados da avaliação do requisito aplicação dos espaçadores de formato cadeirinha do Fabricante E e dos Fabricantes desconhecidos








Fabricante	E	X			
	E2	X1	X2	X9	X10
Geral	Modelo				
					
	Cadeirinha		Cadeirinha		Cadeirinha
	Cobrimento especificado		Cobrimento especificado		Cobrimento especificado
	15	20	25	30	20
Aplicação	Possui fácil aplicação?				
	Sim		Sim		Sim, até aços ϕ 6,3 mm
	Quant. de unidades reprovadas		Quant. de unidades reprovadas		Quant. de unidades reprovadas
	0/15		0/15		0/11
					0/15

Tabela 25 – Resultados da avaliação do requisito aplicação dos espaçadores de formato circular dos Fabricantes A, B e C

Fabricante	A	B	C			
	A3	B1	B3	B4	C1	C2
Geral	Modelo					
						
	Circular		Circular		Circular	
	Cobrimento especificado		Cobrimento especificado		Cobrimento especificado	
	25	15	35	25	20	25
Aplicação	Possui fácil aplicação?					
	Não		Sim		Não	
	Quant. de unidades reprovadas		Quant. de unidades reprovadas		Quant. de unidades reprovadas	
	15/15		0/15		15/15	

requisitos e critérios de desempenho utilizados como adequados para avaliar o desempenho dos espaçadores, os espaçadores poderiam ser considerados como um dos prováveis fatores para a não obtenção dos cobrimentos de projeto nas obras atuais.

Entretanto, ficou claro que todo e qualquer requisito e critério estabelecido pode ser satisfeito, visto que pelo menos um modelo de espaçador foi aprovado em cada avaliação, excetuando-se o requisito de identificação que, embora não tenha tido um modelo avaliado aprovado, pode-se afirmar que existem modelos de fabricantes, que não participaram desta avaliação, que satisfazem tal requisito, conforme foi exemplificado. Assim sendo, cruzando-se as características dos modelos aprovados em cada requisito, é possível obter um espaçador com desempenho adequado a sua função.

Diante da variedade e diversificação de espaçadores ofertados, assim como o diferente comportamento de cada um, fica comprovada a necessidade de uma norma regulamentadora para este

produto, a fim de balizar a qualidade dos disponíveis no mercado, promovendo um aperfeiçoamento do material, bem como eliminação dos produtos insatisfatórios.

6. Agradecimentos

À CAPES pelo fomento à pesquisa, à UFRGS em especial ao NORIE, pelo assessoramento e disposição de equipamentos e todos que auxiliaram no desenvolvimento desta pesquisa.

7. Referências bibliográficas

- [1] LI, K.; CHEN, Z.; LIAN, H. Concepts and requirements of durability design for concrete structures: an extensive review of CCES01. In: Material and Structure. Ed. 41, page 717-731. Beijing, 2007.

Tabela 26 – Resultados da avaliação do requisito aplicação dos espaçadores de formato circular dos Fabricantes D, E e Fabricantes desconhecidos

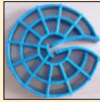

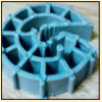

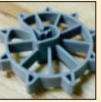







	Fabricante	D		E		X		
		D3	E1	X3	X4	X5	X6	X7
Geral	Modelo							
	Formato	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular	Circular
	Cobrimento especificado	40	20	20	20	30	20	15
Aplicação	Possui fácil aplicação?	Sim	Sim	Sim, até aços ϕ 12,5 mm	Sim, até aços ϕ 6,3 mm	Sim, até aços ϕ 12,5 mm	Sim, até aços ϕ 10,0 mm	Sim, até aços ϕ 8 mm
	Quant. de unidades reprovadas	0/15	0/15	0/10	0/14	0/14	0/15	0/15

Tabela 27 – Resultados da avaliação do requisito aplicação dos espaçadores de formato multiapoio dos Fabricantes C, D, E e Fabricantes desconhecidos

	Fabricante	C		D		E	X
		C3	D1	D2	E3	X8	
Geral	Modelo						
	Formato	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio	Multiapoio	
	Cobrimento especificado	25	15	20	25	25	
Aplicação	Possui fácil aplicação?	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	
	Quant. de unidades reprovadas	0/12	0/15	0/15	0/15	0/15	

- [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] MARSH, B. Specification and achievement of cover to reinforcement. In: Advanced Concrete Technology Set. Volume 1, Pages 1 – 9, 2003.
- [4] 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, Nº 17. UK, 2007.
- [5] 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.
- [6] MERRETZ, W. Achieving concrete cover in construction. In: Concrete in Australia. Technical Feature: Concrete cover. Vol 36, Nº1. Austrália, 2010.
- [7] MARAN, A. P.; Menna Barreto, M. F. F.; ROHDEN, A. B.; DAL MOLIN, D. C. C.; MASUERO, J. R. Análise da espessura do cobrimento de armadura em lajes com diferentes distanciamentos entre espaçadores e pontos de amarração. In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, 2015.
- [8] MENNA BARRETO, M. F. F. Avaliação de desempenho de espaçadores plásticos: proposição e avanços de métodos de avaliação. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 2014.
- [9] VAQUERO, J. Separadores para hormigón estructural. Zunchos nº13. Septiembre, 2007.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [11] BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI). BS 7973: Spacers and chairs for steel reinforcement and their specification – Part 1: Product performance requirements. UK, 2001.
- [12] 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.
- [13] GIRIBOLOA, M. Espaçadores para armadura. In: Revista Equipe de Obra, Editora PINI, edição 62, São Paulo: agosto, 2013.
- [14] TINOCO, H. F. F.; FIGUEIREDO, E. J. P. Avaliação do desempenho de sistemas de reparo e recuperação para estruturas de concreto com corrosão das armaduras. In: WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES, 2., 2001, São José dos Campos. Anais... São José dos Campos: ITA, 2002.
- [15] SPEKKINK, D. Performance based design: Bringing Vitruvius up to date. Performance Based Building Thematic Network. Domain 3 Report. Holanda: novembro, 2005.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575: Edificações Habitacionais: Desempenho – Parte 1: Requisitos Gerais. Rio de Janeiro, 2013.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

Temperature monitoring in large volume spread footing foundations: case study “Parque da Cidade” – São Paulo

Monitoramento de temperatura em sapata de fundação de grande porte: estudo de caso “Parque da Cidade” – SP



D. COUTO^a
douglas.couto@concretophd.com.br

P. HELENE^{b,c}
paulo.helene@poli.usp.br

L. C. ALMEIDA^a
almeida@fec.unicamp.br

Abstract

In recent years, the construction of foundation elements from large-volume reinforced concrete is becoming increasingly common. This implies a potential increase in the risk of cracks of thermal origin, due to the heat of hydration of cement. Under these circumstances, these concrete elements need to be treated using the mass concrete theory, widespread in dam construction, but little used when designing buildings. This paper aims to present a case study about the procedures and problems involved in the construction of a spread footing with a volume of approximately 800m³ designed for the foundation of a shopping center in São Paulo, Brazil.

Keywords: mass concrete, foundations, monitoring, temperature, cracking.

Resumo

Atualmente, tem sido cada vez mais comum a concepção de elementos de fundações em concreto armado de grandes volumes. Essa situação, geralmente implica num aumento potencial do risco do surgimento de fissuras de origem térmica, devido ao calor de hidratação do cimento. Nessas circunstâncias, tais elementos precisam ser tratados no enfoque da teoria referente ao concreto massa, muito difundida em barragens, mas ainda pouco utilizada no projeto de estruturas de edificações. Neste breve contexto, este artigo apresenta um estudo de caso contemplando os procedimentos e problemas envolvidos na concepção e execução de uma sapata de fundação com cerca de 800m³ projetada para a fundação de um Shopping Center na cidade de São Paulo, SP.

Palavras-chave: concreto-massa, fundações, monitoramento, temperatura, fissuração.

^a University of Campinas, College of Civil Engineering, Architecture and Urbanism, Campinas, SP, Brazil;

^b University of São Paulo, Polytechnic School, São Paulo, SP, Brazil;

^c PhD Engenharia, São Paulo, SP, Brazil.

1. Introduction

One of the principal problems of engineering of mass concrete dams is the control of thermal-origin cracking, due to the heat of hydration produced from the natural exothermic reactions of cement hydration. Portland cement, when mixed with water, initiates an exothermic reaction, releasing a large amount of heat.

During this reaction, the concrete undergoes expansive deformation, proportional to its coefficient of thermal dilatation. As this reaction happens in early-age concrete, when the material is in the transition phase between the fresh and hardened state, the expansive deformation induces low-level tension in the concrete, principally compression and shear stress that is easily supportable by concrete at an early age.

During the hydration stage, and concrete hardening, the structural element also exchanges heat with the environment until its internal temperature is balanced with that of the external environment, starting from the outer surface of the concrete. It is during this stage that the risk of cracking increases, because the compressed concrete element that expanded in the early ages, begins to contract, often unequally, creating tensile strain gradients which the concrete is unable to bear because it still has too little resistance strength.

During contraction, internal stress tensions arise, whose magnitude depends on the existing boundary conditions (e.g. degree of restriction, thermal properties, amount and type of materials in the mix, as well as the geometry of the element and environment conditions). These tensions can overcome the tensile strength of the early-age concrete, culminating in the cracking of the structure if proper care has not been taken.

It is quite common at worksites today to make use of large volume foundation elements for a variety of reasons, such as the need for increased stiffness in the foundation, proximity to pillars and the consequent association of their support elements, and even just to simplify construction.

With the advent of high-rise buildings, the tendency is to require foundation elements with more stiffness in order to bear increasingly heavy loads, and this is only possible by significantly increasing the size of pile caps and spread footings.

In the city of São Paulo, Brazil there is currently under construction a shopping mall that required the construction of a very large-sized spread footing, requiring a thermal study in order to reliably predict the behavior of the footing with regard to heat of hydration. In this manner, this element has been analyzed according to criteria consistent with large concrete elements, i.e. mass concrete, where a mix design study has been performed with the aim to produce a concrete with a compression resistance compatible with the structural project request (40 MPa), and at the same time consuming the least amount of cement, as well as substituting ice in place of mixing water.

A computational thermal simulation to evaluate the effect of the heat of hydration on this element was also performed. This simulation provided evidence for an appropriate execution procedure, as well as systematic technical monitoring of the spread footing in the field.

Based on these considerations, it is absolutely necessary to present this subject to the Brazilian technical community, in order to educate structural engineers and builders, as well as promote the review of building standards to adopt appropriate methodologies for analysis and construction of large volume concrete elements.

2. Thermal effects on concrete

As defined by the literature and by the American Concrete Institute (ACI) [1], a mass concrete structure can be understood as any concrete structure that has a volume and dimensions great enough to make it necessary to adopt measures to deal with the consequences of the heat of hydration of cement. This heat can generate significant variations in volume, and appropriate measures must

Figure 1 - Artist's rendering of Parque da Cidade, in São Paulo, SP



be taken to minimize the formation of cracks, as well as deleterious chemical reactions such as DEF¹. [1] [2] [3] [4] [5] [6]

The principal hydration reactions that generate a large amount of heat generally occur during the initial 72 hours after the mixture of cement and water. During this time, concrete undergoes mainly compression stress, and because it is just beginning to harden and still considerably plastic, it is able to resist this expansion without problem. [5] [6]

The peak temperature indicates the point in time in which the volumetric expansion tends to cease. After this moment, the process of heat exchange with the environment is accentuated, and the surface layer of the structural element that expanded and reached its peak temperature begins to cool down and shrink. The long term natural tendency is that the element returns to its original volume when the cooling results in an internal temperature in equilibrium with the temperature of the surrounding environment. During this contraction process, tensile stress arises that can exceed the tensile strength of the concrete at this particular age. [7]

According to Mehta and Monteiro [4], the calculation of the tensile stress due to the cooling process of concrete depends of three variables: the elasticity modulus of the concrete, the restriction degree, and the relaxation caused by concrete creep. The mathematical model that expresses the calculation of this stress is given by eq. 1.

$$\sigma_t = K_r \cdot \left[\frac{E}{(1 + \phi)} \right] \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (1)$$

where:

σ_t : tension stress;

K_r : restriction degree;

E : elasticity modulus;

ϕ : creep coefficient;

α : thermal dilatation coefficient;

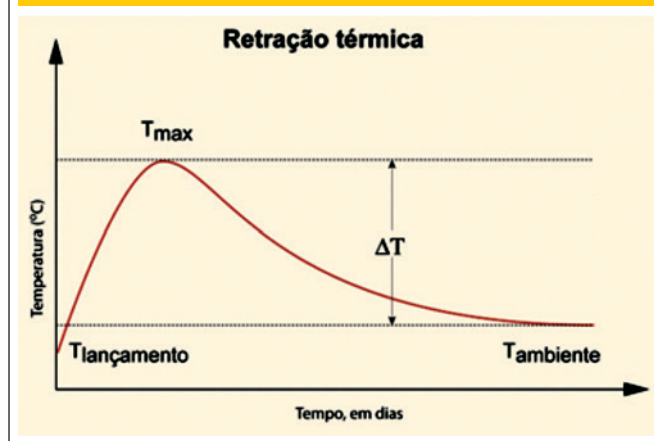
ΔT : temperature gradient

Among these variables, the temperature gradient (ΔT), is one that deserves most attention, because is the principal cause of deformations, and consequently stress generated in the structural element. The gradient is defined as the difference between the peak temperature and the typical working temperature of the structure, as shown in Fig. 2. [4]

The variation ΔT is calculated as the sum of the pouring temperature of fresh concrete plus the adiabatic elevation of temperature, minus the ambient temperature. Therefore, the smaller the difference between the ambient temperature (typical working temperature) and the peak temperature, the lower the amount of tension stress that the structural element will be subjected to during the cooling phase. [4] [7] [8]

At the same time that the concrete is being subjected to the risk of thermal cracking, the early-age concrete, if it reaches a temperature above 65 °C to 70 °C, can suffer expansion due to Delayed Ettringite Formation (DEF). This phenomena occurs due to ettringite crystals not being stable when submitted to temperatures above 65 °C to 70 °C², decomposing, and releasing sulfate ions that are absorbed by the calcium silicate hydrate. If, during the lifetime of

Figure 2 - Variation (gradient) of concrete temperature (MEHTA & MONTEIRO, 2014)



the structure, there is contact with water and porosity, new ettringite may form, causing expansion and potentially cracking. [4] [9]

The primary measures usually adopted for the construction of mass concrete elements include reduction of cement consumption, use of cement with admixtures, use of pozzolanic admixtures, addition of slag or microsilica, granulometric packing of the mixture, pre-cooling of concrete and its aggregates, use of ice to replace the mixing water, post cooling of the structure, and even concrete refrigeration using liquid nitrogen. Another measure often taken when working with mass concrete is specifying the compressive concrete strength (f_{ck}) for ages older than 28 days, thereby requiring less cement consumption. In short, all of these procedures seek to reduce the risk of thermal cracking through the maintenance of as small a thermal gradient as possible between the environment and the concrete element or between the element surface and its interior. [5]

3. Materials and methodology

For this study, a spread footing from the structural foundation of a shopping mall from Glebe A, in the real estate development named "Parque da Cidade" in the city of São Paulo, Brazil was used. This spread footing is supported directly by bedrock and on the blueprint it measures 20.8 m x 10.60 m, with a height of 3.50 m, resulting in a volume of approximately 800 m³. The project name of this spread footing is *Spread Footing for Columns PM281+PM289+PM293+PM294+PM303*, but it will be referred to simply as "spread footing" in this paper, for ease of mention. The compressive strength of the concrete element (f_{ck}) specified in the project design, was 40 MPa after 28 days.

For the computer simulation of temperature elevation, a finite element numerical model (FEM) was employed, using the software *b4cast*. The preliminary FEM analysis indicated the need to construct the spread footing in three layers, each with thickness of approximately 1.20 m, with a lag time of at least five days between

¹ DEF – Delayed Ettringite Formation

² There is no clear agreement in the literature about the temperature limit where DEF occurs. Mehta & Monteiro [4] suggest a maximum limit of 65 °C before ettringite crystals decompose. On the other hand, Taylor & Famy [9] suggest a limit of 70 °C for the same phenomena.

Figure 3 – Top view of spread footing before pouring the first layer and location of thermocouples (plan and longitudinal cross section)

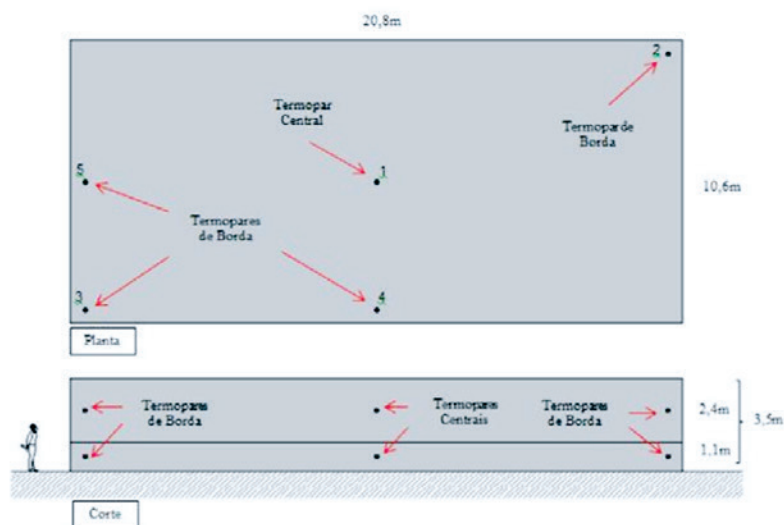
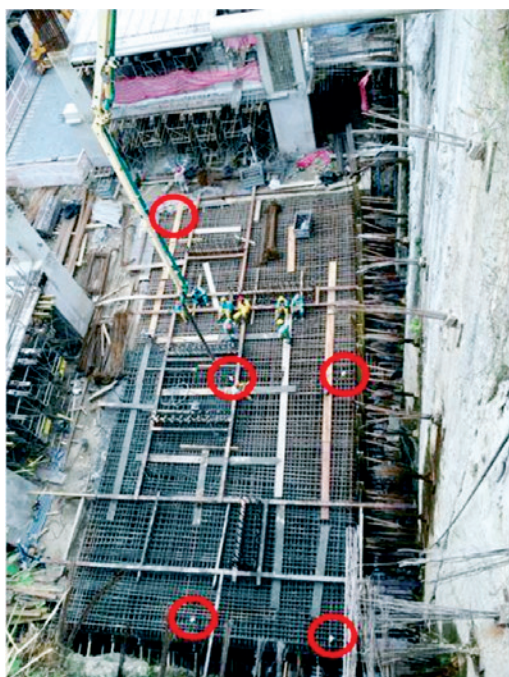


Figure 4 – Detail of thermocouple and data recorder attached to the footing reinforcement



the pouring of each layer, and a maximum temperature of fresh concrete limited to 18°C. However, because of scheduling reasons, the construction company chose to construct this spread footing using only two layers, the first having a thickness of 1.0 m and the second 2.5 m. The lag time between the pouring of the layers was seven days (168 hours), and the FEM model presented in this paper has been adjusted to match the real-world situation. In order to monitor temperatures *in situ*, five thermocouples were installed, distributed at strategic points across the spread footing to observe the evolution of the internal temperature in the different regions of the element and compare them with the results from the comput34 model *b4cast*. In Fig. 3, the reinforcement of the spread footing is visible, before the pouring of the first concrete layer, with the thermocouple locations marked.

The evolution of the internal temperature of the concrete was monitored with MINIPA brand digital thermometers, model TD890, and type “k” (Chrome/Aluminum) thermocouples installed via an auxiliary steel reinforcement bar, to ensure they remain in position during the concrete pouring. In Fig. 4, detail of the attachment of the thermocouple assembly to the spread footing reinforcement can be seen.

3.1 Numerical model

To conduct the mix study, several numerical simulations were performed, seeking to define two basic parameters: the pour temperature of the concrete and the number of layers in which to execute the spread footing, considering the peak temperature allowed to be 65°C. The mix used for this 40MPa concrete element is shown in Table 1.

This study pointed out the need to pour the concrete at an initial temperature of not more than 18°C, considering the thickness of each layer of the spread footing as equal to 1/3 of its total height. However, because in reality the execution took place utilizing only two layers of different thicknesses, an *a posteriori* simulation was conducted using the real-world conditions and then compared with the data obtained from the field.

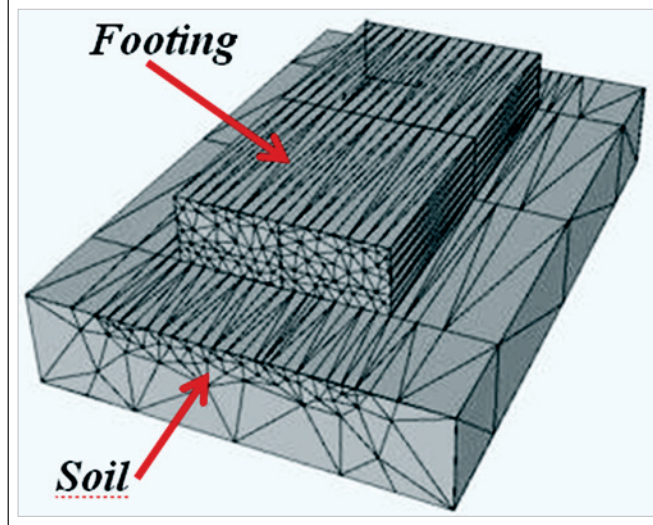
Table 1 – Dry materials for concrete mix, measured for a f_{ck} of 40MPa, applied in the spread footing (6)

Material	Consumption (kg/m ³)
Portland cement CP-III-40-RS	380.0
Silica fume	20.0
Natural fine sand (quartz)	364.0
Artificial sand (crushed powder) (granite)	546.0
Crushed stone #0 (granite)	279.0
Crushed stone #1 (granite)	651.0
Additive 1 (MAXCHEM Maximent PX-50)	2.3
Additive 2 (BASF Glenium SCC 160)	4.6
Mixing Water (used 100% ice)	180.0
Water/(cement+additive) ratio- (w/c)	0.45

Once the mix of concrete was defined, the temperature gradient was estimated with a mathematical simulation using the maturity method, based on the Arrhenius equation. This method uses the concept of activation energy to simulate a non-instantaneous chemical reaction due to contact between its reagents. [10] [11]

The simulation was performed using the finite element software *b4cast*, which specifically applies to problems of heat of hydration using the maturity method. Fig. 5 shows the geometrical Footing/

Figure 5 – Footing/Soil geometrical model, with web discretized



Soil model developed for this analysis, with the tetrahedral finite element web discretized. [11] [12]

After the finite element processing, it was possible to obtain the temperature elevation curves, as well as isothermal curves for the entire concrete element. In Fig. 6 is presented the temperature elevation curves obtained from the numerical model are presented, and in Fig. 7 the isothermal curves from the central cross section of the spread footing are shown.

Figure 6 – Thermocouple temperature curves obtained in the numerical prediction model (FEM - *b4cast*)

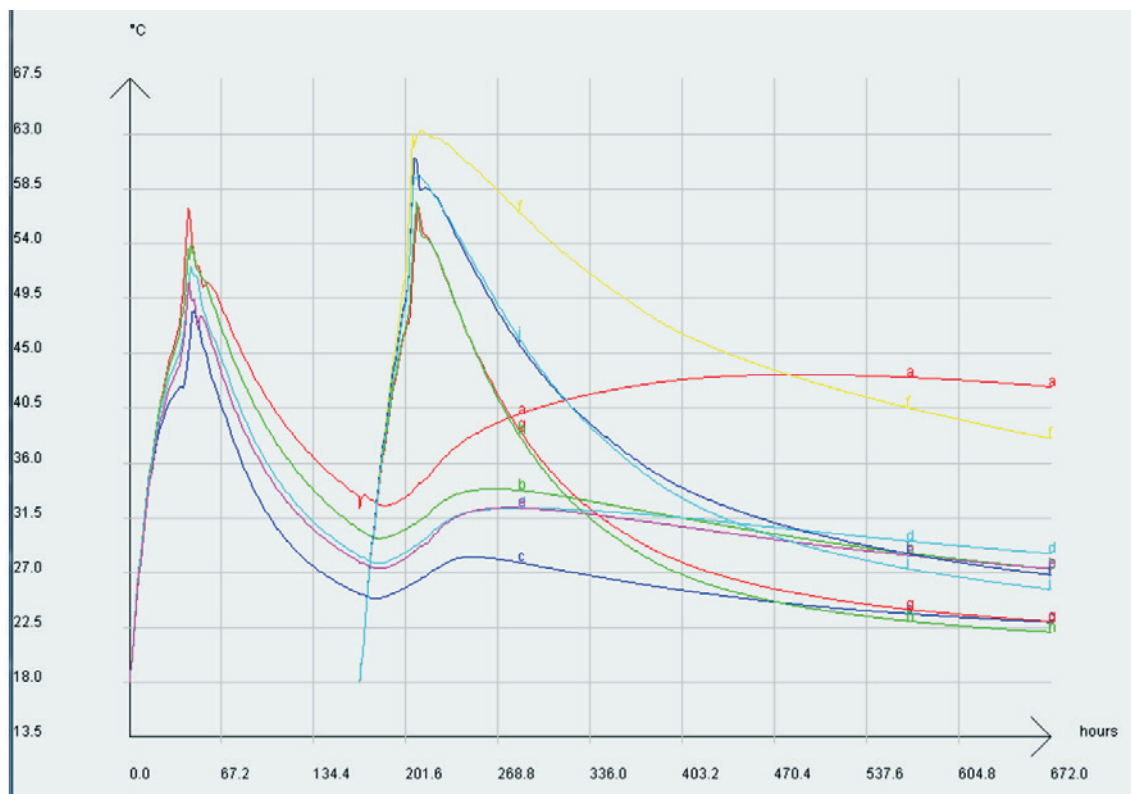
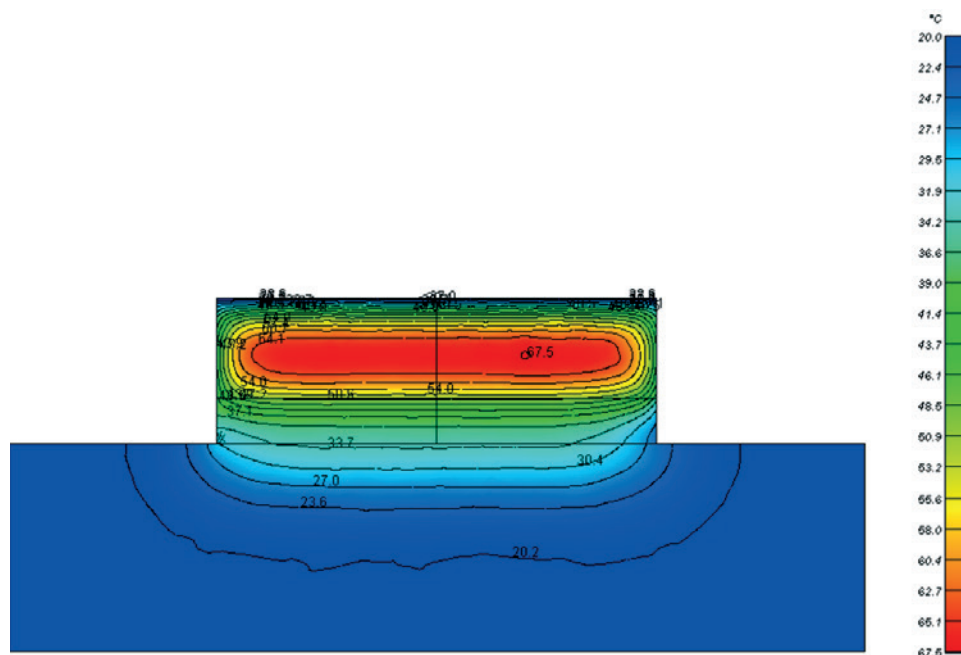


Figure 7 - Isothermals on the central cross-section of the spread footing at the moment of peak temperature in the numerical prediction model (FEM - *b4casf*)



The curves presented in Fig. 6 use the following naming convention: curves "a", "b", "c", "d", and "e" are equivalent to thermocouples 1, 2, 3, 4, and 5, respectively, in the first layer. Curves "f", "g", "h", "i" and "j" are equivalent to thermocouples 1, 2, 3, 4, and 5 in the second layer.

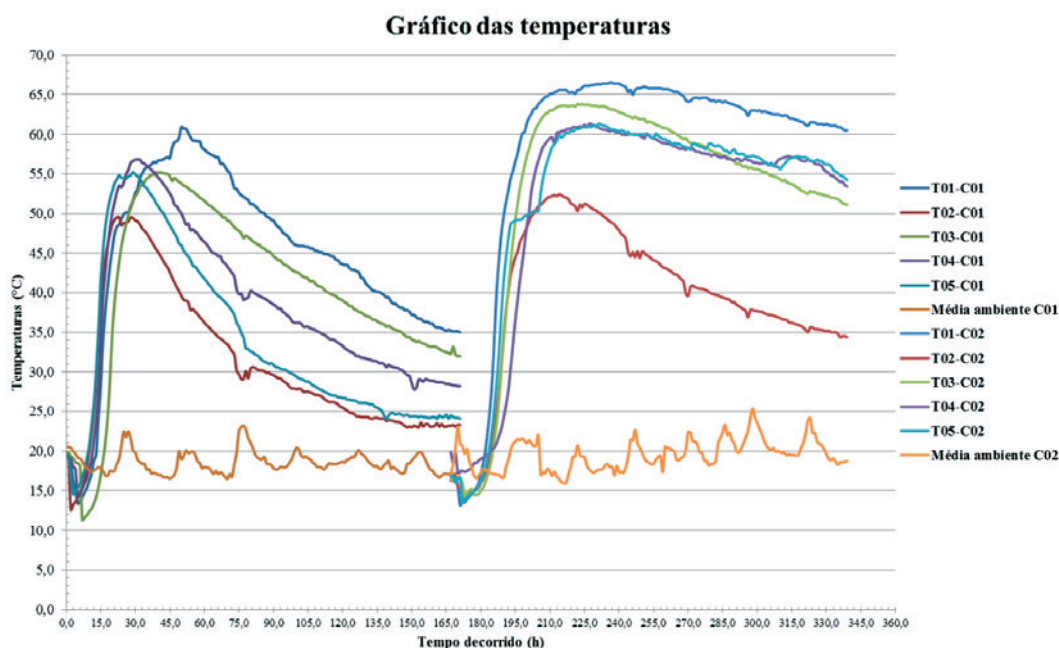
The results from the computer model show that the peak temperature should be located near the geometrical center of the spread footing, and it reaches a temperature of 67.5°C at time $t=230$ h.

At the thermocouple measuring points, the peak temperature has been estimated to be 63.3°C at time $t=210$ h.

4. Field results

Seven consecutive days after the pouring of the second concrete layer, the thermocouples were turned off. All five sensors recorded data for the first layer between time $t=0$ h and time $t=171$ h, while

Figure 8 - Graphs of temperatures recorded in the first and second layers



for the second layer, data recording took place between time $t=167$ h and $t=339$ h. Each thermocouple had an attached sensor to record the ambient temperature, registering one reading per hour for all sensors simultaneously.

Fig. 8 shows the temperature readings obtained in both layers during the two footing construction events.

Peak temperature in the first layer occurred at time $t=50$ h, with a value of 60.9°C , recorded by thermocouple no. 1. Peak temperature in the second layer occurred at time $t=237$ h, with a value of 66.5°C . Fig. 9 shows the spread footing during the final stages of execution of the second concrete layer.

5. Discussion

It can be seen that the mathematical model provided a very good approximation to what was measured in the field. However, the position of the thermocouples did not coincide exactly with the points of peak temperature indicated by the *b4cast* model.

The peak temperature value predicted by the numerical model was 67.5°C , occurring at the center of the concrete element at time $t=215$ h. The maximum temperature recorded by the thermocouples was 66.5°C at time $t=237$ h at thermocouple no. 1, located in the center of the second layer, a value very close to that predicted by the simulation. The lack of an exact match is probably associated with the way that the element was poured, in layers of different thickness.

In numerical analyses involving this type of problem, the lack of an exact correspondence between the physical results and the simulation is acceptable because of the difficulty of obtaining input data for the simulation, such as the cement heat of hydration curve and the diffusivity of the aggregates, as well as random and difficult to model behavior, due to the anisotropy and heterogeneity of concrete, that becomes more evident with this type of sensitive analysis, and can affect the results.

In this case, considering the adversities in the field and the particularities of the simulation, it was possible to obtain accurate values, because the actual field data was fed back into the model, without considering deviations in the concrete mix, potential misapplications, or variations in weather and ambient temperature during the concrete pouring. Each concrete layer took approximately eight hours to pour. Both layers began to be poured in the morning, and finished in the evening.

Regarding the choice to construct the spread footing in only two layers, it is important to consider that the peak temperature reached the 65°C and 70°C limit suggested by the literature. Although it was not possible to observe any thermal cracking, this spread footing may have an increased risk of developing *DEF* phenomena during its lifetime, since the region is permanently in contact with water.

6. Final considerations

Problems involving heat of hydration are becoming more and more frequent in construction engineering, and the accurate forecasting and modeling of this phenomenon have increasing importance and application in structural engineering.

Despite appearing to be, at first glance, a problem of concrete technology, civil and structural engineering must deal with this

Figure 9 – Finishing the last layer of the footing



phenomenon, considering that lack of control measures may lead to the emergence of various pathological manifestations that can jeopardize the service life and performance of the structure.

In this case study, it was found that applying the maturity method to analysis of problems involving heat of hydration is completely feasible and provides reliable results, as long as the thermal properties of the concrete and other basic parameters for the computer simulation are known.

The mass concrete theory, though complete and widespread, is frequently applied to the construction of concrete dams, where there is little or no steel reinforcement. In the case of buildings, it is still necessary to evaluate the behavior between early-age concrete and the steel reinforcement, as well their interaction with regard to the degree of restriction and boundary conditions of the structural element, an issue not yet contemplated in standardization and the existing technical literature. [13]

No data regarding the measurement of tension stress generated in concrete due to heat of hydration could be found in the literature review, nor is there any data about the degree of restriction offered to an element because of its height. A suggestion for further research would be to monitor an element with these characteristics in order to measure tension stresses, providing new data and increasing knowledge in this area.

7. Acknowledgments

The authors would like to thank Odebrecht Real Estate Developments (OR), especially engineers Fábio Gonçalves Felipe and Eduardo Perri Muccia, who permitted and supported the carrying out of this case study, at the worksite of “Parque da Cidade-SP”, under construction in the city of São Paulo, SP, Brazil. A special thanks is also given to engineers Carlos Britez, Ricardo Boni, Reginaldo Rocha, and Juan Gadea, from PhD Engineering, for all of their support during the field tests, numerical simulations, and data analysis.

8. References

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 207.1R-05 Guide to mass concrete. Farmington Hills. ACI, 2005.
- [2] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 207.2R-07 Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete. Farmington Hills. ACI, 2007.
- [3] ISAIA, G. C.; *et. al.* Concreto: Ciência e tecnologia. 1ª ed. 2 Vol. Ed. IBRACON: São Paulo, 2011.
- [4] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concrete: Microstructure, Proprieties and Materials. 4th. ed. McGraw-Hill, New York 2014.
- [5] VICENTE, G. R.; KUPERMAN, S. C.; FUNAHASHI Jr., E. I. Thermal Cracks in Foundations Blocks: When Concrete Should be Cooled? 56º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Anais. Natal, 2014.
- [6] BONI, R.; VASCONCELLOS, A.; BRITZ, C.; ROCHA, R.; HELENE, P. Case study involving concreting of large foundations elements. Case Parque da Cidade-SP 56º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Anais. Natal, 2014.
- [7] FURNAS. Concretos: Ensaio e Propriedades. São Paulo: Ed. PINI, 1997.
- [8] NEVILLE, A. M; BROOKS, J. J. Concrete Technology. 2nd. ed. Pearson Education Ltd.: London, 2010. 448p.
- [9] TAYLOR, H. F.; FAMY, C.; SCRIVENER, K. L.; Delayed ettringite formation. Cement and Concrete Research, Volume 31, Issue 5, ELSEVIER, May, 2001. Pages 683-693.
- [10] CARINO, N. J.; LEW, H. S. The Maturity Method: From theory to application. American Society of Civil Engineers. Washington, D.C., 2001.
- [11] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C1074-04 Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method. West Conshohocken. ASTM, 2004.
- [12] DE SCHUTTER, G. Finite element simulation of thermal cracking in massive hardening concrete elements using degree of hydration based material laws. Computer & Structures vol.80. Issue 27-30. Pages 2035-2042. Leuven, Belgium, 2002.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

Temperature monitoring in large volume spread footing foundations: case study “Parque da Cidade” – São Paulo

Monitoramento de temperatura em sapata de fundação de grande porte: estudo de caso “Parque da Cidade” – SP



D. COUTO^a
douglas.couto@concretophd.com.br

P. HELENE^{b,c}
paulo.helene@poli.usp.br

L. C. ALMEIDA^a
almeida@fec.unicamp.br

Abstract

In recent years, the construction of foundation elements from large-volume reinforced concrete is becoming increasingly common. This implies a potential increase in the risk of cracks of thermal origin, due to the heat of hydration of cement. Under these circumstances, these concrete elements need to be treated using the mass concrete theory, widespread in dam construction, but little used when designing buildings. This paper aims to present a case study about the procedures and problems involved in the construction of a spread footing with a volume of approximately 800m³ designed for the foundation of a shopping center in São Paulo, Brazil.

Keywords: mass concrete, foundations, monitoring, temperature, cracking.

Resumo

Atualmente, tem sido cada vez mais comum a concepção de elementos de fundações em concreto armado de grandes volumes. Essa situação, geralmente implica num aumento potencial do risco do surgimento de fissuras de origem térmica, devido ao calor de hidratação do cimento. Nessas circunstâncias, tais elementos precisam ser tratados no enfoque da teoria referente ao concreto massa, muito difundida em barragens, mas ainda pouco utilizada no projeto de estruturas de edificações. Neste breve contexto, este artigo apresenta um estudo de caso contemplando os procedimentos e problemas envolvidos na concepção e execução de uma sapata de fundação com cerca de 800m³ projetada para a fundação de um Shopping Center na cidade de São Paulo, SP.

Palavras-chave: concreto-massa, fundações, monitoramento, temperatura, fissuração.

^a University of Campinas, College of Civil Engineering, Architecture and Urbanism, Campinas, SP, Brazil;

^b University of São Paulo, Polytechnic School, São Paulo, SP, Brazil;

^c PhD Engenharia, São Paulo, SP, Brazil.

1. Introdução

Um dos principais problemas da engenharia de barragens em concreto massa consiste no controle de fissuração de origem térmica, devido ao calor de hidratação procedente de reações exotérmicas naturais da hidratação do cimento. É fato que o cimento Portland, ao se misturar com água inicia uma reação exotérmica de hidratação, liberando uma grande quantidade de calor.

O concreto durante essa reação sofre deformações expansivas, proporcionais ao seu coeficiente de dilatação térmica, e como essa reação ocorre nas primeiras idades, onde o concreto se encontra em fase de transição entre o estado fresco e endurecido, as deformações expansivas ocasionam baixas tensões no material, e, principalmente porque são tensões de compressão e cisalhamento mais facilmente suportáveis pelo material nas primeiras idades.

Durante a fase de hidratação, e endurecimento do concreto, o elemento estrutural também troca calor com o meio, até o ponto em que sua temperatura interna tende a se equilibrar com a temperatura ambiente, sempre iniciando pelas superfícies externas do elemento estrutural. É nessa fase que o risco de fissuração aumenta, pois o elemento de concreto que foi comprimido e que se expandiu nas primeiras idades se contrai, muitas vezes de forma desigual, criando gradientes de tensão à tração, ao mesmo tempo em que ainda apresenta pouca resistência à tração para suportar esse tipo de sollicitação.

Na contração, surgem tensões internas de tração, cujas magnitudes dependerão fundamentalmente das condições de contorno existentes (grau de restrição, propriedades térmicas e quantidade dos insumos do traço, bem como a geometria do elemento e condições do ambiente). Tais tensões podem superar o limite de resistência à tração do concreto em idade precoce, culminando na fissuração do elemento estrutural, caso cuidados não sejam previamente tomados.

É fato que nas obras de hoje, tem sido cada vez mais comum a adoção de elementos de fundação com grandes volumes,

sendo pelos mais diversos motivos, tais como a necessidade do aumento da rigidez nas fundações, proximidade de pilares com conseqüente associação de seus elementos de apoio e até por facilidades de execução.

Com o advento dos edifícios altos, a tendência é a de se requerer elementos de fundação mais rígidos para dar suporte a cargas de magnitude cada vez mais elevadas, e isso somente é possível com um aumento considerável das dimensões dos blocos e sapatas.

Atualmente, encontra-se em fase de construção, na cidade de São Paulo, um Shopping Center que requereu a concepção de uma sapata de grandes dimensões, sendo necessário um estudo térmico de modo a fazer uma previsão confiável do comportamento dessa sapata frente ao calor de hidratação do cimento.

Assim, este elemento foi analisado de acordo com critérios compatíveis com elementos de concreto de grande porte, ou seja, concepção de concreto massa, onde foi realizado um estudo de dosagem, objetivando a obtenção de um concreto com resistência à compressão compatível com a sollicitação do projeto estrutural (40MPa), e ao mesmo tempo com o mínimo consumo de cimento possível, além do uso de gelo em substituição à água de amassamento.

Foi também realizada uma simulação térmica computacional para avaliar o efeito do calor de hidratação nesse elemento. Essa simulação subsidiou um procedimento executivo apropriado, bem como um acompanhamento técnico sistemático das concretagens em campo.

Baseado nessas considerações torna-se indispensável apresentar esse tema no meio técnico brasileiro, de modo a conscientizar projetistas e construtores, e também fomentar a adoção pelas normas técnicas, aplicadas às edificações, de metodologias adequadas para análise e execução de elementos de concreto de grandes volumes.

2. Efeitos térmicos no concreto

Conforme definição da literatura e do *American Concrete Institute*

Figura 1 - Concepção artística do empreendimento Parque da Cidade, em São Paulo, SP



(ACI) [1], entende-se como estrutura de concreto massa, qualquer uma que possua volume ou dimensões suficientemente grandes para que obriguem adotar meios de controle das consequências fruto da liberação do calor de hidratação. Esse calor pode gerar importantes variações volumétricas, e devem ser tomadas providências com o objetivo de minimizar a formação de fissuras e também minimizar o risco de reações químicas deletérias como a DEF¹ por exemplo. [1] [2] [3] [4] [5] [6]

As principais reações de hidratação, que geram maior quantidade de calor, geralmente se dão nas horas iniciais da mistura do material cimentício com água, em geral nas primeiras 72h. Nessa oportunidade, o concreto sofre preponderantemente tensões de compressão, e por estar no início do endurecimento, apresentando um comportamento plástico, consegue suportar sem maiores problemas esses esforços de expansão. [5] [6]

O pico de temperatura indica o instante em que a expansão volumétrica tende a cessar. A partir desse momento, em geral, acentua-se o processo de troca de calor com o ambiente, e o elemento que se expandiu, e que atingiu sua temperatura máxima, começa a se resfriar no seu contorno e com isso, a se contrair. A tendência natural a longo prazo, é que o elemento volte ao seu volume inicial à medida que o resfriamento resulte numa temperatura interna equilibrada com a temperatura ambiente. Nesse processo de contração, surgem então tensões de tração, que pode na maioria dos casos, ultrapassar o limite de resistência apresentado pelo concreto nessa idade. [7]

De acordo com Mehta & Monteiro [4], o cálculo da tensão de tração, devida ao processo de resfriamento do concreto, depende fundamentalmente de três variáveis, sendo elas: o módulo de elasticidade do concreto, o grau de restrição do elemento e a relaxação devida à fluência do concreto. O modelo matemático que expressa o cálculo dessa tensão, é dado pela eq. 1.

$$\sigma_t = K_r \cdot \left[\frac{E}{(1 + \varphi)} \right] \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (1)$$

onde:

σ_t : tensão de tração;

K_r : grau de restrição;

E : módulo de elasticidade;

φ : coeficiente de fluência;

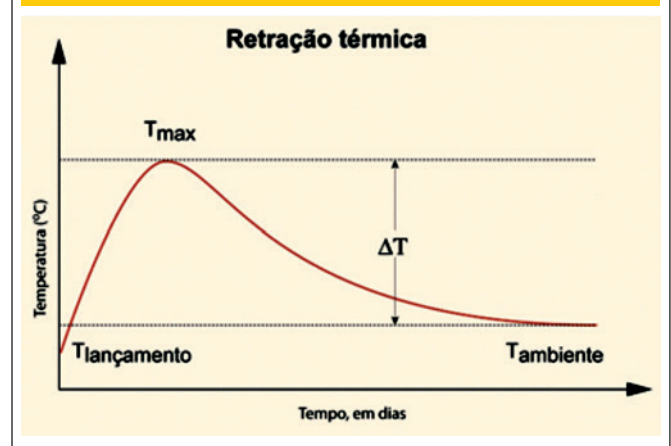
α : coeficiente de dilatação térmica

ΔT : gradiente de temperatura

Dentre essas variáveis, o gradiente de temperatura (ΔT), é a que merece mais atenção, pois é o principal responsável pelas deformações e consequentemente pelas tensões geradas no elemento estrutural. Define-se o gradiente como sendo a diferença entre o pico de temperatura e a temperatura usual de serviço do elemento estrutural, como mostrado na Fig. 2. [4]

Calcula-se essa variação ΔT como sendo a soma da Temperatura de lançamento do concreto no estado fresco, mais a Elevação adiabática da temperatura, menos a Temperatura ambiente. Assim, quanto menor for o intervalo entre a temperatura ambiente, ou de serviço, do pico de temperatura, menores serão as tensões

Figura 2 – Variação (gradiente) de temperatura do concreto (MEHTA & MONTEIRO, 2014)



de tração a que o elemento estará sujeito na fase de resfriamento. [4] [7] [8]

Concomitantemente ao risco do surgimento de fissuras de origem térmica, o concreto, quando submetido nas primeiras idades a temperaturas entre 65°C e 70°C², pode sofrer, ao longo do tempo, expansões devido à formação de etringita tardia (DEF). Tal fenômeno ocorre devido aos cristais de etringita não serem estáveis quando submetidos a temperaturas entre 65°C a 70°C, se decompõem, e com isso liberando íons sulfato que são adsorvidos pelo silicato de cálcio hidratado. Dessa forma, se ao longo da utilização da estrutura houver presença de água e porosidade, haverá nova formação de etringita, de forma expansiva, podendo causar fissuração. [4] [9]

Os principais cuidados para a construção de elementos de concreto massa, mais usualmente empregados vão desde a redução do consumo de cimento, uso de cimento com adições, utilização de adições pozolânicas, adição de escórias ou microsilica, empacotamento granulométrico da mistura, até a pré-refrigeração do concreto e seus agregados, uso de gelo em substituição a água de amassamento, pós-refrigeração da estrutura, ou ainda refrigeração do concreto com uso de nitrogênio líquido. Outra medida usualmente empregada em concreto massa é a especificação do f_{ck} para idades maiores que 28 dias, demandando assim menor consumo de cimento. Em suma, a essência desses procedimentos é reduzir o risco de fissuração de origem térmica, através da manutenção de um gradiente térmico pequeno entre o ambiente e a peça ou mesmo entre a superfície da peça e seu interior. [5]

3. Materiais e métodos

Para esta análise tomou-se um elemento de fundação direta, de um Shopping Center da Gleba A do empreendimento Parque da Cidade, no caso específico uma sapata associada, apoiada em rocha, com dimensões em planta de 20,8m X 10,60m e altura final de 3,50m, resultando em um volume da ordem de 800m³.

¹ DEF – Delayed Ettringite Formation (Formação de etringita tardia).

² Não existe na literatura um consenso claro sobre o limite de temperatura para ocorrência de DEF, Mehta & Monteiro [4] sugerem a temperatura máxima de 65°C para que não haja dissolução dos cristais de etringita primários, já Taylor & Famy [9] sugerem o limite de 70°C para o mesmo fenômeno.

Figura 3 – Vista superior da Sapata Associada precedente ao 1º evento de concretagem e plano locação dos termopares (em planta e corte)

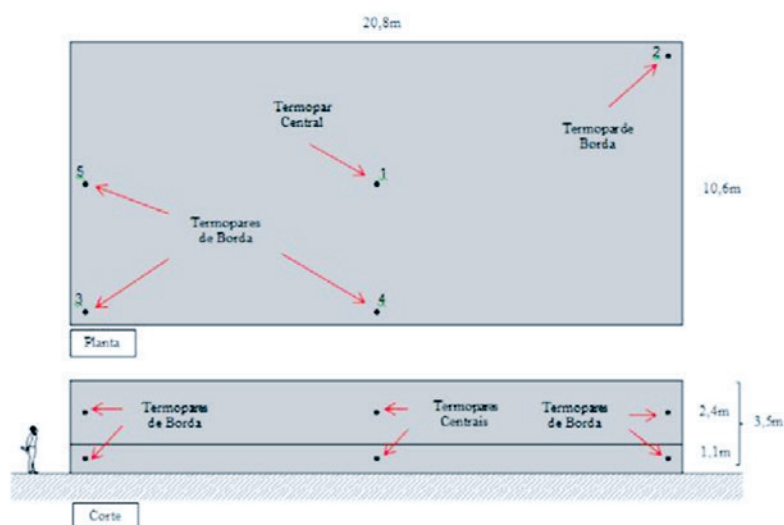
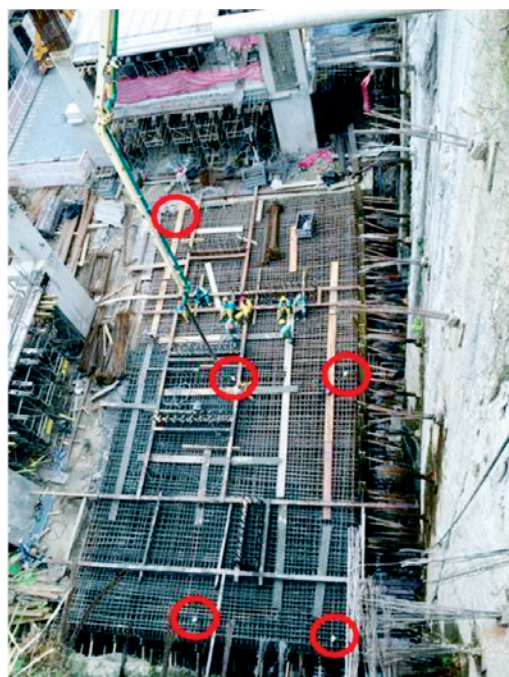


Figura 4 – Detalhe da fixação do termopar e do aquisitor de dados na armação da sapata



A denominação de projeto desta sapata é *Sapata para Pilares PM281 + PM289 + PM293 + PM294 + PM303*, doravante denominada Sapata, para facilitar sua citação neste artigo. A resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) especificado em projeto, neste caso, foi de 40MPa aos 28 dias.

Para a simulação computacional da elevação de temperatura, utilizou-se um modelo numérico em elementos finitos, utilizando o software *b4cast*. A análise preliminar via MEF, indicou a necessidade da execução da Sapata no mínimo em 3 camadas com aproximadamente 1,20m de espessura cada uma, com eventos de concretagem defasados de pelo menos 5dias e temperatura máxima de lançamento do concreto limitada em 18°C. Entretanto, por razões de cronograma, a obra optou pela execução em duas camadas, tendo a primeira camada 1m de altura e a segunda 2,5m, sendo o intervalo entre o início da primeira e início segunda camada de 7dias ou 168h, tendo o modelo numérico apresentado nesse artigo, sido ajustado a situação real obtida.

No monitoramento das temperaturas *in situ*, foram instalados 5 termopares, distribuídos em pontos estratégicos da Sapata, de modo a observar a evolução da temperatura interna nas diferentes regiões da Sapata e comparar com as simulações do modelo computacional *b4cast*. Na Fig. 3 pode-se observar a sapata já armada, precedentemente ao evento de concretagem, com os pontos de medição destacados.

A evolução das temperaturas internas do concreto foi monitorada com uso de termômetros digitais da marca MINIPA, modelo TD890 e cabos termopares tipo "k" (Cromo/Alumínio) colocados através de uma barra de aço auxiliar, de forma a garantir o seu posicionamento durante o lançamento do concreto. Na Fig.4 pode-se observar o detalhe de fixação do conjunto do termopar na armação da Sapata.

3.1 Modelo numérico de previsão

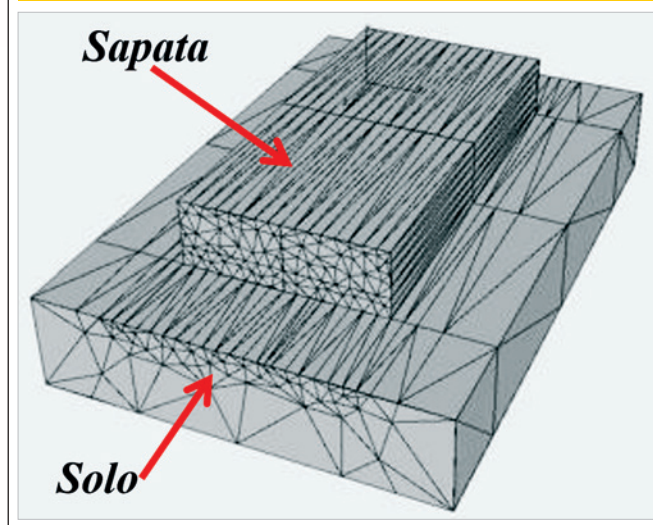
Para a realização do estudo de dosagem, foram realizadas diversas simulações numéricas, onde se buscou a definição de dois

Tabela 1 – Traço do concreto, em materiais secos, dosado para um f_{ck} de 40MPa, aplicado na Sapata Associada (6)

Material	Consumo (kg/m ³)
Cimento Portland CP-III-40-RS	380,0
Sílica ativa	20,0
Areia fina natural (quartzo)	364,0
Areia artificial (pó de brita) (granito)	546,0
Brita 0 (granito)	279,0
Brita 1 (granito)	651,0
Aditivo polifuncional (MAXCHEM Maximent PX-50)	2,3
Aditivo superplastificante (BASF Glenium SCC 160)	4,6
Água de amassamento (usado 100% de gelo)	180,0
Relação água/(cimento+adição) – (a/c)	0,45

parâmetros básicos, que seriam: a temperatura de lançamento do concreto e o número de camadas em que a Sapata seria executada, considerando que o pico máximo admitido para este elemento seria, em um primeiro momento, de 65°C. A dosagem empregada nesta execução, para o concreto de 40MPa, pode ser observada na Tabela 1.

Figura 5 – Modelo geométrico Sapata/Solo, com malha discretizada



Esse estudo apontou a necessidade de se lançar o concreto a uma temperatura inicial de no máximo 18°C, considerando a espessura de cada camada com cerca de 1/3 da altura total da Sapata. Entretanto, como na realidade a execução se deu em duas camadas de espessuras distintas, realizou-se à posteriori, uma nova simulação com as condições reais de execução, para então se comparar os dados numéricos com os de fato obtidos em campo.

Figura 6 – Curvas de elevação de temperatura em cada termopar obtidas no modelo numérico de previsão (MEF – b4cast)

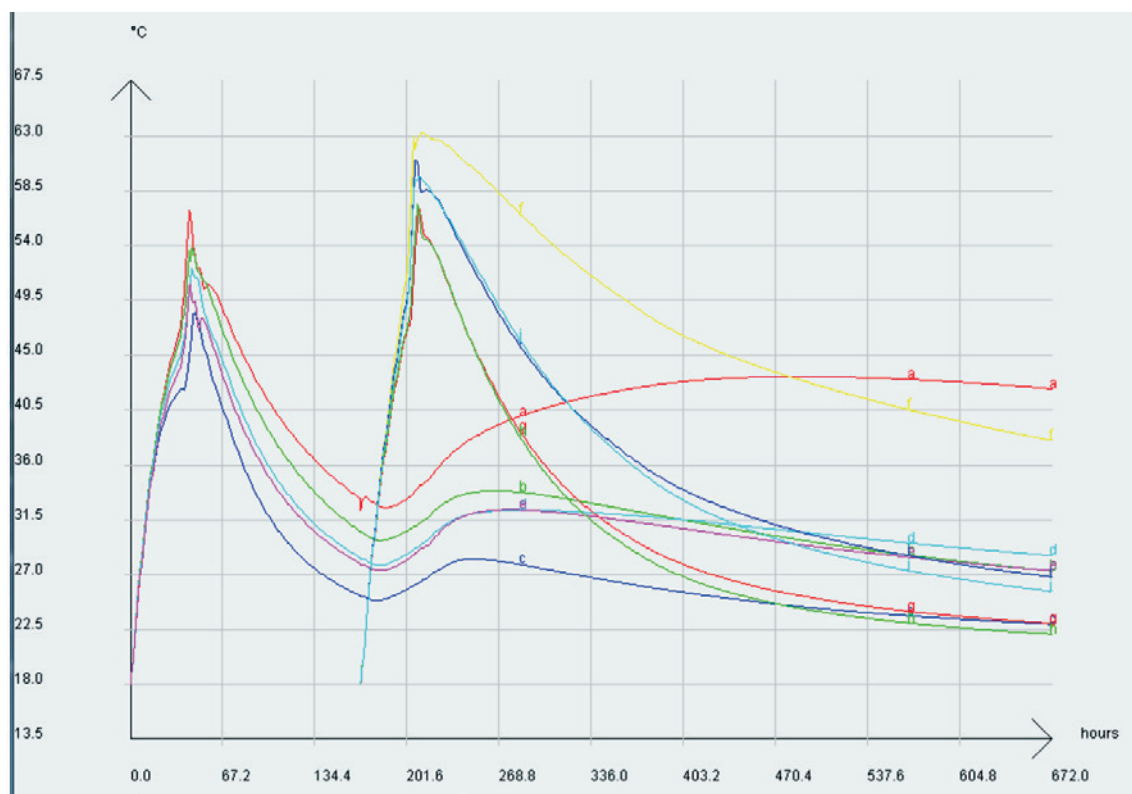
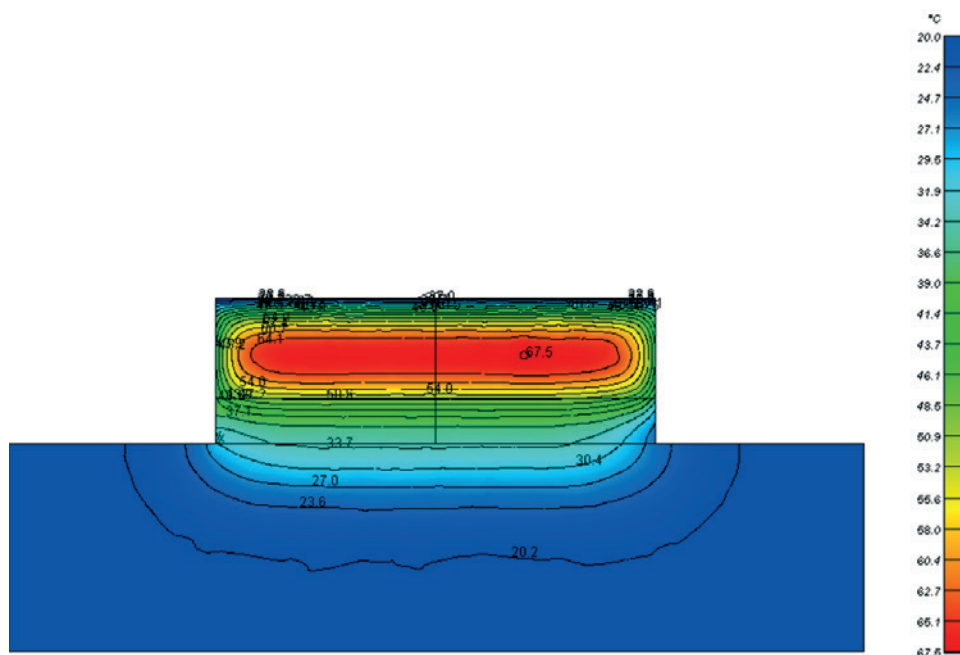


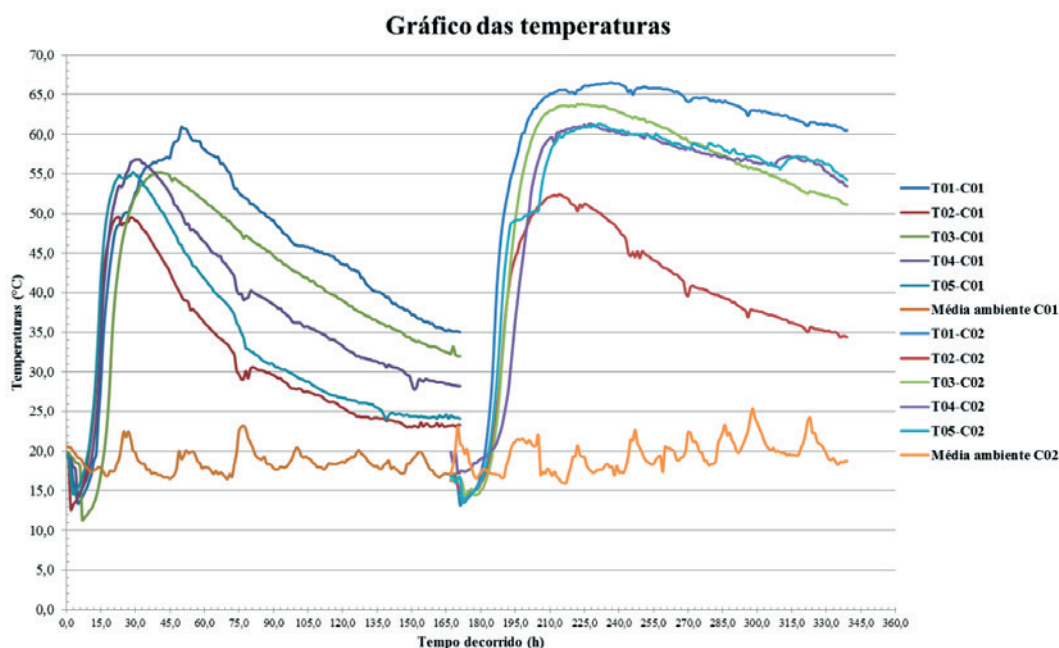
Figura 7 - Isotermas na seção central do bloco no instante de temperatura máxima obtidas no modelo numérico de previsão (MEF - b4cast)



Uma vez definido o traço, para se estimar o gradiente de temperaturas a simulação numérica utilizou o método da maturidade baseada na equação de *Arrhenius*. Esse método emprega a noção de energia de ativação para simular uma reação química não instantânea dado o contato entre si de seus reagentes. [10] [11] Nessa simulação utilizou-se o software de elementos finitos *b4cast*, que tem aplicação específica a problemas de calor de hidratação com utilização do método da maturidade. Na Fig.5 apresenta-se

o modelo geométrico Sapata/Solo desenvolvido para essa análise com malha de elementos finitos tetraédricos discretizada. [11] [12] Após o processamento por elementos finitos foi possível obter as curvas de elevação de temperatura, assim como as isothermas em todo o volume modelado. Na Fig.6 apresentam-se as curvas de elevação de temperatura obtidas no modelo numérico, e na Fig. 7 as isothermas da seção central da Sapata Associada. As curvas apresentadas na Fig.6, tem a seguinte nomenclatura:

Figura 8 - Gráfico das temperaturas reais obtidas na primeira e segunda camada



curvas “a”, “b”, “c”, “d” e “e” são equivalentes aos termopares 1, 2, 3, 4 e 5, respectivamente, na primeira camada; curvas “f”, “g”, “h”, “i” e “j” equivalem aos termopares 1, 2, 3, 4 e 5 na segunda camada. Na Fig. 7 apresenta-se as curvas isotermas na seção central da Sapata.

Nota-se pelos resultados do modelo que o pico de temperaturas está localizado próximo ao centro geométrico da Sapata, com pico de 67,5°C, no instante $t=230h$. Nos pontos de medição com termopares o pico estimado foi de 63,3°C no instante $t=210h$.

4. Resultados de campo

Após corridos 7 dias da finalização da última camada (segunda camada), os termopares foram desligados, sendo que todos os 5 sensores registraram as leituras, na primeira camada, durante o instante $t=0$ ao instante $t=171h$, e na segunda camada o registro dos dados ocorreu entre os instantes $t=167$ a $t=339h$. Simultaneamente, a cada termopar foi acoplado um sensor para medir a variação da temperatura ambiente, tendo sido registrada uma leitura a cada hora em todos os sensores, de forma concomitante. Na Fig. 8 são apresentadas as leituras de temperatura obtidas nas duas camadas durante os dois eventos de concretagem da Sapata.

O pico de temperatura da primeira camada ocorreu no instante $t=50h$, com valor de 60,9°C, registrado no Termopar número 1. O pico de temperatura da segunda camada ocorreu no instante $t=237h$, com valor de 66,5°C. Na Fig.9 é mostrada a sapata ao final da execução da segunda e última camada.

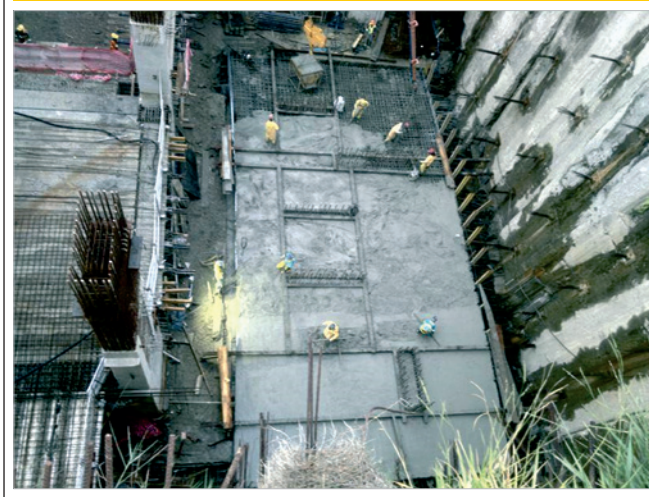
5. Discussão

Nota-se que entre o modelo de previsão e os resultados obtidos em campo, houve uma boa aproximação. Entretanto, as posições de instalação dos termopares na Sapata, não coincidiram exatamente com os pontos de pico indicados na simulação numérica.

O pico máximo de temperatura indicado no modelo numérico, foi de 67,5° C, no centro geométrico da Sapata, previsto para ocorrer no instante $t=215h$. Nos termopares, a temperatura máxima registrada foi no termopar número 1, localizado no meio da segunda camada, onde o pico registrado foi de 66,5° C no instante $t=237h$, muito próximo do pico previsto na simulação. O fato da posição não coincidente muito provavelmente está associado à forma como a Sapata foi executada, com camadas de alturas distintas. Em análises numéricas envolvendo esse tipo de problema, é aceitável que não haja uma correspondência exata entre os modelos numérico e físico, isso porque a obtenção dos parâmetros de entrada do modelo, tais como curva de calor de hidratação do cimento e a difusividade dos agregados, é muito complexa e também de comportamento aleatório e de difícil modelagem, em virtude da anisotropia e heterogeneidade do concreto, que se tornam muito mais evidentes e sensíveis nesse tipo de análise (térmica) e certamente podem influenciar nos resultados obtidos.

Neste caso, entende-se que, considerando todas as adversidades de campo e particularidades do modelo, pôde-se obter uma boa precisão, pois o modelo foi retroalimentado com os dados reais obtidos em campo, sem considerar desvios de dosagem do concreto e de execução. Inclusive as próprias variações climáticas do ambiente durante os eventos de concretagem. As concretagens

Figura 9 – Final da execução da última camada de concretagem



de cada camada duraram em média 8h. Ambas tiveram início da concretagem no período matutino, com término no final da tarde. Sobre a opção pela execução da Sapata em duas etapas, há que se considerar que o pico de temperatura, tanto o estimado quando o real, situou-se dentro da faixa limite de 65°C a 70°C, sugeridas pela literatura. Apesar de não ter sido possível observar o surgimento de fissuras por origem térmica, esta Sapata intrinsecamente pode ter um risco maior de desenvolver o fenômeno de DEF ao longo do tempo, uma vez que na região que se encontra, há contato permanente com água.

6. Considerações finais

Problemas envolvendo calor de hidratação são cada vez mais constantes na engenharia de edificações e a correta previsão e modelagem desse fenômeno têm cada vez mais importância e aplicação na engenharia estrutural.

Apesar de se tratar, em um primeiro momento, de um problema de tecnologia do concreto, a engenharia de estrutural e de construção civil, deve se ater a esse fenômeno, uma vez que a falta de cuidados e medidas de controle pode incorrer no surgimento de diversas manifestações patológicas, com prejuízo a vida útil e desempenho da estrutura.

No estudo de caso em questão, constatou-se que a aplicação do método da maturidade à análise de problemas envolvendo calor de hidratação, é plenamente viável e fornece resultados confiáveis, desde que haja conhecimento das propriedades térmicas do concreto e outros parâmetros fundamentais para a simulação computacional.

Ainda, a teoria de concreto massa existente, apesar de completa e amplamente difundida, tem sua aplicação de forma frequente em barragens, onde há pouca ou nenhuma presença de armadura. Nas obras de edificações ainda é necessário avaliar o comportamento entre o concreto nas primeiras idades e a armadura, além de sua interação quando ao grau de restrição e condições de contorno do elemento estrutural, fato ainda não contemplado na normalização e literatura técnica existente. [13]

Como sugestão para um trabalho futuro, não se encontrou na literatura pesquisada nenhum dado de ensaio que medisse a tensão gerada no concreto devido ao fenômeno estudado, bem como o grau de restrição oferecido ao elemento em função de sua altura, assim, como sugestão de um trabalho futuro, a instrumentação de um elemento com essas características, com vistas à obtenção de tensões, poderia fornecer novos dados e ampliar o conhecimento nessa área.

7. Agradecimentos

Os autores agradecem a Odebrecht Realizações Imobiliárias (OR), em especial aos Engenheiros Fábio Gonçalves Felipe e Eduardo Perri Muccia pela autorização e total apoio na realização do estudo de caso, na obra Parque da Cidade-SP, em construção na cidade de São Paulo, SP. Um agradecimento especial também é dado aos Engenheiros Carlos Britez, Ricardo Boni, Reginaldo Rocha e Juan Gadea, da PhD Engenharia, por todo o suporte durante os ensaios de campo, simulações numéricas e análise de dados.

8. Referências bibliográficas

- [1] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 207.1R-05 Guide to mass concrete. Farmington Hills. ACI, 2005.
- [2] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 207.2R-07 Report on Thermal and Volume Change Effects on Cracking of Mass Concrete. Farmington Hills. ACI, 2007.
- [3] ISAIA, G. C.; *et. al.* Concreto: Ciência e tecnologia. 1ª ed. 2 Vol. Ed. IBRACON: São Paulo, 2011.
- [4] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concrete: Microstructure, Properties and Materials. 4th. ed. McGraw-Hill, New York 2014.
- [5] VICENTE, G. R.; KUPERMAN, S. C.; FUNAHASHI Jr., E. I. Thermal Cracks in Foundations Blocks: When Concrete Should be Cooled? 56º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Anais. Natal, 2014.
- [6] BONI, R.; VASCONCELLOS, A.; BRITZ, C.; ROCHA, R.; HELENE, P. Case study involving concreting of large foundations elements. Case Parque da Cidade-SP 56º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Anais. Natal, 2014.
- [7] FURNAS. Concretos: Ensaio e Propriedades. São Paulo: Ed. PINI, 1997.
- [8] NEVILLE, A. M; BROOKS, J. J. Concrete Technology. 2nd. ed. Pearson Education Ltd.: London, 2010. 448p.
- [9] TAYLOR, H. F.; FAMY, C.; SCRIVENER, K. L.; Delayed ettringite formation. Cement and Concrete Research, Volume 31, Issue 5, ELSEVIER, May, 2001. Pages 683-693.
- [10] CARINO, N. J.; LEW, H. S. The Maturity Method: From theory to application. American Society of Civil Engineers. Washington, D.C., 2001.
- [11] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. ASTM C1074-04 Standard practice for estimating concrete strength by the maturity method. West Conshohocken. ASTM, 2004.
- [12] DE SCHUTTER, G. Finite element simulation of thermal cracking in massive hardening concrete elements using degree of hydration based material laws. Computer & Structures vol.80. Issue 27-30. Pages 2035-2042. Leuven, Belgium, 2002.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos. Rio de Janeiro, 2014.

Evaluating the applicability of rheometry in steel fiber reinforced self-compacting concretes

Avaliação da aplicabilidade de reometria para concretos autoadensáveis com fibra de aço

R. S. ALFERES FILHO ^a
alferes.ricardo@gmail.com

F. K. MOTEZUKI ^a
fmote@usp.br

R. C. O. ROMANO ^a
rcorjau@gmail.com

R. G. PILEGGI ^a
rafael.pileggi@gmail.com

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

Abstract

The use of self-compacting concrete in civil construction industry presents various advantages, since the material shows adequate workability during fresh state. When fiber reinforcement is used, there are changes in its behavior that require attention. This study aimed to evaluate the applicability of rheological tests and the correlation between its results and those obtained with regular tests used to control SCCs. In that sense, different mixtures of SCC with different steel fiber contents were produced in order to be analyzed in the experimental program described. Rotational rheology tests and slump flow and L-box tests were performed. The results showed that slump flow test did not present good correlations with rheological parameters. On the other hand, this test was able to point out the risk of segregation of the mixtures with higher fiber contents. A good correlation was obtained between the L-box test results and rheological parameters. The L-box was also able to show loss in the passing ability of SCC related to the rise of plastic viscosity and yield stress. These tests also presented a good correlation with the rheological parameters when lower fiber contents were used. Although the rheometry test was unable to evaluate these problems, this kind of test gave more objective and reliable data on variations in rheological parameters related to the increase of fiber content, and proved to be a more reliable test to this kind of application, especially when applied together with the conventional tests.

Keywords: self-compacting concrete, steel fibers, I box, slump flow, rheology.

Resumo

O uso de concreto autoadensável na construção civil apresenta várias vantagens, desde que o material apresente trabalhabilidade adequada no estado fresco. Quando é utilizado o reforço com fibras, há alterações nas propriedades no estado fresco, que nem sempre são detectadas com a utilização de ensaios convencionais normalizados. Este estudo buscou avaliar o potencial de aplicação de ensaios reológicos e a relação com os ensaios comumente utilizados para aceitação de CAAs. Com essa finalidade, foram elaboradas misturas de CAA com fibras de aço em diferentes teores e realizaram-se ensaios de reometria rotacional, espalhamento e Caixa L. Os resultados mostraram que o ensaio de espalhamento não apresentou boa correlação com os parâmetros reológicos medidos, mas permitiu detectar o risco de segregação dos concretos com maior teor de fibras. O ensaio de caixa L obteve boa correlação com os valores obtidos no reômetro, demonstrando perda na habilidade passante em função do aumento da viscosidade plástica e tensão de escoamento, especialmente para baixos teores de fibras, mas apresentou bloqueio entre barras para grandes quantidades de fibras. O ensaio de reometria forneceu dados mais objetivos sobre variação nos parâmetros reológicos, apontando um comportamento pseudoplástico do concreto utilizado no trabalho. Ficou claro o aumento da viscosidade com o aumento do teor de fibras como uso da reometria, fornecendo informações confiáveis mesmo para maiores teores de fibras. Isto comprova que a reometria é um ensaio bastante adequado para este tipo de aplicação.

Palavras-chave: concreto autoadensável, fibras de aço, caixa I, espalhamento, reologia.

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

1. Introduction

The use of self-compacting concrete (SCC) brings important changes to the concrete casting process, by changing its behavior in fresh state. Since SCC does not require the use of vibration, the casting process became easier even when there is dense reinforcement or more complex geometries [1].

Aydin [2] indicates that SCC increases the efficiency of fiber reinforcement usage because it makes possible the usage of a higher fiber volume in fresh concrete maintaining its workability through fluidity improvement. This is a great advantage when a higher post-cracking strength is required for fiber reinforced concrete (FRC), which could assure a reduction in steel bars or even their total replacement in some uses [3]. However, there are doubts about the ability of SCC to keep its workability conditions constant when fiber content increases because the fiber could change the consistency of cementitious materials [4, 5]. The influence of fiber in the cement paste has been studied by Martinie *et al* [5] who concluded that the increase in fiber volume leads to an increase in yield stress in pastes. The authors affirm that the results can be extrapolated to situations involving concrete

and mortars. However, it is worth noting that fibers with distinct geometries affect the concrete in different ways. Previous study [6] demonstrates that, the higher the fiber aspect ratio is, the higher is its impact in the workability of regular concrete.

Tests like L Box, Slump Flow and V Funnel are commonly used to assess this kind of suspension due to their easier use, although they only provide a single point result information about the fresh state characteristics of the concrete. Furthermore, the results obtained are not expressed in terms of physical parameters [7, 8], and there are previous studies that had pointed out that these tests are not appropriated to fiber reinforced concrete [4]. On the other hand, there are other studies that have used these tests as a base for the analysis of fiber reinforced self-compacting concrete (FRSCC) [4, 9-13].

The use of rotational rheometry permits to evaluate the characteristics of FRSCC in different shear stress conditions. That condition brings to the rheometer a higher capacity of evaluation, enabling its usage as physical criteria to comprehend the results obtained by the single point tests [14]. Thus, this experimental work was carried out aiming to evaluate the applicability of planetary rotational rheometry to evaluate the workability of steel fiber reinforced self-

Figure 1 - Flowchart of the steps of the experimental study

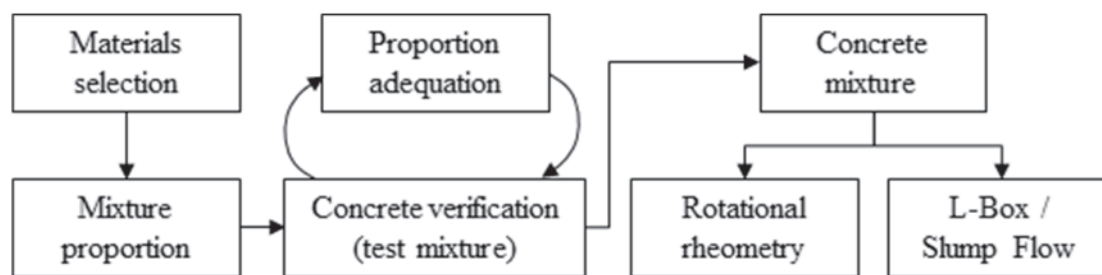


Figure 2 - Particle size distribution of the materials and fiber used in the study

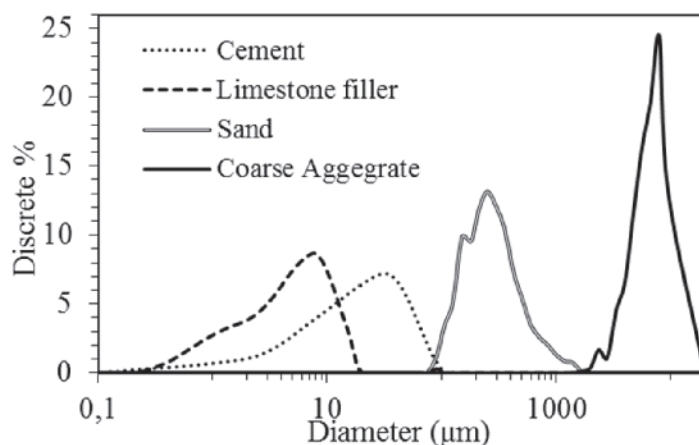


Table 1 - Material proportion of the designed concrete

Material	Mixture proportion by cement weighth	Consumption (kg/m ³)	SSA (m ² /g)	Density (g/cm ³)
Cement	1,0	522	1,2	2,96
Limestone filler	0,12	63	3,6	2,69
Sand	2,0	1044	0,6	2,40
Coarse aggregate	1,2	626	0,1	2,60

compacting concrete and correlate its results with those obtained by the conventional tests applied to SCC.

2. Experimental programme

In order to achieve the objectives of this study, one type of steel fiber was selected and its consumption was varied. This allowed the study to make clear the influence of fiber content in the rheological behavior of the concrete. The maximum fiber content used was 120 kg/m³. This research was then developed according to the scheme presented in Figure 1

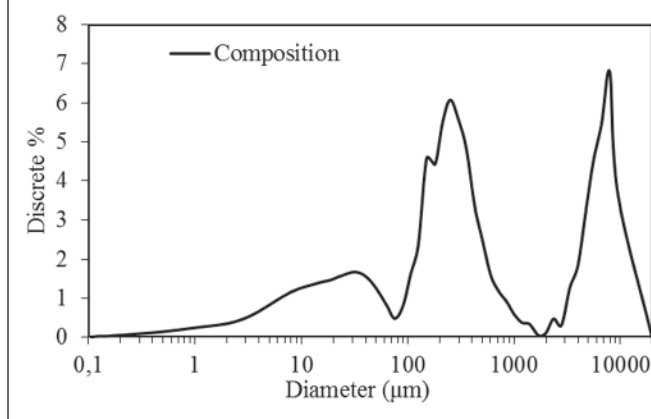
The different mixtures produced for this study were made in a conventional mixer as detailed below. After mixing, the mixtures were submitted to conventional and rheological tests simultaneously. The simultaneous execution of the tests was adopted to ensure that the fresh concrete properties would not be influenced by the loss of the effect of superplasticizer or cement early hydration. These tests are detailed in item 3.

2.1 Materials

The self-compacting concretes were made with crushed granite stone, sand, Portland Cement (Brazilian type CP II F 32, Votoran) and limestone filler (Profine 1, Provale) with particle size distribution determined by dynamic image analysis in a Qicpic equipment (Sympatec) as shown in Figure 2.

Hooked ends steel fibers with 30 mm of length and aspect ratio of 47.6 (Figure 2) were used. Short fibers were used according to the traditional empirical recommendation for minimum fiber length, which must be greater or equal to twice the maximum diameter of the coarse aggregate ($L_{\text{fiber}} \geq 2\phi_{\text{max}}$ of coarse aggregate), which was 9.5mm in this study. This recommendation aimed to make more efficient the post-crack strengthening of FRC [15].

A sodium polycarboxylate based high performance superplasticizer (Grace ADVA 585) was used in all mixtures in a constant content by cement weight. This admixture is usually applied to fine particles stabilization and as a mixing water reducer.

Figure 3 - Particle size distribution of the composition

2.2 Concrete composition

The base of the composition of the concrete used in this study is shown in Table 1, and it was developed considering formulations available in the literature for the same type of concrete and with similar fiber content [13, 16]. Therefore, no conventional mix design method was used in this study.

Table 1 presents the specific surface area (SSA) and the density of each raw material used is presented. The SSA was quantified in a Belsorp Max equipment (Bel Japan) and the density of each material was determined in a He gas pycnometer (Quantachrome MVP 5DC).

The resultant particle size distribution is show in Figure 3 and the water/cement ratio was 0.4, kept constant in all mixtures.

Table 2 provides the fiber content values in terms of kilograms per cubic meter of concrete and by volume fraction used in the experiment. The values were chosen aiming to reach a range that

Table 2 - Fiber consumption in concrete mixtures

Mixture		1	2	3	4
Fiber content	(kg/m ³)	0	20	80	120
	(% vol)	0,00%	0,25%	1,02%	1,53%

Figure 4 – L-Box during the test



makes clearer the influence of fiber in the rheological behavior of FRSCC.

2.3 Concrete mixing process

The concrete mixing process was made in conventional concrete mixer with inclined axis, and a total capacity of 120 l. The mixing procedure adopted was the same for all mixtures to avoid any influence of intervening variables originated in this stage. The mixing

procedure followed the sequence below:

1. Moistening the mixer;
2. Coarse aggregate introduction;
3. Introduction of 50% of the water and the mixer was turned on for 1 minute;
4. Introduction of the fine aggregate and mixing for 1 minute;
5. Introduction of cement and filler, and mixing for 1 minute;
6. The remaining water and admixture was added;
7. The fibers were added gradually during the next 5 minutes of continuous mixing in order to avoid the formation of clumps. After the mixing was complete, samples were taken to be tested in L-box, Slump Flow and rotational rheometry tests, which were done at the same time, as described in item 2.

3. Test methods

3.1 L-Box

The L-Box test aims to assess the passing ability of self-compacting concrete, which is the capacity of flowing through narrow spaces between steel bars and maintaining homogeneity and the capacity of filling up the formwork without showing phase separation or material blocking [17]. The three steel rebars with a diameter of 12 mm were kept in the tests with the intention of evaluating a particular condition of workability for hybrid reinforcement, that is the passing ability of FRSCC. This alternative reinforcement has been used in various applications [18-20] with the aim of optimizing the mechanical behavior of structural elements.

In the conduction of the L-Box test, the prismatic column was filled with FRSCC and, after 60 seconds, the floodgate was opened to start the concrete flow. The clear side of the L-Box allows observing the concrete flowing as illustrated in Figure 4.

The result of this test is given by a relationship between the heights

Figura 5 – Slump flow diameter measurement



of the concrete layer on both edges of the horizontal prism. The passing ability of the concrete is more efficient if the ratio value is closer to one. Values considered acceptable for self-compacting concrete should be in the range from 0.8 to 1 [17].

3.2 Slump flow

The Slump Flow test has similarities with the Abrams slump test. This test is used to assess the concrete flowing capacity in unconfined situations under the action of their own weight [21].

For this study, the cone was filled in the inverted position with the intention of making the initial flow oriented and more restrictive. Although this differs from the position suggested by certain technical standards, there is an indication that there is little influence related to the direction of the cone [22]. So, this set up was chosen in order to provide the most critical assessment condition for FRSCC. Two diameters measures are made in two mutually perpendicular axis after the removal of the cone and spreading of the concrete, as shown in Figure [5]. There is no consensus in the technical literature about the spreading limits. For this work, the values used as reference were taken from EFNARC [17], ranging 650-800 mm, similar to those adopted by Akcay and Tasdemir [23].

Although the Slump Test result is expressed only by the measured diameters, this method allows to visual assessment of segregation occurrence or water bleeding. However, this is a qualitative indicator and therefore not measurable as acceptance criteria [17], but it can help in assessing the suitability of the mixtures used.

3.3 Rotational rheometry

A planetarium rheometer built at Polytechnic School of University of São Paulo was used in the tests as shown in Figure 6a. The test consists in inducing shearing in a volume of approximately 18

liters of concrete inside a metal recipient with shearing elements adapted for testing the concrete. These shearing elements were especially designed aiming to decrease segregation.

The material was homogenized during the first 80 seconds of the test in order to prevent materials segregation. That procedure was adopted since the mixing was done in the mixer and the concrete had to be subsequently moved into the equipment. Then a shear cycle was applied, varying the rotation speed from 50 to 1000 rpm and returning at 50 rpm. The speed was maintained for 7 seconds at each level, as illustrated in Figure 6b.

The results were compiled in a graph (for details see Fig 9) showing rotation versus the applied torque. The yield torque and plastic viscosity were obtained from the Bingham rheological model applied in the rotation deceleration stage. This procedure was used aiming to guarantee the better dispersion of the particles after the imposition of the highest shear condition in the first stage of the test. The parameters were then determined correlating the results with a linear trend line. So, slope was taken as a parameter for viscosity evaluation and the intersection with the ordinate axis as a parameter for yield stress evaluation.

4. Results and discussion

4.1 Single point tests (L Box and Slump Flow)

The results obtained from the L-box and Slump Flow tests, related to the fiber content, are presented in Table 3. As reference criteria for these results, the values proposed by EFNARC [17] were adopted. In the L-Box test, the higher the fiber content, the lower is the proportion between the vertical sections. So, the difference between the height at the beginning and in end of the horizontal prism is increased with the fiber content. This shows that the fibers obstruct the mobility of the SCC. Only the concrete without fiber and the

Figure 6 – Rheometer used for testing the concretes (a) and rotations program (b) where the arrows point the acceleration and deceleration stages

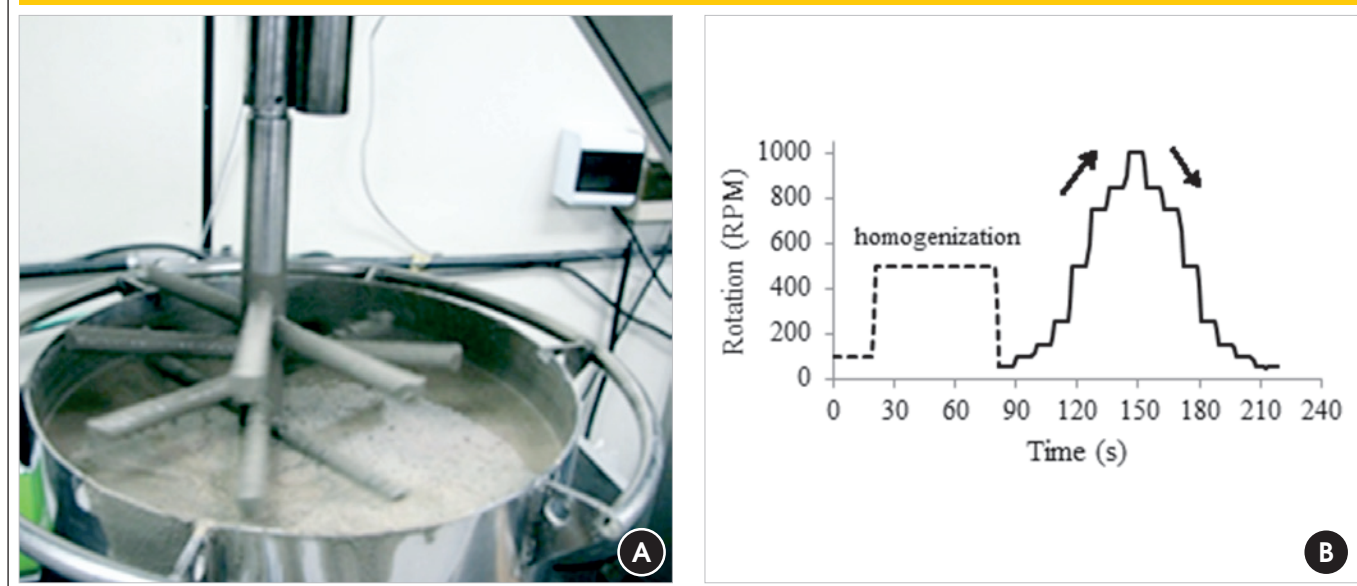


Table 3 – Results of the standard tests

Fiber content (kg/m ³)	0 (Ref)	20	80	120	Limits (EFNARC)	
					Min	Max
L-Box (h2/h1)	1,0	1,0	0,74	0	0,8	1,0
Slump flow (mm)	785	795	775	780	650	800

one with the lower content showed results within the limits recommended by EFNARC [17]. Therefore, only these concretes could be considered self-compacting by this criterion.

The fiber consumption of 80 kg/m³ resulted in a ratio of 0.74 in the L-Box test, lower than the minimum recommended for application as self-compacting [17]. A partial blocking of the material at the metal rebars could be observed for FRSCC with this fiber consumption (Figure 7a), which led to a heterogeneity of fiber distribution in the fresh concrete.

For the fiber consumption of 120 kg/m³ (Figure 7b), the impact of the rebars was even higher and there was no significant flow during the test. Almost all the material was blocked behind the rebars, with a small amount of paste flowing through the horizontal section with negligible volume. Therefore, the result was quantified as zero ratio. These results are important because they show that the test setup used in mixtures without fiber or low fiber content is not suitable for higher fiber volumes, making it infeasible after a certain value. Similar results were obtained in the study of Dhonde, Mo and Hsu [24]. However, if the FRSCC is not intended for molding an element with hybrid reinforcement, it would be interesting to remove the steel bars to better assess the material.

From the Slump Flow tests, differently from observed in L-Box results, all concrete mixtures would be considered within the recommended range for SCCs [17]. The results are similar with the ob-

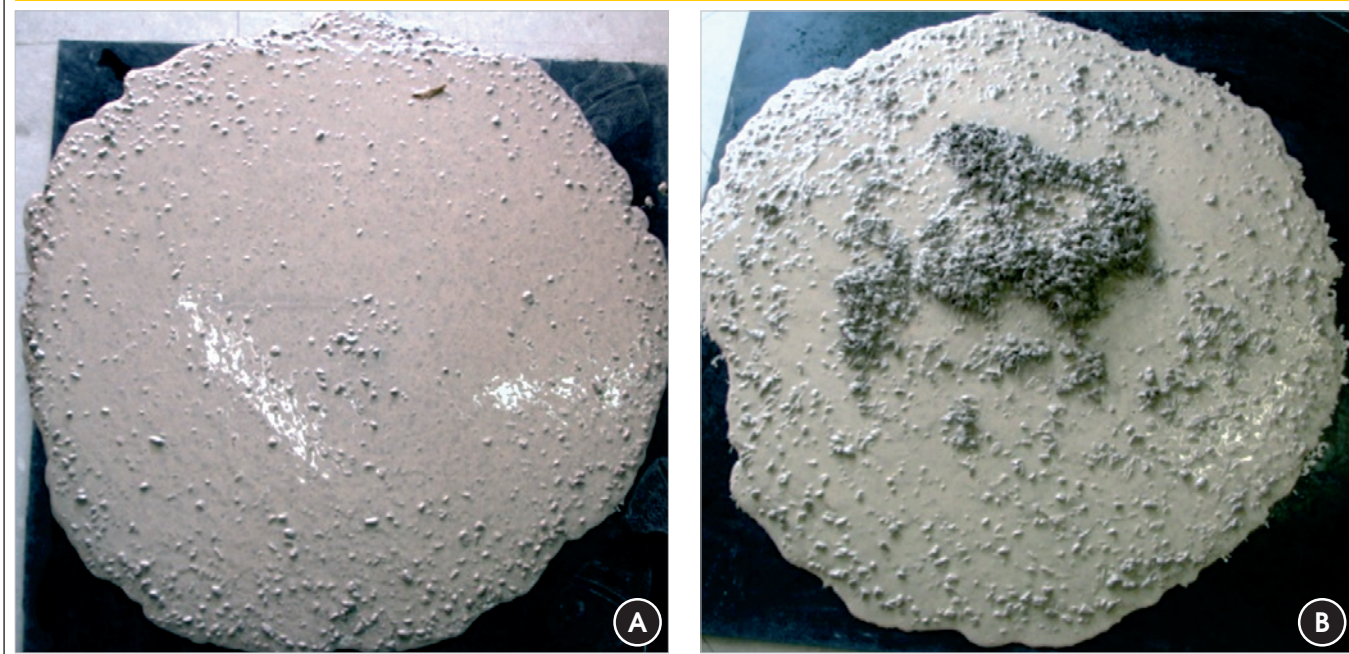
tained in the research of Akcay and Tasdemir [23], which obtained Slump Flow diameters that did not show significant variation even in concretes with higher fiber content. However, there was notable segregation in the concrete with higher fiber content compared to the reference concrete, as seen in Figure [8]. There were clustering happening at the central portion of the sample during the Slump Flow. This fact occurs due to the interlocking of the fibers, which also acts as a barrier to the flow of coarse aggregates. Thus, it was observed considerable phase separation. The fine materials, and part of the coarser, flowed through the border, similarly to the behavior that was observed by Grünwald and Walraven [25]. Although described in technical standards, the criteria that defines segregation during Slump Flow test is very subjective and relies on the judgment of those responsible for the interpretation of results. This phenomenon was very clear in the case of concrete with fiber content of 120 kg/m³, but this observation was not very pronounced in the other concretes. Thus, according to technical standard indications, the concrete with the higher fiber content should not be considered self-compacting.

From these results, it is possible to point some limitations in Slump Flow test when higher amount of fibers are used. The first one is the fact that the measurement can be affected by factors such as fibers interlocking, which is a phenomenon that is difficult to quantify although it can be easily observed. Furthermore, the measured

Figure 7 – Aspect of the L-Box after the test for the fiber contents of 80 kg/m³ (a) and 120 kg/m³ (b)



Figure 8 – Slump flow of reference concrete (a) and with fiber consumption of 120 kg/m³ (b)



values were not significantly influenced by the fibers, showing that the test is unable to assess the effect of the fiber in the concrete mobility. Hence, the Slump Flow test is able to assess the potential risk of segregation of the material acting as a qualitative test method for the evaluation of FRSCC.

Regardless of the test used so far, the single point tests evaluate the concrete only in a single stress situation, in which the material only flows due to the gravity effect, reducing their results to numbers that must be within a range of values. Although they are widely used, these kind of methods do not allow the analysis of variation in the behavior of the fresh concrete under different shear conditions.

In addition, the results of Slump Flow and L-Box tests can be influenced by factors such as the speed of execution [26]. This makes them highly dependent on the technical quality of the people involved, which does not happen with the rheometer test.

4.2 Rheometry tests

In rotational rheometry test it is possible to obtain more complete results than the obtained in previous tests. By applying different rotation speeds, it is possible to measure the material response at different in terms of shear torque as shown in Figure 9.

All concretes exhibit rheological behavior of pseudoplastic materials, and positive thixotropy profile (positive hysteresis area). The 20 kg/m³ fiber consumption had no significant impact on the shear profile, but with volumes equal or higher than 80 kg/m³, the influence of the fiber was very clear. The increment in shear torque was proportional to the increase in fiber content due to the rise in the contact frequency between the particles and changes of the flow lines.

A trend of growth of the plastic viscosity, directly proportional to the increased fiber content, was observed and the results are shown in Figure [10]. Note that the plastic viscosity presented is not according to the international system of units. Therefore, as a relationship between the shear torque and rotation is defined in this kind of test. Kuder et al. [14] claim that it is possible to prevail the effect of structural break of the solid material when lower addition of fiber. The mechanical interlocking effect is prevented when a critical amount is not reached. This information can be used to explain what happened during the Slump Flow test, where there was fiber

Figure 9 – Shear profiles of the concrete mixtures related to rotation speed

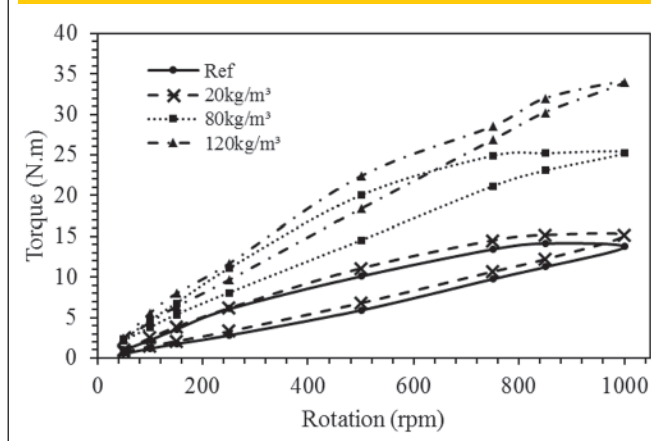
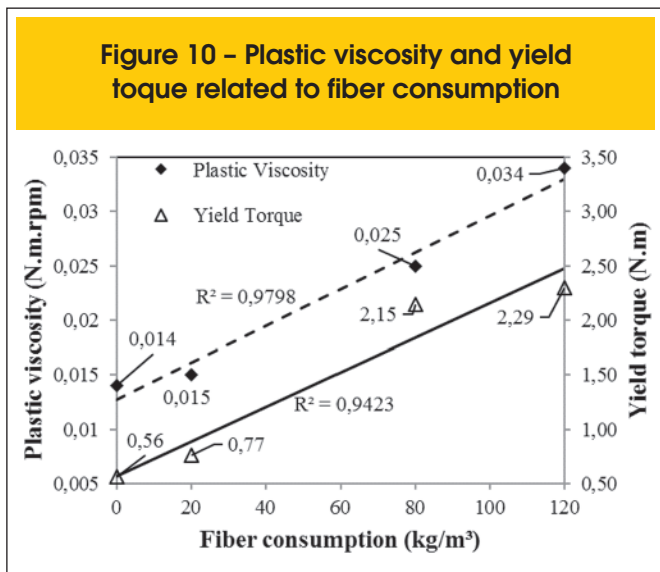


Figure 10 - Plastic viscosity and yield torque related to fiber consumption



interlocking inside the suspension. However, according to this test assessments, all concrete mixtures were similar and in accordance with the technical standards. Therefore, the combination of test methods, as the Slump Flow, L-Box and rheometer, provide more complete analysis of the material in order to obtain a more coherent and correct development of the concrete mixture with adequate fresh state properties. This was especially clear in this experiment because the rheometer test was unable to point out the risk of segregation and problems with passing ability that other tests were able to demonstrate. Thus, there was no sign of segregation during the rheometer test because it acts like a mixer. Hence, for all the fiber contents used, the rheometer test was able to assess with precise measurements the effects of its addition. This shows the efficiency of the equipment used that assures the homogeneity of

the fiber reinforced concrete throughout the whole test. On one hand, it is effective when considering the mixing conditions of the material. On the other hand, the passing ability and the risk of segregation are not directly controlled in the rheometer test.

4.3 Combined analysis of the results

The information obtained from the Slump Flow and L-Box test methods are very limited and specific, measuring only one shear condition. Meanwhile, the rheometry data allows the clearly observation of the rheological profile, the change in plastic viscosity and yield torque of the concrete due to the increased amount of fibers. This does not mean that first tests cannot be used, but their results should be considered as a more qualitative and limited information to evaluate the concrete with fibers. Thus, the complementary use of different methodologies could provide a more comprehensive and efficient evaluation of the concrete behavior.

Correlations were made between the results from single point tests and from rotational rheometry test. It should be noted that the result from L-Box with maximum fiber content was removed from the analysis, since the configuration used in the test proved to be improper to the level of fibers content.

In Figure 11, the correlation between Slump Flow and passing ability with yield torque obtained from the rotational rheometry is shown. And Figure 12 shows the correlation of the same variables with plastic viscosity.

The slump flow had the lowest correlation coefficient when evaluated in function of the parameters measured by rotational rheometer. Meanwhile, the L-Box presented a more significant R² related to both the viscosity and the yield strength of the concrete mixtures. As previously studied by Damini et al. [7] from analysis of the rheological profile measured in mixture from concrete plants, the Slump Flow of SCC has good correlation with yield stress and low with the plastic viscosity. In this study, the results were not similar to those obtained by the authors [7] because the fibers acted

Figure 11 - Correlation between yield torque with slump diameter and L-Box ratio

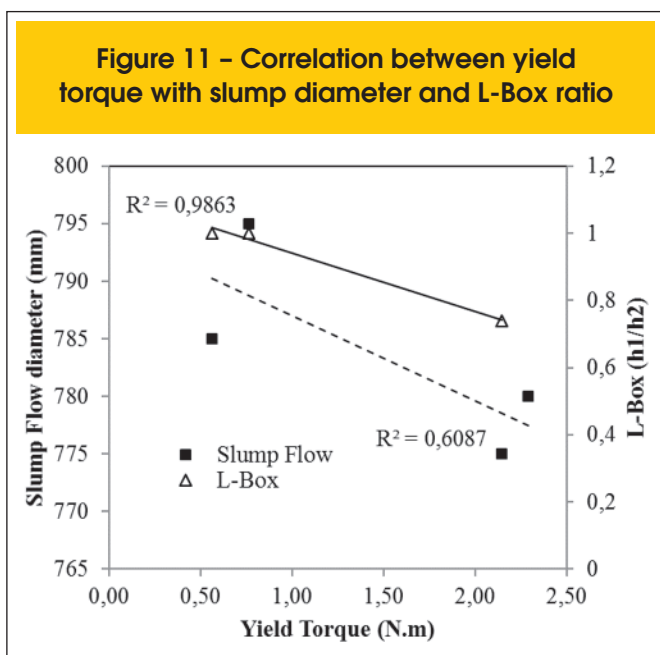
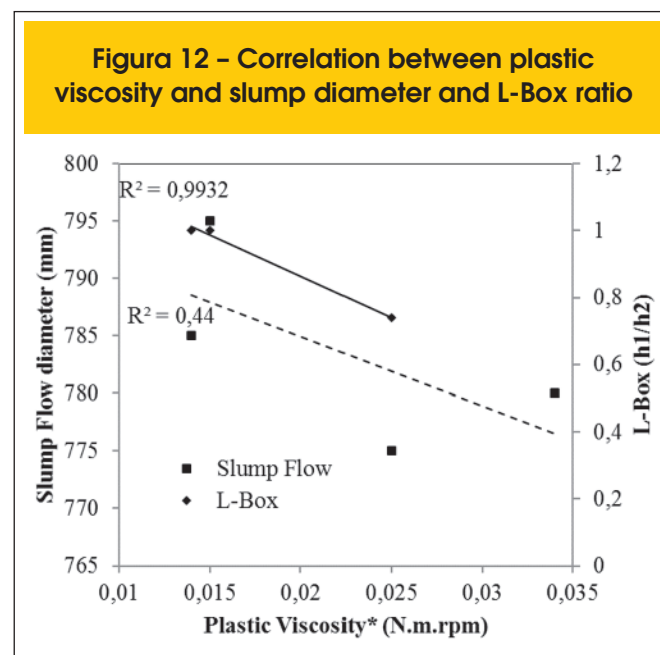


Figura 12 - Correlation between plastic viscosity and slump diameter and L-Box ratio



obstructing the free flow of the mixture, creating barriers for the relative movement of the materials.

This is due to the test setup, since the Slump Flow measures only the free flow of concrete, while the rheometer evaluates the material in confined situations, including interaction with the borders and with the shearing elements, which are characteristics closer to those observed in the L-Box test.

The loss of passing ability due to increasing fiber content, measured from the L-Box test, can be explained both by the increase in yield stress as the gain in the viscosity, assessed from rotational rheometry.

The rheometry, in turn, was more sensitive to short variations in the amount fibers, detecting changes even in the mixture with 20 kg/m³, and did not present limitation for measurements at the highest fiber amount (120 kg/m³). On the contrary, the L-Box test is limited to a critical amount of fiber, as demonstrated in this study.

Parameters such as yield torque, hysteresis area and plastic viscosity could only be quantified through rheometry, and were accurate for all fibers values used, showing good applicability to the rheological tests in FRSCC. However, due the fact that the rheometer keeps the concrete constantly in motion, there was no possibility to evaluate the risk of segregation or the risk of blocking of the concrete by rebars.

5. Conclusions

The understanding of the influence of the presence of fibers in SCC is of great importance to improve the use of this technology. The commonly used single point tests may show limitations and low relation with physical parameters. The rotational rheometry comes as an additional resource for this kind of research. This kind of test could measure various stress levels and bring the possibility of correlating the results with those obtained in single point tests in order to better understand the prevailing rheological parameters acting in these methods.

The result of the Slump Flow showed little variation related to fiber content and classified all the mixtures as SCC according to the standard. Therefore, there was no good correlation with the yield stress, nor with the plastic viscosity. However, the visual analysis of the spread concrete allowed observation of the occurrence of segregation in free flow, which occurs in concrete with fiber contents of 80 and 120 kg/m³.

Meanwhile, the L-Box test showed good correlation with rheological parameters and detected loss in passing ability of the concrete with increasing fiber content, which could be related to the increase in plastic viscosity and yield stress. Furthermore, it was able to clearly demonstrate the difficulties of passing ability when the fiber content was higher, which is not possible to assess through the use of rheometer. This clearly demonstrates that the combined use of the tests can provide a more comprehensive assessment of the suitability of the material. Furthermore, there is also the possibility of performing the L-Box test without the bars when there is no prediction of using hybrid reinforcement in the structures.

The result obtained through the rheometry allowed a more comprehensive interpretation of the characteristics of the concrete making it possible to evaluate the basic parameters variation according to the fiber content and the torque used. This enabled the concrete to be identified as a pseudoplastic material with positive thixotropy. The test also quantified the change in plastic viscosity and yield

torque provoked by the variation of the fiber content. On the other hand, the rheometry could not give even a qualitative information about segregation and limitations of passing ability of FRSCC.

In conclusion, it is possible to affirm that, despite having limitations, the single point tests are able to provide additional information to assist the more precise analysis on the basic rheological properties of the concrete given by the rheometry tests. Further, as the rheological test allow a better reading of the rheological parameters regardless of fiber content used, its results are essential for the precise assessment of FRSCC.

6. Acknowledgements

The authors acknowledge CAPES and FAPESP for the financial support during the execution of this work.

7. References

- [1] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concrete: Microstructure, properties and materials.*, New York, 2006, McGraw-Hill, 3 ed. 2006
- [2] AYDIN, A. C. Self compactability of high volume hybrid fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, v.21, n.6, 2007, p. 1149–1154.
- [3] GRÜNEWALD, S. Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete, 2004, 165p Tese (Doutorado) - Delft University of Technology, Netherlands.
- [4] EL-DIEB, A. S.; REDA TAHA, M. M. Flow characteristics and acceptance criteria of fiber-reinforced self-compacted concrete (FR-SCC). *Construction and Building Materials*, v.27, n.1, 2012, p. 585–596.
- [5] MARTINIE, L.; ROSSI, P.; ROUSSEL, N. Rheology of fiber reinforced cementitious materials: classification and prediction. *Cement and Concrete Research*, v.40, n.2, 2010, p. 226–234.
- [6] FIGUEIREDO, A. D; CECCATO, M. R. Workability Analysis of Steel Fiber Reinforced Concrete Using Slump and Ve-Be Test. *Materials Research*, p. 1, 2015.
- [7] DAMINELI, B. L. et al. Análise do perfil reológico de concretos dosados em central através de reometria aplicada em campo. IV Congresso Internacional de Tecnologia Del Hormigon. Mar del Plata. IV Congresso Internacional de Tecnologia Del Hormigon, 2010.
- [8] ROUSSEL, N. Correlation between Yield Stress and Slump: Comparison between Numerical Simulations and Concrete Rheometers Results. *Materials and Structures*, 2007, p. 501–509.
- [9] ABUKHASHABA, M. I.; MOSTAFA, M. A.; ADAM, I. A. Behavior of self-compacting fiber reinforced concrete containing cement kiln dust. *Alexandria Engineering Journal*, v.53, n.2, 2014, p. 341–354.
- [10] MADANDOUST, R.; RANJBAR, M. M.; YASIN MOUSAVI, S. An investigation on the fresh properties of self-compacted lightweight concrete containing expanded polystyrene. *Construction and Building Materials*, v.25, n.9, 2011, p. 3721–3731.
- [11] MEHDIPOUR, I. et al. Effect of workability characteristics on the hardened performance of FRSCCMs. *Construction and Building Materials*, v.40, 2013, p. 611–621.

- [12] NURUDDIN, M. F.; CHANG, K. Y.; MOHD AZMEE, N. Workability and compressive strength of ductile self-compacting concrete (DSCC) with various cement replacement materials. *Construction and Building Materials*, v.55, 2014, p. 153–157.
- [13] SAHMARAN, M.; YURTSEVEN, A.; OZGUR YAMAN, I. Workability of hybrid fiber reinforced self-compacting concrete. *Building and Environment*, v.40, n.12, 2005, p. 1672–1677.
- [14] KUDER, K. G. et al. Rheology of fiber-reinforced cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, v.37, n.2, 2007, p. 191–199.
- [15] FIGUEIREDO, A. D. Concreto com fibras. In: *Concreto: Ciência e tecnologia*. 2 ed. São Paulo, 2011, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). p. 1327–1365.
- [16] FERRARA, L.; PRISCO, M.; LAMPERTI, M. G. L. Identification of the stress-crack opening behavior of HPFRCC : the role of flow-induced fiber orientation. 2010.
- [17] EFNARC. The European Guidelines for Self-Compacting Concrete; specification, production and use. [s.l.: s.n.]. Available in: www.efnarc.org/pdf/SCCGuidelinesMay2005.pdf.
- [18] FIGUEIREDO, A. D. ; ESCARIZ, R. C. . Drainage concrete pipes with hybrid reinforcement. In: *Second RILEM International Conference on Strain Hardening Cementitious Composites*, 2011, Rio de Janeiro. *Strain Hardening Cementitious Composites (SHCC2-Rio)*. Babneux: RILEM Publications S.A.R.L., 2011. p. 391-398.
- [19] DE LA FUENTE, A. et al. Experiences in Barcelona with the use of fibres in segmental linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, v.27, n.1, 2012, p. 60–71.
- [20] MAKITA, T.; BRÜHWILER, E. Tensile fatigue behaviour of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete combined with steel rebars (R-UHPFRC). *International Journal of Fatigue*, v.59, 2014, p. 145–152.
- [21] MELO, K. A. Contribuição à dosagem de concreto auto-adensável com adição de filer calcário. 2005, 183p Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.
- [22] FARES, G. Effect of slump cone orientation on the slump flow time (T50) and stability of sustainable self-compacting concrete containing limestone filler. *Construction and Building Materials*, v.77, 2015, p. 145–153.
- [23] AKCAY, B.; TASDEMIR, M. A. Mechanical behaviour and fibre dispersion of hybrid steel fibre reinforced self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, v.28, n.1, 2012, p. 287–293.
- [24] DHONDE, H.; MO, Y.; HSU, T. Passing Ability Tester for Self-Consolidating Concrete. *Journal of ASTM International*, 2006, p. 100330.
- [25] GRÜNEWALD, S.; WALRAVEN, J. C. Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on the fresh properties of self-compacting concrete. *Cement and Concrete Research*, v.31, 2001, p. 1793–1798.
- [26] NGUYEN, T. L. H.; ROUSSEL, N.; COUSSOT, P. Correlation between L-box test and rheological parameters of a homogeneous yield stress fluid. *Cement and Concrete Research*, v.36, n.10, 2006, p. 1789–1796.

Evaluating the applicability of rheometry in steel fiber reinforced self-compacting concretes

Avaliação da aplicabilidade de reometria para concretos autoadensáveis com fibra de aço

R. S. ALFERES FILHO ^a
alferes.ricardo@gmail.com

F. K. MOTEZUKI ^a
fmote@usp.br

R. C. O. ROMANO ^a
rcorjau@gmail.com

R. G. PILEGGI ^a
rafael.pileggi@gmail.com

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

Abstract

The use of self-compacting concrete in civil construction industry presents various advantages, since the material shows adequate workability during fresh state. When fiber reinforcement is used, there are changes in its behavior that require attention. This study aimed to evaluate the applicability of rheological tests and the correlation between its results and those obtained with regular tests used to control SCCs. In that sense, different mixtures of SCC with different steel fiber contents were produced in order to be analyzed in the experimental program described. Rotational rheology tests and slump flow and L-box tests were performed. The results showed that slump flow test did not present good correlations with rheological parameters. On the other hand, this test was able to point out the risk of segregation of the mixtures with higher fiber contents. A good correlation was obtained between the L-box test results and rheological parameters. The L-box was also able to show loss in the passing ability of SCC related to the rise of plastic viscosity and yield stress. These tests also presented a good correlation with the rheological parameters when lower fiber contents were used. Although the rheometry test was unable to evaluate these problems, this kind of test gave more objective and reliable data on variations in rheological parameters related to the increase of fiber content, and proved to be a more reliable test to this kind of application, especially when applied together with the conventional tests.

Keywords: self-compacting concrete, steel fibers, I box, slump flow, rheology.

Resumo

O uso de concreto autoadensável na construção civil apresenta várias vantagens, desde que o material apresente trabalhabilidade adequada no estado fresco. Quando é utilizado o reforço com fibras, há alterações nas propriedades no estado fresco, que nem sempre são detectadas com a utilização de ensaios convencionais normalizados. Este estudo buscou avaliar o potencial de aplicação de ensaios reológicos e a relação com os ensaios comumente utilizados para aceitação de CAAs. Com essa finalidade, foram elaboradas misturas de CAA com fibras de aço em diferentes teores e realizaram-se ensaios de reometria rotacional, espalhamento e Caixa L. Os resultados mostraram que o ensaio de espalhamento não apresentou boa correlação com os parâmetros reológicos medidos, mas permitiu detectar o risco de segregação dos concretos com maior teor de fibras. O ensaio de caixa L obteve boa correlação com os valores obtidos no reômetro, demonstrando perda na habilidade passante em função do aumento da viscosidade plástica e tensão de escoamento, especialmente para baixos teores de fibras, mas apresentou bloqueio entre barras para grandes quantidades de fibras. O ensaio de reometria forneceu dados mais objetivos sobre variação nos parâmetros reológicos, apontando um comportamento pseudoplástico do concreto utilizado no trabalho. Ficou claro o aumento da viscosidade com o aumento do teor de fibras como uso da reometria, fornecendo informações confiáveis mesmo para maiores teores de fibras. Isto comprova que a reometria é um ensaio bastante adequado para este tipo de aplicação.

Palavras-chave: concreto autoadensável, fibras de aço, caixa I, espalhamento, reologia.

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

1. Introdução

A utilização do concreto autoadensável (CAA) traz alterações importantes no processo de moldagem do concreto ao alterar seu comportamento no estado fresco. Uma vez que o CAA dispensa o uso de vibração, acaba por facilitar a moldagem de peças com maior densidade de armadura ou com geometrias mais complexas [1]. Foi apontado por Aydin [2] que esta tecnologia ainda possibilita um uso mais eficiente do reforço com fibras, pois, ao melhorar sua fluidez, viabiliza a incorporação de um maior volume de fibras no concreto fresco com a manutenção da sua trabalhabilidade. Isto é uma grande vantagem quando se busca maior resistência pós-fisuração e ganho da tenacidade do concreto, assegurando a redução da densidade de armaduras ou até a sua substituição completa para determinadas aplicações [3]. No entanto, há dúvidas quanto à capacidade do CAA manter suas condições de trabalhabilidade constantes com a adição de fibras. Isto porque, como foi apontado por alguns trabalhos, a presença das fibras resulta em alterações na consistência dos materiais cimentícios [4, 5]. O impacto dessas inserções em pasta de cimento foi avaliado por

Martinie *et al* [5] que concluíram que o aumento do teor de fibras leva ao aumento da tensão de escoamento em pastas. Os autores afirmam ainda que os resultados podem ser extrapolados para situações com argamassas e concretos. No entanto, vale ressaltar que fibras com distintas geometrias afetam de maneira diferente o concreto. Ou seja, já foi demonstrado que quanto maior for o fator de forma da fibra, maior impacto ela trará para a trabalhabilidade do material [6].

Ensaio como caixa L, espalhamento e funil V, são comumente utilizados para a caracterização desse tipo de suspensão devido à praticidade das técnicas, porém somente resultam em informações pontuais sobre as características no estado fresco. Além disso, os resultados não são expressos em parâmetros físicos [7, 8], e há estudos que apontam que estes ensaios não são apropriados para o reforço de concreto com fibras [4]. Entretanto, eles têm sido utilizados como base de análise da trabalhabilidade de CAA reforçado com fibras em vários trabalhos experimentais [4, 9-13]. Com a utilização de reometria rotacional, por outro lado, as características dos CAAs reforçados com fibra são avaliadas em diferentes condições de solitação podendo servir como critério físico

Figura 1 - Fluxograma do programa experimental

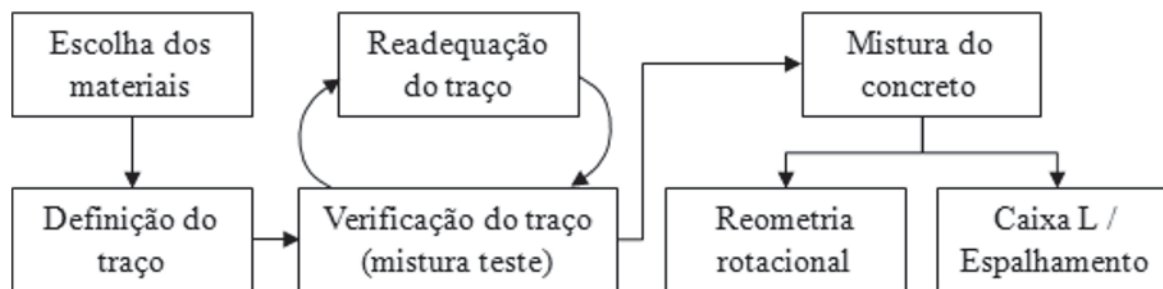


Figura 2 - Distribuição granulométrica dos materiais e ilustração da fibra

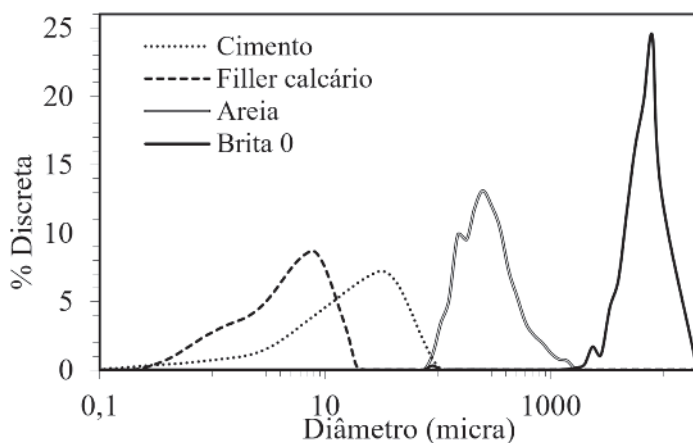


Tabela 1 – Proporções das matérias primas utilizadas no concreto

Matéria-prima	Traço em massa	Consumo (kg/m ³)	ASE (m ² /g)	Densidade (g/cm ³)
Cimento	1,0	522	1,2	2,96
Filler calcário	0,12	63	3,6	2,69
Areia rosa	2,0	1044	0,6	2,40
Brita 0	1,2	626	0,1	2,60

para compreensão dos resultados obtidos pelos ensaios mono-ponto [14]. Desta forma, este trabalho experimental foi realizado com o objetivo de avaliar o potencial de aplicação da reometria rotacional planetária na avaliação da trabalhabilidade de CAA reforçado com fibras de aço e correlacionar seus resultados com os obtidos em ensaios convencionais aplicados aos CAAs.

2. Programa experimental

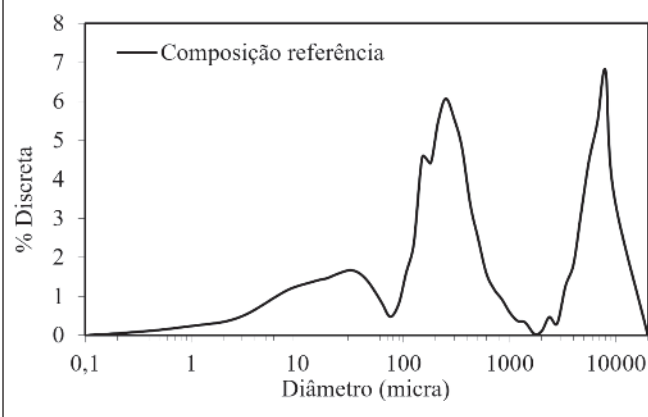
Para atender aos objetivos deste estudo, foi selecionada uma única fibra de aço, variando-se então o teor aplicado da mesma. Isto possibilitou tornar evidentes as alterações no comportamento do concreto fresco influenciado pelo teor de fibra. Os teores foram mantidos abaixo de 120 kg/m³. Outros estudos abordaram a influência de distintas fibras no comportamento reológico do concreto. O trabalho foi então desenvolvido segundo o planejamento apresentado na Figura [1].

As diferentes misturas produzidas para este estudo foram misturadas em betoneira convencional como detalhado adiante. Após a mistura, o material foi destinado aos ensaios convencionais e de reometria rotacional que foram executados simultaneamente. Estes ensaios estão mais bem descritos no item 3. Adotou-se a realização simultânea dos ensaios para assegurar que não houvesse influência pela perda do efeito do aditivo superplastificante ou da reação de hidratação do cimento nas propriedades no estado fresco.

2.1 Materiais

Os concretos autoadensáveis foram formulados com brita 0, areia rosa, cimento Portland composto (CP II F 32, Votoran) e filler calcário (Profine 1, Provale), com distribuições granulométricas, determinadas por análise dinâmica de imagem em um equipamento Qicpic (Sympatec), conforme ilustrado na Figura [2].

Foram utilizadas fibras de aço com comprimento de 30 mm e fator de forma 47,6 com ganchos nas pontas (Figura [2]). Optou-se por fibras curtas seguindo-se a recomendação empírica tradicional para o comprimento mínimo de fibra, que deve ser maior ou igual ao dobro do diâmetro máximo do agregado graúdo ($L_{\text{fibra}} \geq 2\phi_{\text{máx}}$)

Figura 3 – Distribuição granulométrica da composição

que, neste estudo, foi de 9,5mm, visando torná-la mais eficiente para o reforço [15].

Além das matérias-primas descritas, foi utilizado também um teor fixo de aditivo superplastificante de alto desempenho à base de policarboxilato de sódio, Grace ADVA 585. Este aditivo é normalmente aplicado para estabilização das partículas mais finas e redução da quantidade de água de amassamento.

2.2 Composição do concreto

A formulação base dos concretos utilizados neste trabalho é apresentada na Tabela [1], desenvolvida a partir de composições encontradas em literatura para o mesmo tipo de concreto, com teores semelhantes de fibra [13, 16]. Não foi utilizado, portanto, um método convencional de dosagem.

Na mesma tabela, são ilustrados também a área superficial específica (ASE), quantificada em um equipamento Belsorp Max (Bel Japan) e a densidade real de cada material, determinada em

Tabela 2 – Teores de fibras utilizados nas misturas

Mistura		1	2	3	4
Teor de fibra	(kg/m ³)	0	20	80	120
	(% vol)	0,00%	0,25%	1,02%	1,53%

Figura 4 – Caixa L após realização do ensaio



um picnômetro de gás He (Quantachrome MVP 5DC).

A distribuição granulométrica resultante na composição é ilustrada na Figura [3] e a relação água/cimento de 0,4 foi mantida constante para todas as misturas.

A Tabela [2] fornece os valores de consumo de fibras em kg/m^3 e os correspondentes teores de fibras em volume utilizados no experimento. A escolha dos valores buscou contemplar uma faixa ampla de variação, para que fosse mais evidente a mudança no comportamento, em função do aumento da quantidade de fibras.

2.3 Mistura dos concretos

A mistura dos concretos foi realizada em betoneira convencional de eixo inclinado com capacidade de 120 l, o procedimento adotado foi o mesmo para todas as misturas para evitar qualquer influência de variáveis intervenientes originadas na produção das misturas e seguiu a sequência abaixo:

1. Umedeceu-se a betoneira;
2. Colocaram-se os agregados graúdos;
3. Adicionou-se 50% da água e ligou-se a betoneira por 1 minuto;
4. Colocou-se o agregado miúdo e misturou-se por mais 1 minuto;
5. Adicionaram-se os finos, cimento e filler, e misturou-se por mais 1 minuto;
6. O restante da água e o aditivo foram adicionados na sequência;
7. Durante os 5 minutos seguintes, as fibras foram colocadas aos poucos, visando evitar a formação de embolamentos.

Após a completa mistura, o concreto foi separado em partes para a utilização nos ensaios de caixa-L, espalhamento e reometria rotacional, realizados concomitantemente, conforme apontado no item 2.

3. Métodos de ensaio

3.1 Caixa-L

O ensaio de Caixa L busca avaliar a habilidade passante do concreto autoadensável, que é a capacidade de fluir entre espaços estreitos e barras da armadura e manter a capacidade de adensamento sem apresentar separação de fases, causada pelo bloqueio de seus materiais [17]. A manutenção das barras durante ocorreu pela intenção de avaliar uma condição de trabalhabilidade particularmente importante para elementos estruturais em que se empregue sistema híbrido de reforço, ou seja, o uso conjunto de fibras

Figura 5 – Medição do diâmetro de espalhamento



e barras de aço. Esta alternativa técnica vem sendo empregada em uma série de aplicações [18-20] com o objetivo de otimizar o comportamento mecânico do concreto. No entanto, também é interessante avaliar a ação combinada de fibras e barras em termos de trabalhabilidade.

Na realização deste ensaio, foi feito o preenchimento da coluna prismática com 600 mm de altura, com aproximadamente 12 litros de concreto. Após 60 segundos de repouso, foi aberta a comporta que libera a passagem do concreto, restringida por três barras metálicas com diâmetros de 12 mm espaçadas a cada 40 mm. A lateral da caixa permite observar o comportamento do concreto no fluxo pelo equipamento, conforme ilustrado na Figura [4].

O resultado deste ensaio consiste em uma relação entre a espessura da camada de concreto atingida na extremidade do vão e aquela obtida na sua parte inicial, junto às barras. Quanto maior o valor, maior terá sido a habilidade passante apresentada pelo concreto. Os valores considerados aceitáveis para concreto autoadensável situam-se entre 0,8 e 1 [17].

3.2 Espalhamento

O ensaio de espalhamento, ou *slump flow*, apresenta semelhanças com o ensaio de abatimento do cone de Abrams, e é utilizado para avaliar a capacidade de fluidez do concreto não confinado, sob ação do peso próprio [21].

Para este estudo, foi realizado o preenchimento do cone invertido com a intenção de tornar o fluxo inicial de saída mais orientado e restritivo. Assim, embora esta posição difira da sugerida por algumas normas e haja a indicação de que há pouca influência oriunda da orientação do cone [22], optou-se pela condição mais crítica de avaliação. Com a retirada do cone e o espalhamento do concreto, mediram-se os diâmetros em dois eixos perpendiculares entre si, conforme mostrado na Figura [5]. Não há consenso na literatura

técnica acerca dos limites de espalhamento. Para este trabalho, foram considerados os valores de EFNARC [17], que variam de 650 a 800 mm, limites semelhantes aos considerados por Akcay e Tasdemir [23].

Embora o resultado do espalhamento seja expresso apenas pelo diâmetro medido, este ensaio permite analisar visualmente a ocorrência de segregação de materiais ou exsudação da água do concreto em fluxo livre. Contudo, este é um indicativo qualitativo e, portanto, não quantificável para a aceitação ou não de um concreto [17], mas pode ajudar na avaliação da adequação das misturas utilizadas.

3.3 Reometria rotacional

Para o ensaio de reometria, foi utilizado um reômetro tipo planetário construído na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, ilustrado na Figura [6a]. O ensaio consiste no cisalhamento de um volume de aproximadamente 18 litros de material, utilizando-se uma cuba metálica e hélices adaptadas para o ensaio em concreto, especialmente projetadas para diminuição da segregação.

Durante os primeiros 80 segundos do ensaio, o material foi re-homogeneizado, para evitar que o teste fosse realizado com material sedimentado, visto que a mistura foi realizada na betoneira e o concreto foi deslocado até o equipamento. Em seguida, foi aplicado um ciclo de cisalhamento, variando-se a velocidade de rotação de 50 a 1000 rpm e retornando a 50 rpm. Em cada pátamar adotado a velocidade foi mantida por 7 segundos, conforme procedimento ilustrado na Figura [6b].

Os resultados obtidos foram compilados em um gráfico de torque em função da rotação aplicada. O torque de escoamento e a viscosidade plástica foram obtidos a partir do modelo reológico de *Bingham*, aplicado na etapa de desaceleração da rotação, ou seja, após a imposição da maior condição de cisalhamento e

Figura 6 – Reômetro utilizado para o ensaio nos concretos (a) e programação utilizada para os testes (b); as setas indicam os períodos de aceleração e desaceleração da rotação

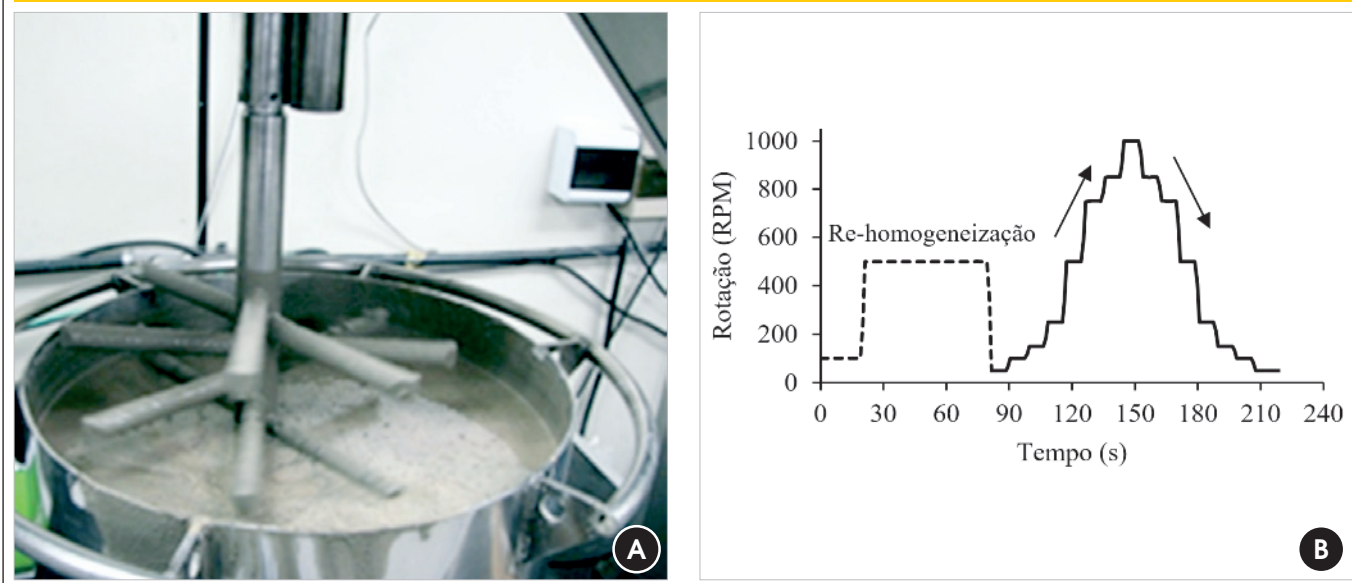


Tabela 3 – Resultados dos ensaios normalizados

Teor de fibra (kg/m ³)	0 (Ref)	20	80	120	Limites (EFNARC)	
					Mín	Máx
Caixa - L (h ₂ /h ₁)	1,0	1,0	0,74	0	0,8	1,0
Espalhamento (mm)	785	795	775	780	650	800

melhor dispersão das partículas. Os parâmetros foram então determinados através da inserção de uma linha de tendência linear para estes pontos sendo o coeficiente angular da reta um parâmetro para a avaliação da viscosidade e a interseção com o eixo das ordenadas um parâmetro de avaliação da tensão de escoamento.

4. Resultados e discussões

4.1 Ensaios monoponto (Caixa L e espalhamento)

Os resultados obtidos para os ensaios de caixa-L e espalhamento são apresentados na Tabela [3] em função do teor de fibra utilizado. Como parâmetro de avaliação foi adotado o critério de aceitação proposto pela EFNARC [17].

No caso dos resultados do ensaio de Caixa-L, à medida que se aumentou o teor de fibra, diminuiu a relação entre as alturas, ou seja, aumentou a diferença entre a altura de concreto no início e no final do canal. Isto comprova que as fibras dificultam a mobilidade do CAA. Assim, somente os concretos de referência e com 20 kg/m³ de fibra de aço apresentaram resultados dentro dos limites recomendados segundo EFNARC [17]. Dessa forma, apenas estes concretos poderiam ser considerados como autoadensáveis por este critério.

Para o teor de 80 kg/m³, obteve-se a relação h_2/h_1 de 0,74, inferior

ao limite mínimo recomendado para aplicação como autoadensável [17]. Foi constatado bloqueio parcial do material provocado pelas barras metálicas (Figura [7a]), resultando em heterogeneidade na distribuição das fibras pelo concreto fresco.

Para o teor de 120 kg/m³ (Figura [7b]) o impacto da presença das barras foi ainda maior e não houve fluxo considerável, observando-se a quase totalidade de material retido nas barras, com uma pequena quantidade de pasta ao longo do canal e com altura desprezível. O resultado, portanto, foi quantificado como uma relação h_2/h_1 igual à zero.

Estas observações são importantes pelo fato de não ser possível avaliar a capacidade passante do material em ensaios reológicos que utilizam sistemas planetários como o utilizado neste estudo. Assim, acaba-se por demonstrar que o material não é aplicável para teores muito altos. Resultado semelhante foi obtido no estudo de Dhonde, Mo e Hsu [24].

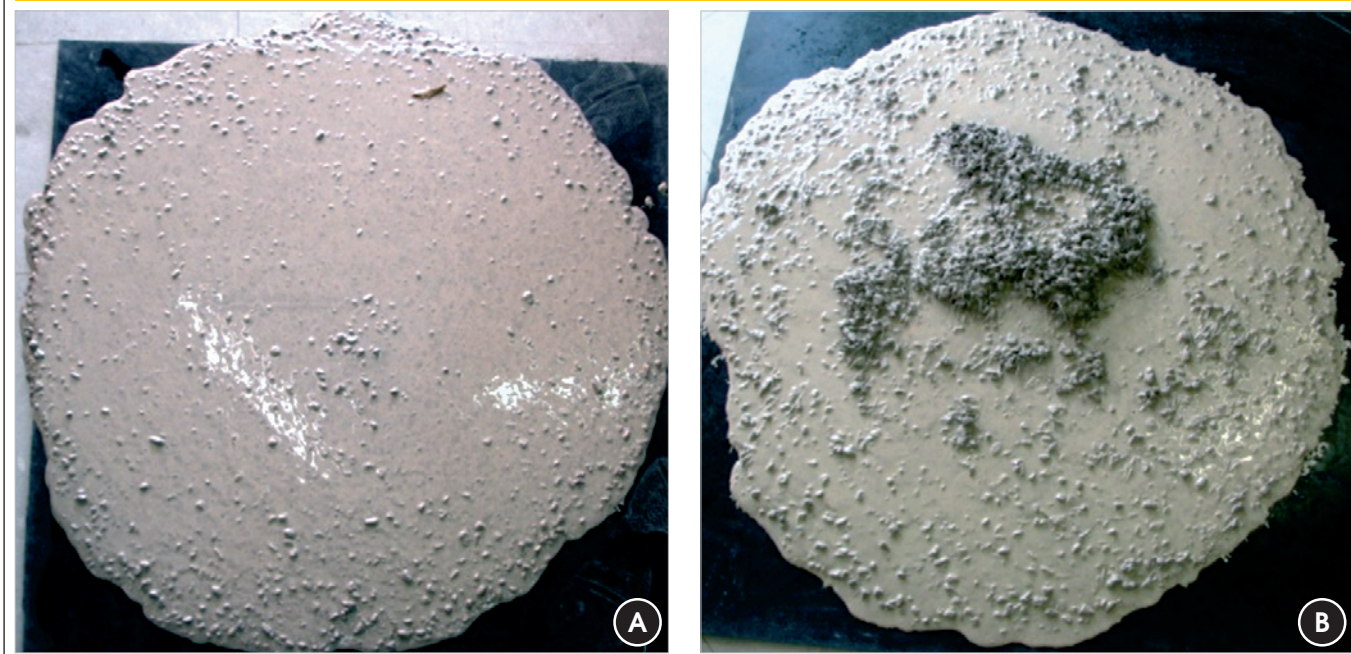
Todavia, foi mantida a configuração conforme indica a EFNARC [17], semelhante à dos concretos com menor teor de fibras, para critérios de comparação do método, mas cabe apontar a possibilidade de execução deste ensaio sem a utilização de barras, quando se busca avaliar a fibra como reforço único.

A partir dos ensaios de espalhamento, diferente do que fora observado nos resultados da caixa L, todos os concretos avaliados estariam dentro da faixa recomendada para autoadensáveis [17],

Figura 7 – Resultado após ensaio da Caixa L para os teores de fibras de 80 kg/m³ (a) e 120 kg/m³ (b)



Figura 8 – Espalhamento do concreto de referência (esq.) e do com fibras (120 kg/m³) (dir.)



se fosse levado em consideração somente o diâmetro de espalhamento. Os resultados convergem com o trabalho de Akcay e Tasdemir [23] no qual os diâmetros obtidos não apresentaram grandes variações, mesmo com grande quantidade de fibras.

No entanto, foi notável a segregação no concreto com maior teor de fibras, em comparação ao concreto de referência, conforme visto na Figura [8], com a ocorrência de aglomeração na porção central durante o espalhamento, devido ao travamento das fibras entre si, criando uma barreira para o escoamento dos agregados graúdos.

Com isso, foi observada considerável separação de fases e fluxo dos materiais mais finos (e parte dos mais grossos) para as bordas, similar ao que fora observado por Grünewald e Walraven [25]. Embora seja descrito em norma técnica, o critério para a definição da segregação durante o ensaio de espalhamento é muito subjetivo e depende do bom senso dos responsáveis durante a interpretação do resultado do ensaio, mesmo sendo um critério para a aceitação para o CAA. No caso dos concretos com 120 kg/m³ de fibra esse fenômeno foi muito nítido, mas nos demais casos essa observação não ficou muito evidente. Logo, devido às restrições normativas, tal concreto não deveria ser tratado na classe de autoadensável.

A partir destes resultados, é possível ilustrar as limitações no ensaio de espalhamento, pois o parâmetro de medida pode ser afetado por fatores como a aglomeração de fibras, fato que, embora possa ser visualizado, não é quantificado. Além disso, os valores medidos não foram influenciados significativamente pelo teor de fibra, mostrando que o ensaio é incapaz de avaliar o efeito da mesma na mobilidade do compósito. Dessa forma, apesar de poder avaliar o potencial risco de segregação do material, o que foi impossível para este ensaio de reometria, o ensaio de espalhamento passa a ter um caráter mais qualitativo que quantitativo para a avaliação do CRF.

Independente do teste que foi utilizado até aqui, os ensaios mono-ponto avaliam o concreto somente em uma única solicitação, na qual o material flui somente em função da ação da gravidade, reduzindo seus resultados a um número que deve estar dentro de uma faixa de valores. Esta forma de avaliação, embora muito utilizada para a qualificação dos concretos, não possibilita a análise de variações no comportamento sob condições distintas de cisalhamento.

Além disso, os resultados dos ensaios de espalhamento e caixa L podem ser influenciados por fatores como a velocidade de

Figura 9 – Perfis de cisalhamento dos concretos em função da velocidade de rotação

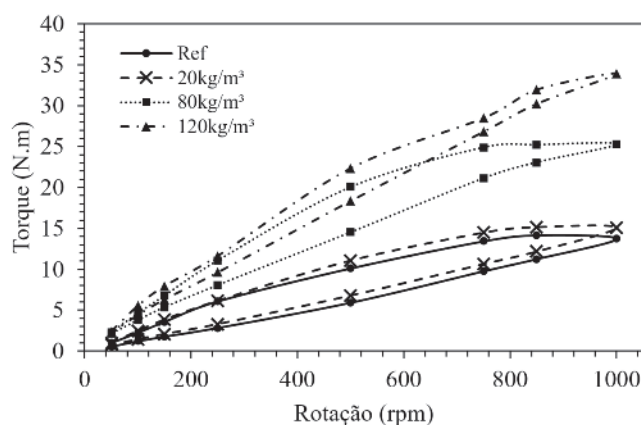
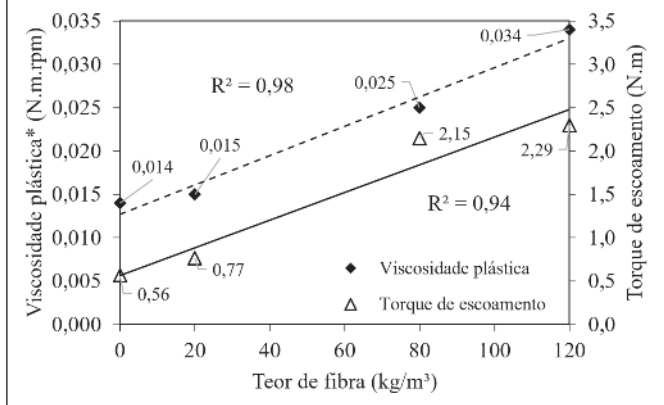


Figura 10 - Viscosidade plástica e torque de escoamento dos concretos em função do teor de fibras



execução [26]. Isto os torna extremamente dependentes da qualidade do técnico encarregado de sua execução, o que não acontece com o ensaio de reometria. Dessa forma, pode-se afirmar também que o desenvolvimento dos concretos através destes ensaios seja baseado no empirismo e na experiência dos profissionais que o utilizam.

4.2 Ensaio de reometria

No ensaio de reometria rotacional é possível a obtenção de resultados mais completos e não pontuais, como os apresentados até agora. Com a aplicação de distintas velocidades de rotação, há a resposta do material em diferentes solicitações, na forma de torque de cisalhamento, conforme ilustrado na Figura [9].

Todos os concretos apresentam comportamento reológico de materiais pseudoplásticos, e perfil de tixotropia positiva (área de histerese positiva).

A utilização de 20 kg/m³ de fibra não apresentou impacto significativo no perfil de cisalhamento, mas com teores maiores ou iguais a 80 kg/m³ a influência foi muito clara. O aumento no torque de cisalhamento foi proporcional ao aumento no teor de fibras, devido ao aumento na frequência de contato entre as partículas e alteração das linhas de fluxo.

Os resultados são apresentados na Figura [10] e apontam para uma tendência de crescimento da viscosidade plástica diretamente proporcional com o aumento do teor de fibra. É importante ressaltar que a viscosidade apresentada não está de acordo com o sistema internacional de medidas, por isso, é definida neste tipo de ensaio como uma relação entre o torque de cisalhamento e a rotação.

Kuder *et al.* [14] afirmam que, com pouca adição do reforço, prevalece o efeito de quebra estrutural do material sólido. A partir do momento em que se atinge um volume crítico de fibras, predomina-se o efeito de intertravamento mecânico. Essas informações podem servir para explicar o ocorrido durante o ensaio de espalhamento, onde houve aglomeração de fibras no interior da suspensão e espalhamento da fase mais fina para as bordas do concreto. No entanto, de acordo com as medidas deste ensaio, todos os concretos eram similares e estavam em conformidade com a referida norma técnica. Por isso, a associação de métodos e utilização de ensaios que permitem a obtenção de respostas mais completas são alternativas para o desenvolvimento mais coerente e correto das formulações dos concretos e previsão das propriedades no estado fresco. Isto fica especialmente claro neste experimento pelo fato do ensaio de reometria ter sido incapaz de indicar os riscos de problemas com a capacidade passante e possibilidade de ocorrência de segregação que os outros ensaios foram capazes de demonstrar. Assim, não houve nenhum sinal de segregação durante o ensaio do reômetro, tornando-o capaz de quantificar o efeito da adição das fibras em todos os teores utilizados. Isto mostra a eficiência do equipamento

Figura 11 - Correlação entre o torque de escoamento, obtido a partir de reometria rotacional, e o espalhamento e a habilidade passante

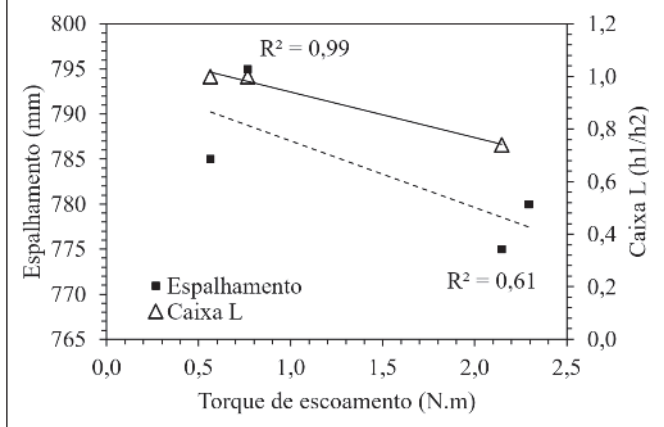
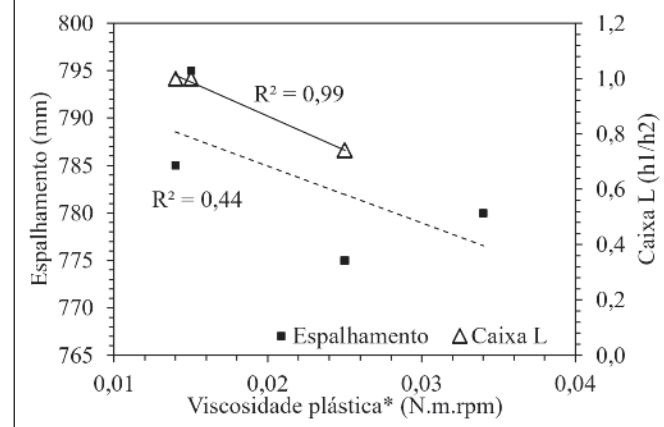


Figura 12 - Correlação entre a viscosidade plástica, obtida a partir de reometria rotacional, e o espalhamento e a habilidade passante



utilizado que garante a manutenção da homogeneidade do concreto reforçado com fibras durante todo o ensaio. Isto é especialmente eficaz quando se analisa as condições de mistura do material. Por outro lado, a capacidade passante ainda não é parametrizável diretamente por um ensaio de reometria.

4.3 Análise combinada dos diferentes resultados de ensaios

As informações obtidas pelos métodos de espalhamento e caixa L são muito limitadas e pontuais, avaliando apenas uma condição de cisalhamento aplicada. Por outro lado, os dados de reometria permitem observar claramente o perfil reológico, a alteração na viscosidade plástica e no torque de escoamento dos concretos em função do aumento da quantidade de fibras. Isso não significa que os ensaios pontuais não podem ser utilizados, somente que resultam em informações mais qualitativas e limitadas para os concretos com fibras avaliados. Dessa forma, o uso complementar das distintas metodologias pode conferir uma avaliação mais abrangente e eficaz do comportamento do material.

Na sequência são apresentadas as correlações entre os resultados obtidos nos ensaios monoponto e os resultados de reometria rotacional. Deve ser salientado que o resultado do ensaio da caixa L com o máximo teor de fibra foi retirado das análises conjuntas, visto que a configuração utilizada para o ensaio não foi adequada ao volume de fibras utilizado.

Na Figura [11] é ilustrada a correlação entre o torque de escoamento obtido a partir de reometria rotacional e o espalhamento e a habilidade de adensamento e na Figura [12] é ilustrada a correlação das mesmas variáveis com a viscosidade plástica.

O espalhamento apresentou coeficiente de correlação mais baixo quando avaliado em função dos parâmetros medidos por reometria rotacional, enquanto a caixa L apresentou R^2 mais significativo tanto com a viscosidade quanto com a tensão de escoamento dos concretos.

Conforme já estudado por Damineli *et al.* [7], a partir de análise do perfil reológico de concretos dosados em central através de reometria aplicada em campo, o espalhamento de concretos autoadensáveis tem boa correlação com a tensão de escoamento, porém baixa relação com a resistência do fluido ao fluxo.

No caso deste estudo, os resultados não convergiram com o obtido pelos autores, pois a presença das fibras atuou dificultando o fluxo livre, gerando barreiras para a movimentação conjunta dos materiais.

Isto se deve à configuração dos ensaios, pois o espalhamento avalia apenas o fluxo livre de concreto, enquanto o reômetro avalia o material em situação de confinamento, havendo interação com os bordos e com a hélice, aproximando-se mais das características apresentadas na caixa L.

Desta forma, pode se dizer que a perda da habilidade passante em função do aumento do teor de fibras, medida a partir do ensaio de caixa L, pode ser explicada tanto pelo aumento da tensão de escoamento quanto da viscosidade do concreto, mensuradas a partir do ensaio de reometria rotacional.

A reometria, por sua vez, mostrou-se mais sensível a variações na quantidade de fibras do concreto, detectando alterações inclusive na adição de 20 kg/m³ de fibra, além de não ter apresentado limitação para a quantidade de 120 kg/m³ de fibra. Pois, para o ensaio de caixa L, na forma como foi apresentado neste

estudo, há uma quantidade crítica de fibras a partir da qual há limitação em sua aplicação.

Parâmetros como torque de escoamento, área de histerese e viscosidade plástica somente puderam ser quantificados através da reometria, e foram válidos para todos os valores de fibras utilizados, mostrando que há boa aplicabilidade de ensaios reológicos para concretos autoadensáveis reforçados com fibras, no entanto, devido ao fato de o reômetro manter o concreto constantemente em movimento, não houve possibilidade de se avaliar o potencial de segregação do concreto.

5. Conclusões

O entendimento da influência da presença de fibras no concreto autoadensável é de grande importância para viabilizar o uso da tecnologia. Os ensaios monoponto comumente utilizados podem apresentar limitações e falta de relações com parâmetros físicos. A reometria rotacional aparece como recurso adicional para esta investigação, avaliando vários níveis de solicitação e oferecendo a possibilidade de relação com os ensaios monoponto para compreensão dos parâmetros reológicos predominantes nestes ensaios. O resultado do espalhamento apresentou pouca variação em função do teor de fibras e classificou todas as misturas como autoadensáveis segundo a norma utilizada. Por isso, não foi observada boa correlação nem com a tensão de escoamento, nem com a viscosidade. No entanto, a análise visual dos resultados permitiu observar a ocorrência de segregação em fluxo livre nos teores de 80 e 120 kg/m³, embora esta seja uma avaliação subjetiva.

O ensaio de caixa L, por outro lado, mostrou boa correlação com parâmetros reológicos e detectou perda na habilidade passante com o aumento de fibras, associada ao aumento na viscosidade plástica e na tensão de escoamento. Além disso, foi capaz de demonstrar claramente as dificuldades passantes do composto quando o teor de fibras era elevado, o que não é possível de avaliar com o ensaio de reometria. Isto demonstra claramente que a utilização conjunta dos ensaios pode proporcionar uma avaliação mais abrangente da aplicabilidade do material. Além disso, há também a possibilidade de realização do ensaio sem uso das barras quando não for prevista a necessidade de lançamento em estruturas com reforço híbrido.

O resultado obtido através da reometria possibilitou uma leitura mais abrangente das características do concreto, com variação de parâmetros básicos acordo com a quantidade de fibras e o torque utilizado. Isto permitiu a classificação do comportamento pseudoplástico e de tixotropia positiva, além da quantificação da alteração da viscosidade plástica e torque de escoamento de acordo com a quantidade de fibras. Por outro lado, não foi possível obter informações sobre segregação em fluxo livre e as limitações da capacidade passante do material quando maiores teores de fibras foram utilizados.

Sendo assim, pode se dizer que os ensaios monoponto, apesar de apresentarem limitações, são capazes de fornecer informações complementares que auxiliem no conhecimento de algumas propriedades do concreto utilizado, aprofundando a análise de aplicação do material. Por outro lado, por permitir melhor leitura dos parâmetros reológicos independentemente do teor de fibras utilizado, é possível afirmar que ensaios reológicos são aplicáveis e seus resultados são essenciais para a avaliação do concreto autoadensável reforçado com fibras de aço. Por isso, é muito

interessante a utilização conjunta destes ensaios de modo a se obter uma avaliação mais abrangente do material de modo a minimizar os riscos de insucesso na aplicação dos mesmos.

6. Agradecimentos

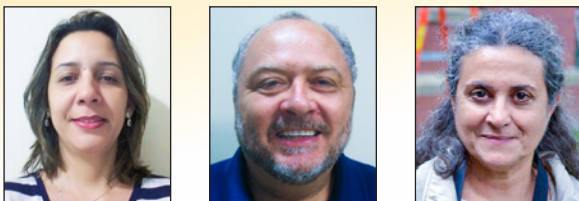
Os autores agradecem a CAPES e a FAPESP pelo apoio financeiro durante a execução do trabalho.

7. Referências

- [1] MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. *Concrete: Microstructure, properties and materials.*, New York, 2006, McGraw-Hill, 3 ed. 2006
- [2] AYDIN, A. C. Self compactability of high volume hybrid fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, v.21, n.6, 2007, p. 1149–1154.
- [3] GRÜNEWALD, S. Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete, 2004, 165p Tese (Doutorado) - Delft University of Technology, Netherlands.
- [4] EL-DIEB, A. S.; REDA TAHA, M. M. Flow characteristics and acceptance criteria of fiber-reinforced self-compacted concrete (FR-SCC). *Construction and Building Materials*, v.27, n.1, 2012, p. 585–596.
- [5] MARTINIE, L.; ROSSI, P.; ROUSSEL, N. Rheology of fiber reinforced cementitious materials: classification and prediction. *Cement and Concrete Research*, v.40, n.2, 2010, p. 226–234.
- [6] FIGUEIREDO, A. D; CECCATO, M. R. Workability Analysis of Steel Fiber Reinforced Concrete Using Slump and Ve-Be Test. *Materials Research*, p. 1, 2015.
- [7] DAMINELI, B. L. et al. Análise do perfil reológico de concretos dosados em central através de reometria aplicada em campo. IV Congreso Internacional de Tecnología Del Hormigon. Mar del Plata. IV Congreso Internacional de Tecnología Del Hormigon, 2010.
- [8] ROUSSEL, N. Correlation between Yield Stress and Slump: Comparison between Numerical Simulations and Concrete Rheometers Results. *Materials and Structures*, 2007, p. 501–509.
- [9] ABUKHASHABA, M. I.; MOSTAFA, M. A.; ADAM, I. A. Behavior of self-compacting fiber reinforced concrete containing cement kiln dust. *Alexandria Engineering Journal*, v.53, n.2, 2014, p. 341–354.
- [10] MADANDOUST, R.; RANJBAR, M. M.; YASIN MOUSAVI, S. An investigation on the fresh properties of self-compacted lightweight concrete containing expanded polystyrene. *Construction and Building Materials*, v.25, n.9, 2011, p. 3721–3731.
- [11] MEHDIPOUR, I. et al. Effect of workability characteristics on the hardened performance of FRSCCMs. *Construction and Building Materials*, v.40, 2013, p. 611–621.
- [12] NURUDDIN, M. F.; CHANG, K. Y.; MOHD AZMEE, N. Workability and compressive strength of ductile self-compacting concrete (DSCC) with various cement replacement materials. *Construction and Building Materials*, v.55, 2014, p. 153–157.
- [13] SAHMARAN, M.; YURTSEVEN, A.; OZGUR YAMAN, I. Workability of hybrid fiber reinforced self-compacting concrete. *Building and Environment*, v.40, n.12, 2005, p. 1672–1677.
- [14] KUDER, K. G. et al. Rheology of fiber-reinforced cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, v.37, n.2, 2007, p. 191–199.
- [15] FIGUEIREDO, A. D. Concreto com fibras. In: *Concreto: Ciência e tecnologia*. 2 ed. São Paulo, 2011, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), p. 1327–1365.
- [16] FERRARA, L.; PRISCO, M.; LAMPERTI, M. G. L. Identification of the stress-crack opening behavior of HPFRCC : the role of flow-induced fiber orientation. 2010.
- [17] EFNARC. The European Guidelines for Self-Compacting Concrete; specification, production and use. [s.l.: s.n.]. Available in: www.efnarc.org/pdf/SCCGuidelinesMay2005.pdf.
- [18] FIGUEIREDO, A. D. ; ESCARIZ, R. C. . Drainage concrete pipes with hybrid reinforcement. In: *Second RILEM International Conference on Strain Hardening Cementitious Composites*, 2011, Rio de Janeiro. *Strain Hardening Cementitious Composites (SHCC2-Rio)*. Babneux: RILEM Publications S.A.R.L., 2011. p. 391-398.
- [19] DE LA FUENTE, A. et al. Experiences in Barcelona with the use of fibres in segmental linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, v.27, n.1, 2012, p. 60–71.
- [20] MAKITA, T.; BRÜHWILER, E. Tensile fatigue behaviour of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete combined with steel rebars (R-UHPFRC). *International Journal of Fatigue*, v.59, 2014, p. 145–152.
- [21] MELO, K. A. Contribuição à dosagem de concreto auto-adensável com adição de filer calcário. 2005, 183p Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.
- [22] FARES, G. Effect of slump cone orientation on the slump flow time (T50) and stability of sustainable self-compacting concrete containing limestone filler. *Construction and Building Materials*, v.77, 2015, p. 145–153.
- [23] AKCAY, B.; TASDEMIR, M. A. Mechanical behaviour and fibre dispersion of hybrid steel fibre reinforced self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, v.28, n.1, 2012, p. 287–293.
- [24] DHONDE, H.; MO, Y.; HSU, T. Passing Ability Tester for Self-Consolidating Concrete. *Journal of ASTM International*, 2006, p. 100330.
- [25] GRÜNEWALD, S.; WALRAVEN, J. C. Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on the fresh properties of self-compacting concrete. *Cement and Concrete Research*, v.31, 2001, p. 1793–1798.
- [26] NGUYEN, T. L. H.; ROUSSEL, N.; COUSSOT, P. Correlation between L-box test and rheological parameters of a homogeneous yield stress fluid. *Cement and Concrete Research*, v.36, n.10, 2006, p. 1789–1796.

Sewage sludge ash (SSA) in high performance concrete: characterization and application

Cinza de lodo de esgoto (CLE) em concretos de alto desempenho: caracterização e aplicação



C. M. A. FONTES^a
cintiafontes@gmail.com

R. D. TOLEDO FILHO^b
toledo@coc.ufrj.br

M. C. BARBOSA^b
mclaudia@coc.ufrj.br

Abstract

Sewage sludge originated from the process of treatment of wastewater has become an environmental issue for three main reasons: contains pathogens, heavy metals and organic compounds that are harmful to the environmental and human health; high volumes are daily generated; and shortage of landfill sites for proper disposal. This research deals with the viability study of sewage sludge utilization, after calcination process, as mineral admixture in the production of concrete. High-performance concretes were produced with replacement content of 5% and 10% by weight of Portland cement with sewage sludge ash (SSA). The influence of this ash was analyzed through physical and mechanical tests. Analysis showed that the mixtures containing SSA have lower values of compressive strength than the reference. The results of absorptivity, porosity and accelerated penetration of chloride ions, presents that mixtures containing ash showed reductions compared to the reference. This indicates that SSA provided refinement of the pore structure, which was confirmed by mercury intrusion porosimetry test.

Keywords: sewage sludge ash, heavy metals, high-performance concrete, properties.

Resumo

O lodo de esgoto, proveniente do tratamento da fase líquida dos esgotos domésticos se tornou uma preocupação ambiental por três motivos principais: possui em sua composição patógenos, metais pesados e compostos orgânicos que são nocivos à saúde humana e ao meio ambiente; grandes volumes são gerados diariamente; e escassez de espaços para dispô-lo de forma adequada. A presente pesquisa tem por objetivo avaliar a possibilidade de aproveitamento deste resíduo, após processo de calcinação, como adição mineral na produção de concretos. Foram produzidos concretos de alto desempenho com teores de substituição de 5% e 10%, em massa, de cimento Portland por cinza de lodo de esgoto (CLE). Para avaliar a influência da cinza foram realizados ensaios físicos e mecânicos. Os resultados mostraram que as misturas contendo CLE apresentaram resistência à compressão inferior à referência. Em relação à absortividade, porosidade e penetração acelerada por íons cloreto, as misturas contendo cinza apresentaram reduções comparadas à referência, indicando que a CLE proporcionou refinamento da estrutura de poros comprovado pela porosimetria por intrusão de mercúrio.

Palavras-chave: cinza de lodo de esgoto, metais pesados, concreto de alto desempenho, propriedades.

^a Universidade Estadual de Feira de Santana, Departamento de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Feira de Santana, BA, Brasil;
^b Universidade Federal do Rio de Janeiro, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

1. Introduction

Sewage sludge is the solid part generated during the treatment of the liquid phase of domestic sewage. Given the large volumes produced in urban areas and the increase of restrictive laws imposed on its final disposal, the management of this by-product is of fundamental importance. In Brazil, an estimated annual output of between 150-220 tons of sludge [1], are most often simply disposed of in landfills or city "dumps", without any environmental control and usage perspective.

One possible use for this residue could be its application in agriculture, either as fertilizer or soil conditioner, because of its high organic matter content (> 50%) and phosphates and nitrogen in its composition [2]. However, the presence of pathogens, organic compounds and heavy metals is a limiting factor that contributes to adverse impacts on the environment (water, soil, flora and fauna) and thus restraining its use in crops of any kind.

Therefore, another technique is becoming more common, especially in industrialised countries with scarce land area: the incineration. Besides substantially reducing the sludge volume (about 85% of the original mass) and eliminating pathogens [3], its calorific value can be used to generate electrical or thermal energy during combustion, which is an interesting practice from the environmental point of view. Borges et al. [4] obtained a calorific value of 20MJ/kg for sewage sludge, which is in the same order of magnitude as the eucalyptus wood briquette (19,5MJ/kg) [5] and sugarcane bagasse (19MJ/kg), residues widely used in boilers as alternative sources of renewable energy.

However, this type of process generates ashes that, depending on the residue source, contain heavy metals and organic compounds in its composition, as in the case of calcined sewage sludge. An analysis performed on this type of sample detected the presence of Cr, Pb, Cu, Ni and Mn in its constitution and similarities in chemical composition, even for residues coming from different WWTP's [6, 7, 8 and 9].

Although considered a heterogeneous residue the ash presents high levels of silica and alumina, the main compounds related to reactivity of the material, which has contributed to its use as a mineral addition in the production of mortars and conventional concretes [3, 6, 10, 11, 12, 13 and 14]. Other studies have been carried out with this type of ash, and with that new materials have been produced and evaluated for their physical and mechanical behavior, including: lightweight and fine aggregates [15, 16, 17, 18, 19, 20], ceramics [21, 22 and 23] and concrete blocks [11].

Within this context, this paper aims at the utilization of the sewage sludge after the calcination process, as a partial replacement for Portland cement in concentrations of 5% and 10%, by weight, in the production of high performance concrete. The selection criteria for this type of matrix was based on the type of microstructure that this concrete has when compared to conventional resistance concrete. That is, given the fact that SSA contains heavy metals in its composition even after the burning process, a dense microstructure turns more difficult for those compounds to solubilize into the environment [8].

2. Materials

2.1 Portland Cement

The cement used in this study was the CP II F-32, as there is no

reactive mineral addition (pozzolans) in its composition, which may interfere with the SSA behavior. It has a density of 3.06 g / cm³ and a compressive strength of 38.0 MPa after 28 days.

2.2 Sewage Sludge Ash (SSA)

The sewage sludge used in this study was collected at "Alegria" wastewater treatment plant, located in the district of Caju, metropolitan area of Rio de Janeiro, where it was dehydrated by centrifugation, with the addition of polyelectrolytes.

Then, the material was physically characterized by the following aspects: moisture content NBR 6457 (ABNT, 1986), total solids and organic matter MF 436 (FEEMA, 1983), parameters required to evaluate the efficiency of burning of this material.

For burning temperature setting, the first criterion used was the high content of organic matter in the residue, which directly interferes in the cement hydration reactions and in the physical-mechanical behavior of the material. Based on the thermal analysis and thermogravimetry two burning temperatures 550°C and 650°C were defined [11]. Using the results of the analysis of possible gases emitted to the atmosphere during the sludge calcination process, performed by spectroscopy by fluorescence X-ray, it was found that for both temperatures SSA had the same chemical composition [3]. Based on the energy expenditure it was decided to burn sewage sludge at 550 °C, in a muffle furnace, with a heating rate of 10 °C/min and a residence time of 3 hours.

After the burning process, the SSA was milled using a porcelain rotational mill, with a capacity for 12 liters containing 6 liters of alumina grinding balls, and three liters of sample ash? per milling, for a period of 3 hours. This procedure was performed to meet the physical demands of NBR 12653 [24] for pozzolanic materials, which determines that the percentage retained in a 45µm sieve must be less than 34%.

In order to evaluate the reactivity of SSA, there were conducted chemical and mineralogical characterizations, and pozzolanic activity index (IAP), according to NBR 5752 (ABNT, 1992) [25].

The chemical analysis was performed by energy dispersive X-ray fluorescence spectroscopy, with a rhodium tube and Si (Li) detector, cooled with liquid nitrogen. The presence of heavy metals in the SSA was confirmed by X-ray fluorescence spectrometer, semi automatic model, with silver tube of 30mA and 40kW. These tests were conducted at the X-rays Laboratory of the National Center of Nuclear Energy (NCNE)/ Nuclear Energy Institute (NEI) of the UFRJ.

The mineralogy was obtained by X-ray diffraction, by the powder method, with copper K α radiation (30 kV / 40 mA). Refinement by Rietveld with K α radiation (40 kV / 35 mA) was used to obtain the amorphous content. Both tests were conducted in the Mineral Technology Center (MTC / UFRJ)

To evaluate the risk of the residue, an environmental analysis of the ash was conducted through tests of leaching NBR 10005 [26] and solubilization NBR 10006 [27]. Its classification was obtained according to NBR 10004 [28].

2.3 Fine and coarse aggregates

The fine and coarse aggregates were, respectively, river sand with 2.8mm of fineness modulus, specific weight of 2.64g/cm³ and water absorption of 1.23%, and granitic gravel with maximum

dimensions of 9.5 mm, specific weight of 2.69 g/cm³ and water absorption of 1.08%.

2.4 Chemical additive

To maintain the same slump for all mixtures (150 ± 10 mm) without changing the water/ binder ratio, a naphthalene sulfonated based superplasticizer (SP) chemical additive was used, with 42% of solids content.

3. Experimental program

The experimental program was developed in order to evaluate the influence of SSA on high performance concrete properties. Three mixtures were produced: reference (REF) aiming to reach a compressive strength of 60MPa at 28 days of age, SSA5% and SSA10%, with levels of 5% and 10% of SSA as partial replacement of Portland cement, respectively. Table 1 shows the traces and materials consumption per m³ of concrete.

The concrete was produced in an acclimatized room with a temperature of 21°C ± 2°C using a vertical axis planetary mixer, with effective capacity of 100 liters. The molding of the samples was performed in three layers, of which each was densified by a vibratory table with a rotation speed of 62Hz for 30 seconds. Subsequently, the samples were covered with a moistened fabric for a period of 24 hours, to prevent water loss from the mixture. After this period, they were demolded and kept in a humid chamber (RH = 100%), until the appropriate age for testing. For each mixture 33 cylindrical samples were molded.

The ash behavior was evaluated by the following tests: axial compressive strength at ages of 1, 3, 7, 28, 91, 180 and 365 days, tensile strength by diametrical compression, water absorption, capillary water absorption, accelerated penetration of chloride ions and mercury intrusion porosimetry test at the age of 28 days. As there was not enough ash for the physical testing and durability test at older ages, it was decided to realize further testing and evaluate its behavior at the age of 28 days only, when almost all the concrete hydration had already occurred, serving as reference to the researchers.

3.1 Methodology of the tests

The compressive strength test was performed in a testing machine with a total load capacity of 1000kN for the ages of 1, 3, 7, 28, 91, 180 and 365 days, using cylindrical specimens with 100 mm diameter and 200 mm height.

The longitudinal and transversal displacements were measured, respectively, by two electric transducers, diametrically opposed,

in the central part of the sample and by an electrical transducer, located in the transversal axis of the sample, with a displacement rate of 0.01 mm / min.

This data was collected at ages of 28 and 91 days and used to plot the stress x strain curve. At other ages only the load value was obtained using a speed of 0.1 mm/min. The compressive strength value for each mixture was the average of three samples per age, totaling 21 samples.

The modulus of elasticity was calculated using the secant modulus for a stress of 40% of the limit stress of the stress x strain curve [29] and Poisson's ratio from the ratio between the transverse and longitudinal deformations due to axial loading within the elastic limits. The tensile strength for diametrical compression (R_{td}) values was obtained after 28 days using discs with 100 mm diameter and 25 mm thickness, as method proposed for rocks [30]. The test was performed in a testing machine with a speed of 0.3 mm/min, being the R_{td} value for each mixture, the average of 10 discs. Discs were used in this test, because this methodology is used in the COPPE/UFRJ Structures Laboratory and presents the same behavior of the tensile test for diametrical compression. A total of 12 disks were cut from the central parts of three samples (4 discs per sample), of 100 mm diameter and 200 mm height. Two were separated for use in the mercury intrusion porosimetry test.

The test of absorption by immersion was performed according to NBR 9778 [31], using cylindrical samples with dimensions of 100 mm diameter by 200 mm height, with the aim of obtaining the water absorption parameters, void ratio and specific weight for all mixtures. The test of absorption by capillarity was based on NBR 9779 [32], using cylindrical samples with the following dimensions: 75 mm diameter by 150 mm height, in order to obtain the mass gain of water in function of time. In this test all samples were sealed with plastic wrap, leaving free only top and bottom, according to Hall [33], in order to ensure unidirectional flow and prevent moisture loss. The test was conducted for a period of 986 hours for all the mixtures and the absorptivity of the material was calculated based on capillary flow theory in unsaturated material, where Hall [33] found that the cumulative water gain varies in function of the square root of the time. This parameter was obtained in stage 1 and 2 according to Figure 1.

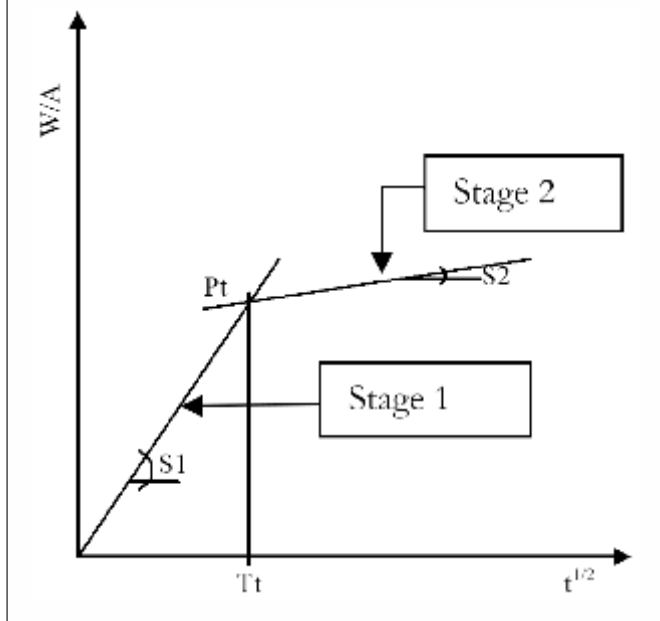
The results for water absorption by immersion and capillarity were performed at the age of 28 days and the results are the average of three samples per test and mixture.

The mercury intrusion porosimetry test was performed at the age of 28 days. This method was used to characterize the internal structure of the material over the distribution of pore size. For this 6 cubic samples of 1 cm³ were extracted for each mixture from the remaining two disks of R_{td}, as previously explained. The tests were performed on ABCP/SP, using an Autopore II 9215

Table 1 – Consumption of materials for 1 m³ of concrete

Mixtures	Trace in mass	Cement (kg)	SSA (kg)	Sand (kg)	Gravel (kg)	Water (kg)	SP* (kg)
REF	1:1,42:1,49:0,31	566,94	-	805,05	844,74	175,75	5,10
SSA5%	0,95:0,05:1,42:1,49:0,31	537,87	28,31	803,98	843,61	175,51	5,10
SSA10%	0,90:0,1:1,42:1,49:0,31	508,88	56,54	802,90	842,48	175,29	7,35

Figure 1 – Typical graph of apparent mass increase as a function of square root of time.
Source: (GONÇALVES, (34))



porosimeter, with contact angle between the solid and the mercury of 130°. The classification used in this study for the division of the pore system was according to Aligizaki [35].

The test of accelerated penetration of chloride ions is designed to measure the amount of electric current passing through a sample of 50 mm thickness and 100 mm in diameter when a potential difference of 60V is applied between the electrodes. The test procedure was performed at 28 days, according to ASTM C 1202 [36]. The results were the average of three samples per mixture.

As this is a high-performance concrete, it would have been desirable to conduct long-term tests to evaluate the physical properties and durability, as was done for the compressive strength property. However, this was not possible due to the low amount of SSA.

4. Results and discussions

4.1 Sewage sludge ash

4.1.1 Levels of humidity, total solids and organic matter of sewage sludge

The sewage sludge “in natura” presented results of 66.2% for moisture content, 37% for total solids and 54.7% for organic matter. These obtained parameters were important because they indicate the efficiency of burning of the material, that is, the content of fixed solids of approximately 17% compared to the initial mass of material remained after the calcination of the sludge. It was possible to optimize the process of sewage sludge burning [3].

4.1.2 Physico-chemical, mineralogical and environmental characterization of SSA

Figure 2 shows the granulometry of cement Portland and SSA used in this research. The results show the similarity between these two materials, differing only, in the lower 10% cumulative passing, in

which the cement presents smaller granulometry compared to the SSA. Even so, the SSA has 90% of its grain less than 45µm meeting the requirement of NBR 12653 [24] for pozzolanic materials. Its specific weight was 2.68 g / cm³.

With regards to the chemical characteristics, presented in Table 2, it is found that SSA has not met the requirements of NBR 12653 [24] for the SO₃ content, which was 6.38% (maximum of 4.0%) for alkalis* content, which was 2.42% (maximum of 1.5%). It is noteworthy, that the presence of these, above the required limit, will not be detrimental to the concrete due to the low cement replacement levels by mineral additives in this case (5% and 10%). Consequently, by not meeting the specifications of the standard for this item, the ash cannot be classified as pozzolanic material. However, the pozzolanic activity index of SSA was 91% higher than the required minimum of 75%, which indicates the possibility of the material’s reactivity .

Lima [6], using septic sludge ash found PAI values ranging between 61 and 66% for ash burned at 700, 800 and 900°C. Geyer [13] obtained values between 72 and 76% for ash burned at 800°C, but with different granulometries. It can be said, therefore, that the burning temperature and the ash granulometry are parameters that directly affect the reactivity of this material.

Another factor shown in Table 2 is the similarity between the compounds present in the SSA with ashes from other authors, but in different concentrations [6, 7, 8, 9]. This variation is directly associated with, among others, eating habits and the level of sanitation of the people portrayed in the origin of sewage and the type of treatment used [37, 38].

The presence of heavy metals such as chromium, copper, lead, nickel, barium, selenium and zinc in the ash composition of the present study and from other authors must also be highlighted. This is because even at reduced concentrations, these metals may solubilize into the environment, polluting it, being indicative of the need for safe disposal of the material, confirmed by environmental analysis, as SSA was classified as class II A residue - not inert.

In the mineralogical composition of SSA the presence of well - defined crystalline phases and a very heterogeneous composition was verified , matching the chemical analysis. The ratios were higher for the microcline (KAlSi₃O₈) and quartz (SiO₂), which have

Figure 2 – Granulometric curve of Portland Cement and SSA

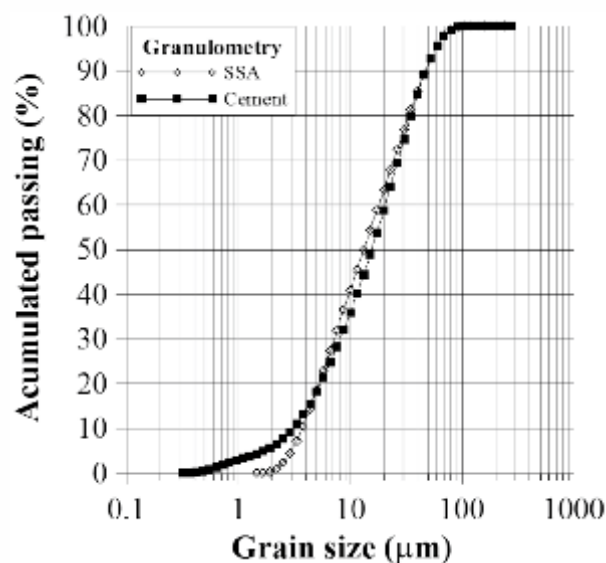


Table 2 - Chemical analyses of SSA

Ashes	Concentration (%)									
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	P ₂ O ₅	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	TiO ₂
CLE	39,02	19,09	12,48	10,12	1,89	4,94	6,38	1,76*	1,26*	-
(6)	33,15	25,44	5,11	5,44	3,78	4,20	6,19	0,71	-	1,14
(7)	34,2	12,6	4,7	20,6	1,9	14,8	2,8	1,7	1,0	0,9
(8)	50,6	12,8	1,93	7,21	1,48	1,67	2,38	1,70	0,32	-
(9)	17,27	9,64	8,52	30,24	3,22	14,25	8,95	1,28	0,94	0,92

Ashes	Concentration (%)									
	Cr ₂ O ₃	ZnO	PbO	CuO	SeO	BaO	NiO	ZrO ₂	SrO	MnO
CLE	0,21	0,45	0,07	0,02	0,06	1,46	0,20	-	-	0,09
(6)	0,03	0,35	0,01	0,09	-	-	0,01	0,03	0,01	0,04
(7)	0,26	0,71	0,07	0,25	-	0,14	0,06	-	0,06	0,06
(8)	0,564	2,62	0,18	1,09	-	-	0,72	-	-	0,44
(9)	0,17	0,32	0,04	0,18	-	0,14	0,03	-	0,25	0,07

* Alkali content calculated as alkaline equivalent (Na₂O + 0,658 K₂O)

in their composition the higher percentages of oxides present in the ashes, followed by anhydrite and talc, as counts per Ritivield [3]. The amorphous content present in the ash was 32%, confirming the possibility of reactivity of this material.

4.2 Reference concretes and with SSA

Figure 3 shows the relative compressive strength charts in function of time.

The results show that at the age of 7 days, the degree of hydration of the mixture SSA10% was lower than the REF and SSA5%. However, in more advanced ages this difference had been overcome, increasing additions of 4% and 2% with respect to the REF and SSA5%. For the mixture of 5% SSA, the degree of hydration was very close to that of the reference mixture for all ages. It can be assumed therefore, that substitution of Portland cement by 5% and 10% of SSA did not interfere with cement hydration reactions compared to the reference, since the values obtained for the three mixtures were very close.

In relation to the development of resistance to compression in time, shown in Table 3, it can be said that for 5% ash content, results

were below the reference at ages of 1, 28, 91 and 365 days, varying between 4% and 7%. For the SSA10% mixture these reductions were more significant for all ages, with percentages ranging from 10% to the age of 365 days and 33% for 1 day.

It is known that the compressive strength reduction behavior, according to the porous structure of the material, is directly associated with pores larger than 0.05 μm . From the results of the mercury intrusion porosimetry test (Table 4), it appears that mixtures containing ash, presented an increase in the volume of mercury from large capillaries ($0.05 < \phi < 10 \mu\text{m}$) as the ash content increase, demonstrating the presence of a larger amount of pores greater than 0,05 μm compared to REF.

This same behavior was found by Tay et al. [12] Tay [22], Tay [23] in concretes containing SSA and by Cyr et al. [7] in mortars. That is, as the ash content in the mixture increased the compressive strength reduced in relation to the reference.

Figure 4 shows the tension x deformation diagram. The elasticity modulus values obtained for mixtures with 5% and 10% SSA were very close to that of the reference mixture at both ages, as can be seen in Table 5. The small decrease observed for mixtures containing ash at 91 days, with the exception of SSA5% mixture, may be

Figure 3 - Compressive strength at 1, 3, 7 and 28 days (a) and at 1, 3, 7, 28, 91 and 365 days (b)

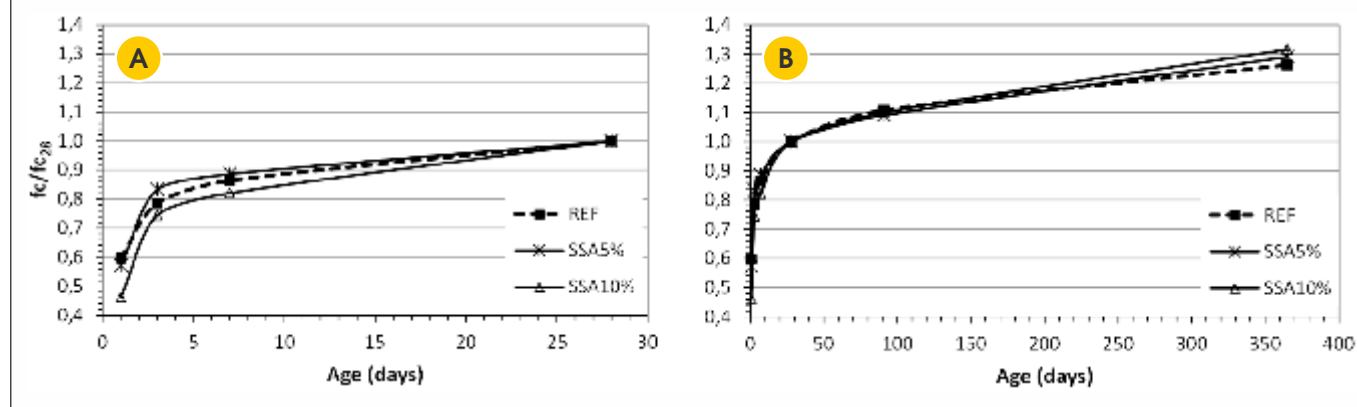


Table 3 – Compressive resistance (MPa) for REF, SSA5% and SSA10% mixture

Mixtures	f _c (MPa) – C.V. (%)					
	1 day	3 days	7 days	28 days	91 days	365 days
REF	35,5 – 0,72	46,7 – 1,98	51,4 – 3,95	59,5 – 3,62	65,9 – 0,85	75,1 – 2,99
SSA5%	33,1 – 2,45	48,3 – 1,00	51,4 – 3,33	58,0 – 2,28	63,2 – 0,77	74,8 – 2,32
SSA10%	23,7 – 1,52	38,2 – 0,59	42,1 – 0,48	51,3 – 3,54	56,4 – 2,97	67,5 – 3,19

Table 4 – Pore size distribution of REF, SSA5% and SSA10% mixture

Mixtures	Volume of mercury (%)			
	Small capillaries (0,0025 < φ < 0,01 μm)	Medium capillaries (0,01 < φ < 0,05 μm)	Large capillaries (0,05 < φ < 10 μm)	> 10,0 μm
REF	9,83	63,48	21,91	4,78
SSA5%	19,47	48,23	28,10	4,20
SSA10%	16,40	48,99	30,56	4,04

* Proposed classification by MINDESS et al. (2002) apud ALIGIZAKI (35)

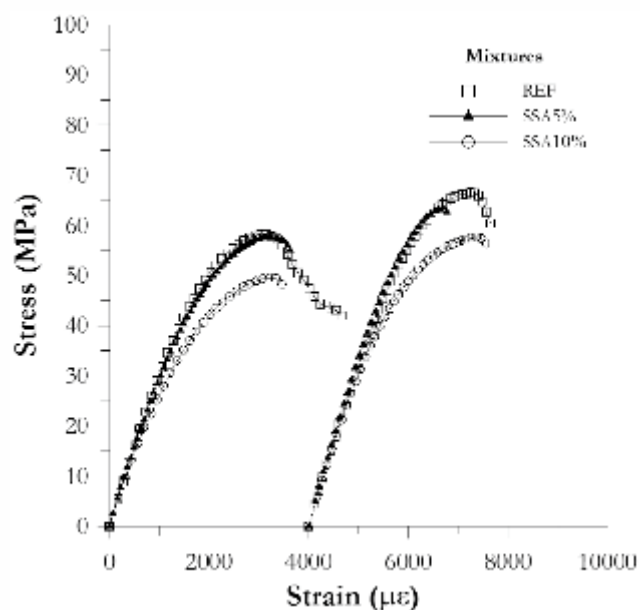
associated with increased volume of large capillaries contained in these samples. The presence of a greater amount contributes as propagator of cracks, influencing the material behavior in the elastic linear phase and a decrease of this parameter. With respect to the Poisson's ratio and tensile strength by diametrical compression of mixtures containing ash, it can be assumed that the presence of SSA practically has no influence on these properties.

For the physical properties, shown in Table 6, there is a proximity of the water absorption results due to the variation coefficient obtained. However, the voids index and absorptivity (stage 1) to the mixtures containing SSA were lower than the reference. This fact shows that the ash presence interfered with the interconnectivity between the pores, which difficults the water percolation, because as the SSA level in the concrete increased, there was a reduction in the values for these properties in relation to the reference. That is, there has been a change in the pore structure of the material, as shown by mercury intrusion porosimetry test (Table 4).

The results show a decrease in pore volume between 0.01 and 0.05 mm (capillary medium) and a consequent increase in small capillaries (0.0025 < φ < 0.01 mm), responsible for the refinement of the microstructure of these concretes, a factor that directly interfered in pore interconnectivity.

This characteristic was also reflected in the durability. The REF and SSA5% mixtures, according to the classification given by ASTM C 1202 [35], were considered low ??penetration of chloride ions and the SSA10% mixture as very low penetration to chloride ions (Figure 5). This demonstrates that the presence of SSA in concrete provided a reduction of electric charge of respectively 30% and 46% for concentrations of 5% and 10% compared to the reference mixture.

Figure 4 – Stress x Strain curve, at 28 and 91 days



5. Conclusions

From the results obtained, it can be said that SSA has influenced more significantly the physical properties and durability when compared to mechanical properties. That is, its presence has changed the microstructure of pores of the concrete containing this residue and thus reducing its connectivity.

Regarding the content, mixtures with 5% ash cement replacement showed a better behavior.

With regard to compressive strength, the mixtures SSA5%, at ages

Table 5 – Elasticity modulus (E), Poisson's index (ν) and Tensile strength by diametrical compression (Rtcd) of REF, SSA5% and SSA10% mixture

Mixtures	E (GPa) – C.V. (%)		ν (MPa) – C.V. (%)	Rtcd (MPa) – C.V. (%)
	28 days	91 days		
REF	31,5 – 1,87	32,6 – 1,92	0,20 – 7,42	4,8 – 11,53
SSA5%	30,5 – 1,98	33,8 – 1,50	0,18 – 1,79	4,7 – 13,64
SSA10%	28,1 – 2,79	31,8 – 2,70	0,20 – 5,18	4,7 – 12,35

Table 6 – Physical properties of REF, SSA5% and SSA10%

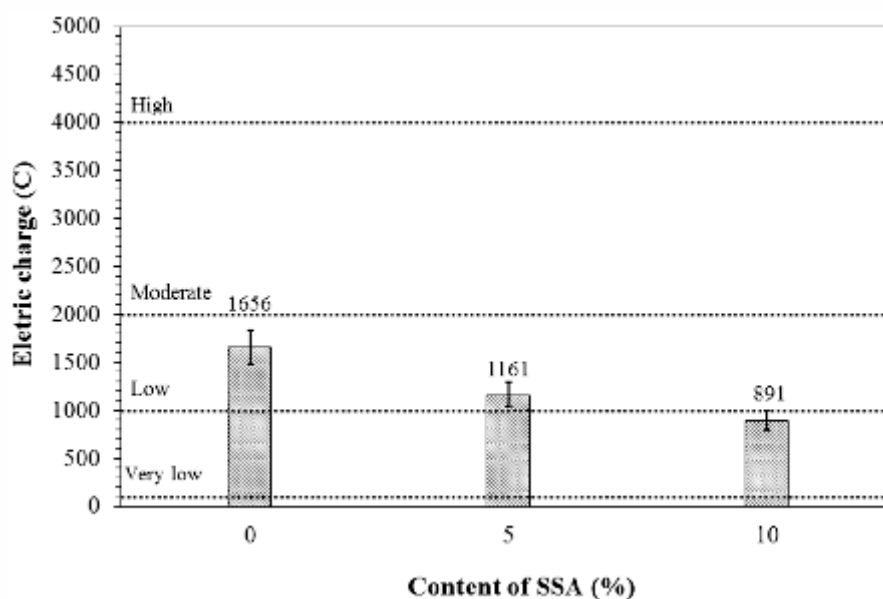
Mixtures	Immersion water absorption (%) – C.V. (%)	Voids index (%) – C.V. (%)	Specific weight (g/cm^3) – C.V. (%)	Absorptivity ($\text{g}/\text{cm}^2 \cdot \text{t}^{1/2}$)	
				Stage 1	Stage 2
REF	1,61 – 3,70	3,80 – 3,55	2,36 – 0,19	0,0332	0,0096
SSA5%	1,54 – 3,88	3,64 – 3,77	2,35 – 0,18	0,0217	0,0089
SSA10%	1,54 – 9,49	3,61 – 9,15	2,34 – 0,40	0,0256	0,0100

of 1, 28, 91 and 365 days and SSA10% (all ages) showed lower results than those of the reference, and this was attributed to the increase in pore volume between $0.05 < \phi < 10 \mu\text{m}$. This behavior shows that the ash served as a thinner and not as a binder. The physical effect was more significant than the chemical effect, as there was no improvements in this parameter. The same is true for the elasticity modulus properties, tensile strength by diametrical

compression and Poisson's ratio, that is, there was no influence of ash, and the results are near to those of the reference.

The absorption of water by immersion, void ratio and absorptivity of mixtures containing ash were lower than those of the reference. This behavior can be explained by the refinement of the pore structure of the concrete containing SSA, according to the mercury intrusion porosimetry test.

Figure 5 – Results of accelerated penetration of chloride ions to the REF, SSA5% and SSA10% mixture



The electric charge of mixtures with 5% and 10% of SSA were lower than the reference, these being classified as low and very low to the penetration of chloride ions, respectively.

Therefore, it can be said that the presence of ash provided a refinement in the pore structure of the concrete, hindering the percolation of aggressive external agents. This fact contributes to the improvement of durability properties and consequent increases the lifespan of this material.

6. Acknowledgements

The authors acknowledge the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) by the first author Doctoral scholarship.

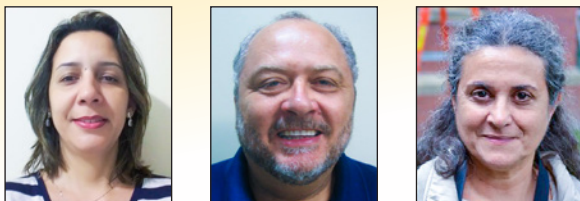
7. References

- [1] PEDROZA et al. Produção e tratamento do lodo de esgoto – Uma revisão. *Revista Liberato. Novo Hamburgo*. v.2, n.5, 2010; p.147-157.
- [2] SAITO, M. L. O uso do lodo de esgoto na agricultura: precauções com os contaminantes orgânicos. *Embrapa – Meio Ambiente. Jaguariúna*. 2007; 30p.
- [3] FONTES, C. M. A. Potencialidades da cinza de lodo de estações de tratamento de esgotos como material suplementar para a produção de concretos com cimento Portland. *Dissertação (Mestrado). Programa de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro*. Rio de Janeiro, 2003; 143 p.
- [4] BORGES, F., SELLIN, N., MEDEIROS, S. H. W. Caracterização e avaliação de lodos de efluentes sanitário e Industrial como biomassa na geração de energia. *Ciência & Engenharia*. v. 17. 2008; p. 27-32.
- [5] GONÇALVES, J. E., SARTORI, M. M. P., LEÃO, A. L. Energia de briquetes produzidos com rejeitos de resíduos sólidos urbanos e madeira de *Eucalyptus grandis*. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*. v. 13. n. 5. 2009; p.657-661.
- [6] LIMA, J.F. Avaliação da incorporação de cinzas de lodo de esgotos como adição mineral em concretos de cimento Portland. *Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Norte*. Natal. 2013; 96p.
- [7] Cyr, M., Coutand, M., Clastres, P. Technological and environmental behavior of sewage sludge ash (SSA) in cement-based materials. *Cement and Concrete Research*. v. 37, 2007; p.1278-1289.
- [8] PAN, S.C., TSENG, D.H., LEE, C., , "Influence of the fineness of sewage sludge ash on the mortar properties", *Cement and Concrete Research*, v. 33, n. 11 (Nov), pp. 1749-1754, 2003.
- [9] Baeza-Brotons, F. et al. Portland cement systems with addition of sewage sludge ash. Application in concretes for the manufacture of blocks. *Journal of Cleaner Production*. v. 82. pp. 112-124. 2014
- [10] CYR, M., IDIR, R., ESCADEILLAS, G. Use of metakaolin to stabilize sewage sludge ash and municipal solid waste incineration fly ash in cement-based materials. *Journal of Hazardous Materials*. v.243. 2012; 193-203p.
- [11] FONTES, C. M. A. Utilização das Cinzas de Lodo de Esgoto e de Resíduo Sólido Urbano em Concretos de Alto Desempenho. *Tese (Doutorado). Programa de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro*. Rio de Janeiro. 2008; 273p.
- [12] TAY, J. H., SHOW, K. Y., HONG, S. Y. Potential Reuse of Wastewater Sludge for Innovative Applications in Construction Industry. *Bulletin of the College of Engineering. N.T.U.* n. 86. 2002; p.103-112.
- [13] GEYER, A. L. B. Contribuição ao estudo da disposição final e aproveitamento da cinza de lodo de estações de tratamento de esgotos sanitários como adição ao concreto. *Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul*. Porto Alegre. 2001; 238p
- [14] AL SAYED, M. H., MADANY, I. M., BUALI, A. R. M., Use of Sewage Sludge Ash in Asphaltic Paving Mixes in Hot Regions. *Construction and Building Materials*. v. 9. n.1. 1994; p. 19-23.
- [15] XU, G., LIU, M., LI, G. Stabilization of heavy metals in lightweight aggregate made from sewage sludge ash. *Journal of Hazardous Materials*. v.260. 2013; p.74-81.
- [16] BAEZA-BROTONS, F., GARCÉS, P., PAYÁ, J., SAVAL, J. M. Portland cement systems with addition of sewage sludge ash. Application in concretes for the manufacture of blocks. v.82. 2014; p.112-124.
- [17] CHEESEMAN, C. R., VIRDI, G. S. Properties and microstructure of lightweight aggregate produced from sintered sewage sludge ash. *Resources, Conservation and Recycling*. v. 45. 2005; p. 18-30.
- [18] RÉMOND, S., PIMIENTA, P., BENTZ, D. P. Effects of the incorporation of Municipal solid waste incineration fly ash in cement pastes and mortars I. Experimental study. *Cement and Concrete Research*. v. 32. 2002; p. 303-311.
- [19] MORALES, G., AGOPYAN, V. Caracterização do agregado leve obtido a partir do lodo de esgoto da cidade de Londrina. *Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. BT/PCC/64*. 1992; p. 1-20.
- [20] BROSCHE, C.D. Fabricação de agregado leve a partir do lodo de esgoto. *In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária*. Rio de Janeiro. 1975; p. 103-107.
- [21] CHEN, L., LIN, D. F. Applications of sewage sludge ash and nano-SiO₂ to manufacture tile as construction material. *Construction and Building Materials*. v.23. 2009; p.3312-3320.
- [22] TAY, J. H. Sludge Ash as Filler for Portland Cement Concrete. *Journal of Environmental Engineering*. v. 113. n. 2. 1987; p.345-351.
- [23] TAY, J.H. Potential Use of Sludge Ash as Construction Material. *Elsevier Science Publishers B.V.* v. 13. 1986; p. 53-58.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Materiais pozolânicos – Especificações. NBR 12653, Rio de Janeiro, 1992.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Materiais pozolânicos – Determinação de atividade pozolânica com cimento Portland - Índice de atividade pozolânica com cimento. NBR 5752. Rio de Janeiro, 1992.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Lixiviação de Resíduos – Procedimento. NBR 10005, Rio de Janeiro, 2004.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solubilização de Resíduos – Procedimento. NBR 10006, Rio de Janeiro, 2004.

- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Resíduos Sólidos – Classificação. NBR 10004, Rio de Janeiro, 2004.
- [29] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Test for static modulus of elasticity and poisson's ratio of concrete in compression. ASTM C 469, U.S.A., 1994.
- [30] INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (IESA). Suggested methods for determining tensile strength of rock materials. v.3, 1977.
- [31] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa e concreto endurecido – Determinação da absorção de água por imersão – Índice de vazios e massa específica. NBR 9778, Rio de Janeiro, 2005.
- [32] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa e concreto endurecido – Determinação da absorção de água por capilaridade. NBR 9779, Rio de Janeiro, 1995.
- [33] HALL, C. Water absorption of mortars and concretes: a review. Magazine of concrete in Research, v.41, n. 147, 1989; p. 51-61.
- [34] GONÇALVES, J.P. Argila calcinada como substitutivo parcial do cimento Portland: uma alternativa sustentável para indústria do concreto. Exame de Qualificação, (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ. Brasil. 2003.
- [35] ALIGIZAKI, K. K., Pore structure of cement-based materials: testing, interpretation and requirements. Series Modern concrete technology, v. 12, New York. Ed. British Library. 2006.
- [36] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS., Electrical Indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration. ASTM C 1202, U.S.A., 1997.
- [37] SILVEIRA, M. L. A., ALLEONI, L. R. F., GUILHERME, L. R. G. Biosolids and heavy metals in soils. Scientia Agrícola. v. 60, n. 4, 2003; p. 793-806.
- [38] MERLINO, L. C. S. Bário, cádmio, cobre e chumbo em plantas de milho e em latossolo que recebeu lodo de esgoto por onze anos. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Ciências Agrárias e Veterinárias. Universidade Estadual Paulista. Jaboticabal. 2010; 92p.

Sewage sludge ash (SSA) in high performance concrete: characterization and application

Cinza de lodo de esgoto (CLE) em concretos de alto desempenho: caracterização e aplicação



C. M. A. FONTES^a
cintiafontes@gmail.com

R. D. TOLEDO FILHO^b
toledo@coc.ufrj.br

M. C. BARBOSA^b
mclaudia@coc.ufrj.br

Abstract

Sewage sludge originated from the process of treatment of wastewater has become an environmental issue for three main reasons: contains pathogens, heavy metals and organic compounds that are harmful to the environmental and human health; high volumes are daily generated; and shortage of landfill sites for proper disposal. This research deals with the viability study of sewage sludge utilization, after calcination process, as mineral admixture in the production of concrete. High-performance concretes were produced with replacement content of 5% and 10% by weight of Portland cement with sewage sludge ash (SSA). The influence of this ash was analyzed through physical and mechanical tests. Analysis showed that the mixtures containing SSA have lower values of compressive strength than the reference. The results of absorptivity, porosity and accelerated penetration of chloride ions, presents that mixtures containing ash showed reductions compared to the reference. This indicates that SSA provided refinement of the pore structure, which was confirmed by mercury intrusion porosimetry test.

Keywords: sewage sludge ash, heavy metals, high-performance concrete, properties.

Resumo

O lodo de esgoto, proveniente do tratamento da fase líquida dos esgotos domésticos se tornou uma preocupação ambiental por três motivos principais: possui em sua composição patógenos, metais pesados e compostos orgânicos que são nocivos à saúde humana e ao meio ambiente; grandes volumes são gerados diariamente; e escassez de espaços para dispô-lo de forma adequada. A presente pesquisa tem por objetivo avaliar a possibilidade de aproveitamento deste resíduo, após processo de calcinação, como adição mineral na produção de concretos. Foram produzidos concretos de alto desempenho com teores de substituição de 5% e 10%, em massa, de cimento Portland por cinza de lodo de esgoto (CLE). Para avaliar a influência da cinza foram realizados ensaios físicos e mecânicos. Os resultados mostraram que as misturas contendo CLE apresentaram resistência à compressão inferior à referência. Em relação à absortividade, porosidade e penetração acelerada por íons cloreto, as misturas contendo cinza apresentaram reduções comparadas à referência, indicando que a CLE proporcionou refinamento da estrutura de poros comprovado pela porosimetria por intrusão de mercúrio.

Palavras-chave: cinza de lodo de esgoto, metais pesados, concreto de alto desempenho, propriedades.

^a Universidade Estadual de Feira de Santana, Departamento de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Feira de Santana, BA, Brasil;
^b Universidade Federal do Rio de Janeiro, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

1. Introdução

O lodo de esgoto é um resíduo sólido gerado durante o tratamento da fase líquida dos esgotos domésticos. Sua gestão assume importância fundamental, tendo em vista os enormes volumes produzidos nos grandes centros urbanos e as legislações crescentemente restritivas imposta à sua disposição final. No Brasil, foi estimada uma produção anual entre 150 a 220 mil toneladas de lodo [1] que, na maioria das vezes, são simplesmente dispostos nos aterros ou "lixões" da cidade, sem nenhum controle ambiental e perspectiva de aproveitamento.

Uma das possíveis práticas para uso deste resíduo seria a sua aplicação na agricultura, seja como fertilizante ou condicionante do solo, por causa dos elevados teores de matéria orgânica (> 50%), fosfatos e nitrogênio em sua composição [2]. Entretanto, como fator limitante, tem-se a presença de patógenos, compostos orgânicos e metais pesados que contribuem para impactos adversos ao meio ambiente (água, solo, flora e fauna) impedindo o seu uso em qualquer tipo de cultura.

Diante disso outra técnica vem se tornando crescente, principalmente nos países desenvolvidos e com baixa extensão territorial, a da incineração. Isto porque além de reduzir substancialmente o volume de lodo (cerca de 85% da massa inicial) e eliminar os patógenos[3], o seu poder calorífico pode vir a gerar energia elétrica ou térmica durante sua combustão, tornando-se uma prática interessante do ponto de vista ambiental. Borges et al. [4] obtiveram valor de poder calorífico para o lodo de esgoto de 20MJ/kg, que é de mesma ordem de grandeza que o briquete de madeira de eucalipto (19,5MJ/kg) [5] e bagaço da cana de açúcar (19MJ/kg), resíduos atualmente muito utilizados em caldeiras como fonte alternativa de energia renovável.

Porém, neste tipo de processo são geradas cinzas que a depender da origem do resíduo, permanecem com metais pesados e compostos orgânicos em sua composição, sendo este o caso do lodo de esgoto calcinado. Análises realizadas neste tipo de amostra detectaram a presença de Cr, Pb, Cu, Ni e Mn em sua constituição, além da similaridade na composição química, mesmo sendo resíduos oriundos de ETE's distintas [6, 7, 8 e 9].

Mesmo sendo um resíduo heterogêneo, apresenta maiores teores para a sílica e alumina, principais compostos relacionados à reatividade do material, que contribuiu para o seu uso como adição mineral, na produção de argamassas e concretos convencionais [3, 6, 10, 11, 12, 13 e 14]. Em paralelo, outras pesquisas vêm sendo realizadas com este tipo de cinza e com isso novos materiais vêm sendo produzidos e avaliados em relação ao seu comportamento físico e mecânico, dentre eles: agregados leves e miúdos [15, 16, 17, 18, 19, 20], produtos cerâmicos [21, 22 e 23] e blocos de concreto [11].

Dentro desse contexto, o presente trabalho tem por objetivo aproveitar o lodo de esgoto, após processo de calcinação, como substituto parcial ao cimento Portland, nos teores de 5% e 10%, em massa, na produção de concretos de alto desempenho. O critério de escolha para este tipo de matriz foi baseado no tipo de microestrutura que este concreto possui quando comparado ao concreto de resistência convencional. Ou seja, como a CLE possui, mesmo após processo de queima, metais pesados em sua composição, uma microestrutura mais densa dificulta a solubilização destes para o meio ambiente [8].

2. Materiais

2.1 Cimento Portland

O cimento utilizado na presente pesquisa foi o CP II F-32, por não possuir em sua composição adição mineral reativa (pozolana), que pode interferir no comportamento da CLE. Sua massa específica foi de 3,06 g/cm³ e resistência à compressão, aos 28 dias, de 38,0 MPa.

2.2 Cinza de lodo de esgoto (CLE)

O lodo de esgoto utilizado na presente pesquisa foi coletado na Estação de Tratamento de Esgotos Alegria (E.T.E.), situada no bairro do Caju, Região Metropolitana do Rio de Janeiro, onde o mesmo foi desidratado por centrifugação, com a adição de polieletrólitos.

Em seguida, o mesmo foi caracterizado fisicamente em relação aos teores de umidade NBR 6457 (ABNT, 1986), sólidos totais e matéria orgânica MF 436 (FEEMA, 1983), parâmetros necessários para avaliar a eficiência de queima deste material.

Para a definição da temperatura de queima, o primeiro critério escolhido foi o elevado teor de matéria orgânica presente no resíduo, que interfere diretamente nas reações de hidratação do cimento e no comportamento físico-mecânico do material. Com base nas análises térmica e termogravimétrica foram definidas duas temperaturas de queima, 550°C e 650°C [11]. Utilizando os resultados da análise dos possíveis gases a serem emitidos para a atmosfera durante o processo de calcinação do lodo, realizada por meio da espectroscopia por fluorescência de raios-X verificou-se que para as duas temperaturas a CLE apresentou a mesma composição química [3]. Baseado no gasto energético optou-se por queimar o lodo de esgoto a 550°C, em forno mufla, com taxa de aquecimento de 10°C/min e tempo de residência de 3 horas.

Após a etapa de queima, a CLE foi moída utilizando moinho rotativo de porcelana, com capacidade para 12 litros, contendo 6 litros de corpos moedores de alumina e três litros de amostra por moagem, por um período de 3 horas. Este procedimento foi realizado visando atender a exigência física da NBR 12653 [24] para materiais pozolânicos, que trata do percentual retido na peneira 45µm que deve ser inferior a 34%.

Para avaliar a reatividade da CLE foram realizadas caracterizações químicas e mineralógicas e índice de atividade pozolânica (IAP), conforme NBR 5752 (ABNT, 1992) [25].

A análise química foi obtida por meio da espectroscopia por fluorescência de energia dispersiva de raios-X, com tubo de ródio e detector de Si (Li), resfriado com nitrogênio líquido. A presença dos metais pesados na CLE foi confirmada com espectrômetro por fluorescência de raios-X, modelo semiautomático, com tubo de prata de 30mA e 40kW. Estes ensaios foram realizados no Laboratório de raios-X do Centro Nacional de Energia Nuclear (CNEN)/ Instituto de Energia Nuclear (IEN) da UFRJ.

A mineralogia foi obtida por difração de raios-X, pelo método do pó, com radiação de cobre K α (30 kV/40 mA). Para o teor de amorfo foi utilizado refinamento por Ritivield com radiação de Co K α (40 kV/35 mA). Ambos ensaios foram realizados no Centro de Tecnologia Mineral (CETEM/UFRJ)

Para avaliar a periculosidade do resíduo foi feita uma análise ambiental da cinza através dos ensaios de lixiviação NBR 10005 [26]

e solubilização NBR 10006 [27]. Sua classificação foi obtida de acordo com a NBR 10004 [28].

2.3 Agregados miúdo e graúdo

Os agregados miúdo e graúdo foram areia de rio, com módulo de finura de 2,8 mm, massa específica de 2,64 g/cm³ e absorção de água de 1,23% e brita granítica com dimensão máxima característica de 9,5 mm, massa específica de 2,69 g/cm³ e absorção de água de 1,08%, respectivamente.

2.4 Aditivo químico

Para manter o mesmo abatimento para todas as misturas (150 ± 10 mm), sem alterar o fator água/aglomerante, foi utilizado aditivo químico superplastificante (SP) à base de naftaleno sulfonado, com teor de sólidos de 42%.

3. Programa experimental

O programa experimental foi desenvolvido com o objetivo de avaliar a influência da CLE nas propriedades de concretos de alto desempenho. Foram produzidas três misturas, referência (REF) visando alcançar uma resistência à compressão de 60MPa, aos 28 dias de idade, CLE5% e CLE10%, com teores de 5% e 10% de CLE em substituição parcial ao cimento Portland, respectivamente. Na Tabela 1 estão apresentados os traços e os consumos de materiais por m³ de concreto.

Os concretos foram produzidos em sala climatizada com temperatura de 21°C ± 2°C, utilizando misturador planetário de eixo vertical, com capacidade útil de 100 litros. A moldagem dos corpos de prova foi realizada em três camadas, sendo cada camada adensada em mesa vibratória com velocidade de rotação de 62Hz, por 30 segundos. Posteriormente, os mesmos foram cobertos com mantas umedecidas, para evitar a perda de água da mistura, por um período de 24 horas. Após esse período foram desmoldados e encaminhados à câmara úmida (UR = 100%), onde permaneceram até as idades dos ensaios. Para cada mistura, foram moldados 33 corpos de prova cilíndricos.

O comportamento da cinza foi avaliado através de ensaios de resistência à compressão axial nas idades de 1, 3, 7, 28, 91, 180 e 365 dias, resistência à tração por compressão diametral, absorção de água por imersão, absorção de água por capilaridade, penetração acelerada por íons cloreto e porosimetria por intrusão de mercúrio, na idade de 28 dias. Por não haver cinza suficiente para a realização dos ensaios físicos e de durabilidade em idades mais avançadas, optou-se por realizar mais ensaios e avaliar o seu comportamento em apenas uma idade (28 dias), idade esta

em que praticamente toda a hidratação do concreto já ocorreu, sendo referência para os pesquisadores.

3.1 Metodologia dos ensaios

O ensaio de resistência à compressão foi realizado em máquina de ensaios com capacidade de carga de 1000kN para as idades de 1, 3, 7, 28, 91, 180 e 365 dias, usando corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura.

Os deslocamentos longitudinal e transversal foram medidos, respectivamente, por dois transdutores elétricos, diametralmente opostos, localizado na parte central da amostra e por um transdutor elétrico, situado no eixo transversal da amostra, sendo a taxa de deslocamento de 0,01 mm/min

Esta aquisição de dados foi realizada para as idades de 28 e 91 dias, onde obteve-se a curva tensão x deformação. Para as demais idades foi obtido apenas o valor de carga utilizando velocidade de 0,1 mm/min. O valor de resistência à compressão para cada mistura foi a média de três amostras por idade, totalizando 21 corpos de prova.

O módulo de elasticidade foi calculado através do módulo secante para uma tensão de 40% da tensão limite da curva tensão x deformação [29] e o coeficiente de Poisson através da relação entre as deformações transversal e longitudinal, em função do carregamento axial dentro do limite elástico.

Os valores de resistência à tração por compressão diametral (R_{tcd}) foram obtidos, aos 28 dias, utilizando discos de 100 mm de diâmetro e 25 mm de espessura, conforme método proposto para rochas [30]. O ensaio foi realizado em máquina de ensaios, com velocidade de 0,3 mm/min, sendo o valor de R_{tcd} para cada mistura, a média de 10 discos. Foram utilizados discos neste ensaio, por ser a metodologia utilizada no Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ e que retrata o mesmo comportamento do ensaio de tração por compressão diametral. Estes discos foram obtidos a partir de três corpos de prova de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura, sendo os mesmos extraídos da parte central da amostra (4 discos de cada amostra), totalizando 12 discos. Desses doze, dois foram separados para serem utilizados no ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio.

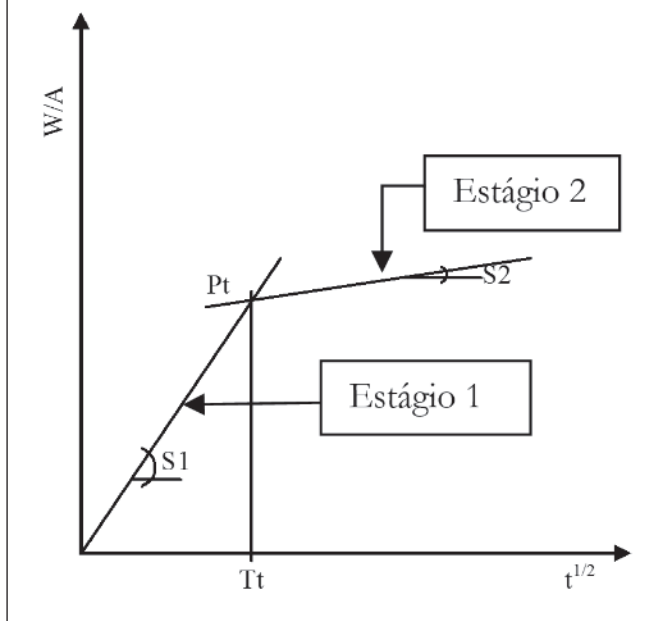
O ensaio de absorção por imersão foi realizado conforme a NBR 9778 [31], em corpos de prova cilíndricos com dimensões de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura, com o objetivo de obter os parâmetros de absorção de água, índice de vazios e massa específica para todas as misturas.

O ensaio de absorção de água por capilaridade foi baseado na NBR 9779 [32], em corpos de prova cilíndricos com dimensões de 75 mm de diâmetro por 150 mm de altura, com a finalidade de obter o ganho de massa de água em função do tempo. Neste ensaio

Tabela 1 - Traços e consumos de materiais para 1 m³ de concreto

Mistura	Traço em massa	Cimento (kg)	CLE (kg)	Areia (kg)	Brita (kg)	Água (kg)	SP* (kg)
REF	1:1,42:1,49:0,31	566,94	-	805,05	844,74	175,75	5,10
CLE5%	0,95:0,05:1,42:1,49:0,31	537,87	28,31	803,98	843,61	175,51	5,10
CLE10%	0,90:0,1:1,42:1,49:0,31	508,88	56,54	802,90	842,48	175,29	7,35

Figura 1 - Gráfico típico do acréscimo de massa aparente em função da raiz quadrada do tempo.
Fonte: (GONÇALVES, (34))



todas as amostras foram seladas com filme plástico, deixando livre apenas topo e base, conforme Hall [33], com o objetivo de garantir o fluxo unidirecional, bem como evitar a perda de umidade. O ensaio foi conduzido por um período de 986 horas para todas as misturas e a absorvidade do material foi calculada baseada na teoria de fluxo capilar em material não saturado, no qual Hall [33] verificou que o ganho acumulativo de água varia em função da raiz quadrada do tempo. Esse parâmetro foi obtido em dois estágios, 1 e 2, conforme Figura 1.

Os resultados de absorção de água por imersão e absorção de água por capilaridade foram realizados, na idade de 28 dias, sendo os resultados a média de três corpos de prova por ensaio e por mistura.

A porosimetria por intrusão de mercúrio foi realizada na idade de 28 dias. Este método foi utilizado para caracterizar a estrutura interna do material através da distribuição do tamanho de poros. Para isso foram extraídas 6 amostras cúbicas, de 1 cm de lado, para cada mistura, dos dois discos restantes do ensaio de R_{tcd} , conforme explicado anteriormente. Os ensaios foram realizados na ABCP/SP, utilizando um porosímetro Autopore II 9215, com ângulo de contato entre o mercúrio e o sólido de 130° . A classificação utilizada no presente estudo para a divisão do sistema de poros foi conforme Aligizaki [35].

O ensaio de penetração acelerada por íons cloreto tem por objetivo medir a quantidade de corrente elétrica que passa através de uma amostra com 50 mm de espessura e 100 mm de diâmetro, quando aplicado uma diferença de potencial de 60V entre os eletrodos. O procedimento do ensaio foi realizado, aos 28 dias, e conforme a ASTM C 1202 [36]. Os resultados foram a média de três amostras por mistura.

Por se tratar de concreto de alto desempenho seria interessante realizar ensaios de longa duração para as propriedades físicas e de durabilidade, como foi feito para a propriedade de resistência à compressão. Porém, isso não foi possível devido a disponibilidade de CLE

4. Resultados e discussões

4.1 Cinza de lodo de esgoto

4.1.1 Teores de umidade, sólidos totais e matéria orgânica do lodo de esgoto

O lodo de esgoto "in natura" apresentou resultados de 66,2% para o teor de umidade, 37% para os sólidos totais e 54,7% para a matéria orgânica. A obtenção destes parâmetros foi importante, pois eles indicaram a eficiência de queima do material, ou seja, o teor de sólidos fixos que permaneceu após calcinação do lodo, foi de, aproximadamente, 17% em relação à massa inicial de material. Com isso foi possível otimizar o processo de queima do lodo de esgoto [3].

4.1.2 Caracterização físico-química, mineralógica e ambiental da CLE

Na Figura 2 estão apresentadas as granulometrias do cimento Portland e CLE utilizados na presente pesquisa.

Os resultados mostram a similaridade entre esses dois materiais, diferindo apenas, no passante acumulado inferior a 10%, no qual o cimento apresenta granulometria menor, comparada a CLE. Mesmo assim, a CLE possui 90% dos seus grãos inferior a 45 μm , atendendo a exigência da NBR 12653 [24] para materiais pozolânicos. Sua massa específica foi de 2,68 g/cm^3 .

Em relação à caracterização química, apresentada na Tabela 2, verifica-se que a CLE não atendeu às exigências da NBR 12653 [24] para os teores de SO_3 que foi de 6,38% (máximo de 4,0%) e de álcalis* que foi de 2,42% (máximo de 1,5%). Ressalta-se que a presença destes, acima do limite exigido, não será prejudicial ao concreto em virtude dos teores de substituição de cimento por aditivos minerais serem baixos, neste caso (5% e 10%). Consequentemente, por não atender as especificações da referida norma a este item, a cinza não pode ser classificada como material pozolânico. Entretanto, o índice de atividade pozolânica da CLE foi de 91%, superior ao mínimo exigido que é de 75%. Tal fato demonstra a possibilidade de reatividade do material.

Figura 2 - Curvas granulométricas do cimento Portland e da CLE

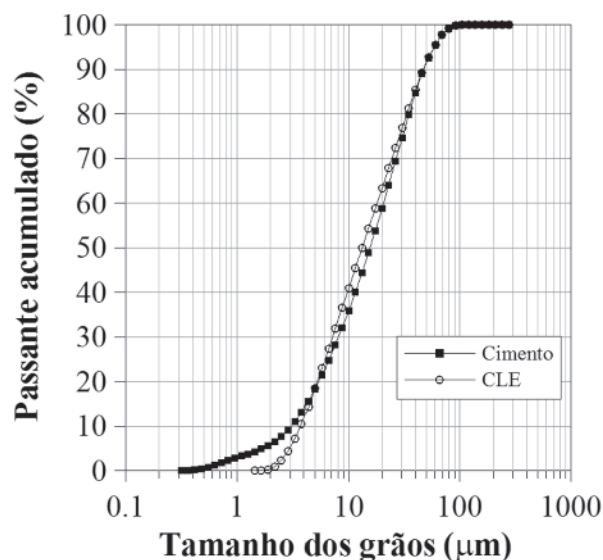


Tabela 2 – Análise química da CLE

Cinzas	Concentração (%)									
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	P ₂ O ₅	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	TiO ₂
CLE	39,02	19,09	12,48	10,12	1,89	4,94	6,38	1,76*	1,26*	–
(6)	33,15	25,44	5,11	5,44	3,78	4,20	6,19	0,71	–	1,14
(7)	34,2	12,6	4,7	20,6	1,9	14,8	2,8	1,7	1,0	0,9
(8)	50,6	12,8	1,93	7,21	1,48	1,67	2,38	1,70	0,32	–
(9)	17,27	9,64	8,52	30,24	3,22	14,25	8,95	1,28	0,94	0,92

Cinzas	Concentração (%)									
	Cr ₂ O ₃	ZnO	PbO	CuO	SeO	BaO	NiO	ZrO ₂	SrO	MnO
CLE	0,21	0,45	0,07	0,02	0,06	1,46	0,20	–	–	0,09
(6)	0,03	0,35	0,01	0,09	–	–	0,01	0,03	0,01	0,04
(7)	0,26	0,71	0,07	0,25	–	0,14	0,06	–	0,06	0,06
(8)	0,564	2,62	0,18	1,09	–	–	0,72	–	–	0,44
(9)	0,17	0,32	0,04	0,18	–	0,14	0,03	–	0,25	0,07

* Teor de álcalis calculado conforme equivalente alcalino (Na₂O + 0,658 K₂O)

Lima [6], utilizando cinza de lodo séptico encontrou valores de IAP variando entre 61 e 66% para cinzas queimadas a 700, 800 e 900°C. Geyer [13] obteve valores entre 72 e 76% para cinzas queimadas a 800°C, porém com granulometrias distintas. Pode-se dizer, portanto, que a temperatura de queima e a granulometria da cinza são parâmetros que interferem diretamente na reatividade deste material.

Outro fator observado na Tabela 2 é a semelhança entre os compostos presentes na CLE com a de outros autores, porém em concentrações diferentes [6, 7, 8, 9]. Esta variação está diretamente associada, dentre outros, aos hábitos alimentares e ao nível de saneamento básico da população retratado na origem dos esgotos e no tipo de tratamento utilizado [37, 38].

A presença de metais pesados como, cromo, cobre, chumbo, níquel, bário, selênio e zinco na composição da cinza do presente estudo e na de outros autores também deve ser destacada. Isto porque mesmo estando em concentrações reduzidas, estes metais podem vir a solubilizar para o meio ambiente, contaminando-o, sendo um indicativo da necessidade de disposição final segura para o material, confirmado pela análise ambiental, visto que a CLE foi classificada como resíduo Classe II A – não inerte.

Na composição mineralógica da CLE foi verificada a presença de fases cristalinas bem definidas e uma composição bastante heterogênea que condiz com a análise química. As maiores proporções foram para o microclínio (KAIS₃O₈) e quartzo (SiO₂), que possuem em sua composição os óxidos de maiores percentuais presentes na cinza, seguido da anidrita e talco, conforme contagem por Ritivield [3]. O teor de amorfos presentes na cinza foi de 32%, confirmando a possibilidade de reatividade deste material.

4.2 Concretos de referência e com CLE

Na Figura 3 estão apresentados os gráficos de resistência à compressão relativa no tempo.

Os resultados mostram que até a idade de 7 dias o grau de hidratação da mistura CLE10% foi inferior às misturas REF e CLE5%. No entanto, em idades mais avançadas essa diferença foi superada, alcançando acréscimos de 4% e 2% em relação à REF e CLE5%. Para a mistura com 5% de CLE, o grau de hidratação ficou bem próximo à referência para todas as idades. Pode-se dizer, portanto, que a substituição de cimento Portland por 5% e 10% de CLE não interferiu nas reações de hidratação do cimento

Figura 3 – Resistência à compressão relativa nas idades de 1, 3, 7 e 28 dias (a) e 1, 3, 7, 28, 91 e 365 dias (b)

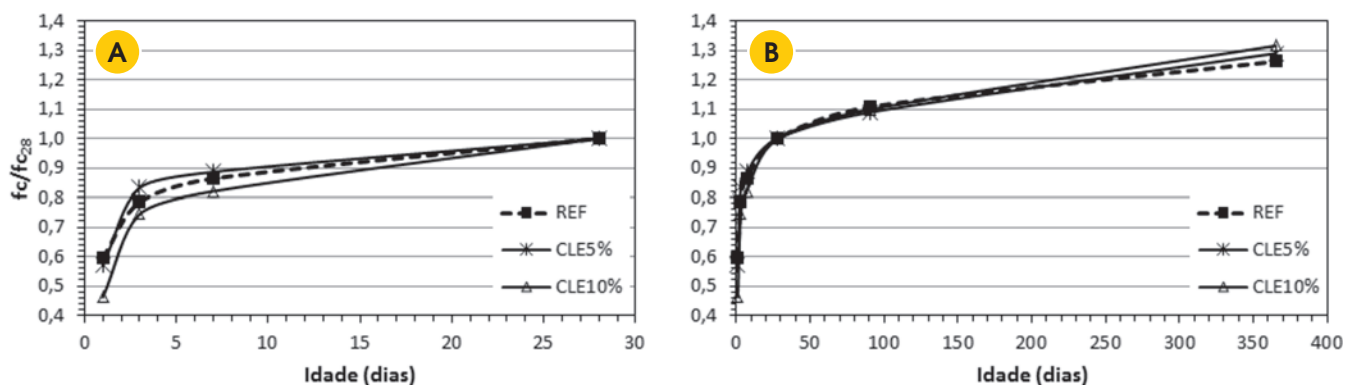


Tabela 3 – Resistência à compressão axial (MPa) para as misturas REF, CLE5% e CLE10%

Misturas	f _c (MPa) – C.V. (%)					
	1 dia	3 dias	7 dias	28 dias	91 dias	365 dias
REF	35,5 – 0,72	46,7 – 1,98	51,4 – 3,95	59,5 – 3,62	65,9 – 0,85	75,1 – 2,99
CLE5%	33,1 – 2,45	48,3 – 1,00	51,4 – 3,33	58,0 – 2,28	63,2 – 0,77	74,8 – 2,32
CLE10%	23,7 – 1,52	38,2 – 0,59	42,1 – 0,48	51,3 – 3,54	56,4 – 2,97	67,5 – 3,19

Tabela 4 – Distribuição do tamanho de poros* das misturas REF, CLE5% e CLE10%

Misturas	Volume de mercúrio (%)			
	Pequenos capilares (0,0025 < φ < 0,01 μm)	Médios capilares (0,01 < φ < 0,05 μm)	Grandes capilares (0,05 < φ < 10 μm)	> 10,0 μm
REF	9,83	63,48	21,91	4,78
CLE5%	19,47	48,23	28,10	4,20
CLE10%	16,40	48,99	30,56	4,04

* Classificação proposta por MINDESS et al. (2002) apud ALIGIZAKI (35)

quando comparado à referência, visto que os valores obtidos para as três misturas ficaram bem próximos.

Em relação à evolução da resistência à compressão no tempo, apresentada na Tabela 3, pode-se dizer que para o teor de 5% de cinza, os resultados obtidos foram inferiores à referência nas idades de 1, 28, 91 e 365 dias, variando entre 4% e 7%. Para a mistura CLE10% estas reduções foram mais expressivas para to-

das as idades, com percentuais variando entre 10% para a idade de 365 dias e 33% para 1 dia.

Sabe-se que este comportamento de redução da resistência à compressão, de acordo com a estrutura porosa do material, está diretamente associado aos poros maiores que 0,05 μm. Através dos resultados de porosimetria por intrusão de mercúrio (Tabela 4), verifica-se que as misturas contendo cinza, apresentam acréscimos no volume de mercúrio dos grandes capilares (0,05 < φ < 10 μm) à medida que o teor de cinza aumenta, demonstrando a presença de uma maior quantidade de poros superiores a 0,05 μm, quando comparadas à REF.

Este mesmo comportamento foi encontrado por Tay et al. [12], Tay [22], Tay [23] e em concretos contendo CLE e Cyr et al. [7] em argamassas. Ou seja, à medida que o teor de cinza na mistura aumentou a resistência à compressão reduziu, em relação à referência.

A Figura 4 apresenta os diagramas tensão x deformação. Os valores de módulo de elasticidade obtidos para as misturas com 5% e 10% de CLE ficaram bem próximos à referência, nas duas idades, como pode ser observado na Tabela 5. As pequenas reduções ocorridas para as misturas contendo cinza, exceto CLE5%, aos 91 dias, podem estar associadas ao maior volume de grandes capilares contidos nestas amostras. A presença destes em maior quantidade contribui como propagador de fissuras, influenciando no comportamento do material no ramo linear elástico, ocasionando a redução deste parâmetro.

Com relação ao coeficiente de Poisson e a resistência à tração por compressão diametral das misturas contendo cinza pode-se dizer que a presença da CLE, praticamente, não influenciou nestas propriedades.

Para as propriedades físicas, apresentadas na Tabela 6, verifica-se a proximidade nos resultados de absorção de água por imersão devido aos coeficientes de variação obtidos. Porém, o índice de vazios e absorvidade (estágio 1) para as misturas contendo

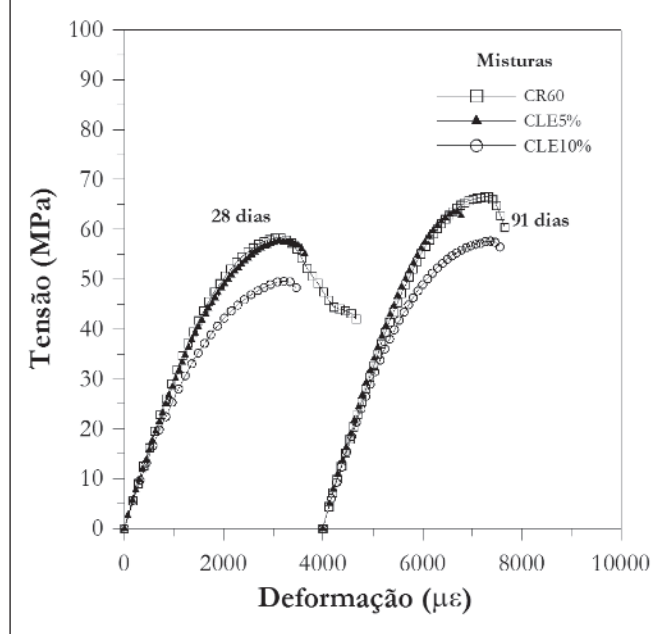
Figura 4 – Curvas tensão x deformação, aos 28 e 91 dias

Tabela 5 – Módulo de elasticidade (E), Coeficiente de Poisson (ν) e Resistência à tração por compressão diametral (R_{tcd}) das misturas REF, CLE5% e CLE10%

Misturas	E (GPa) – C.V. (%)		ν (MPa) – C.V. (%)	R _{tcd} (MPa) – C.V. (%)
	28 dias	91 dias		
REF	31,5 – 1,87	32,6 – 1,92	0,20 – 7,42	4,8 – 11,53
CLE5%	30,5 – 1,98	33,8 – 1,50	0,18 – 1,79	4,7 – 13,64
CLE10%	28,1 – 2,79	31,8 – 2,70	0,20 – 5,18	4,7 – 12,35

Tabela 6 – Propriedades físicas das misturas REF, CLE5% e CLE10%

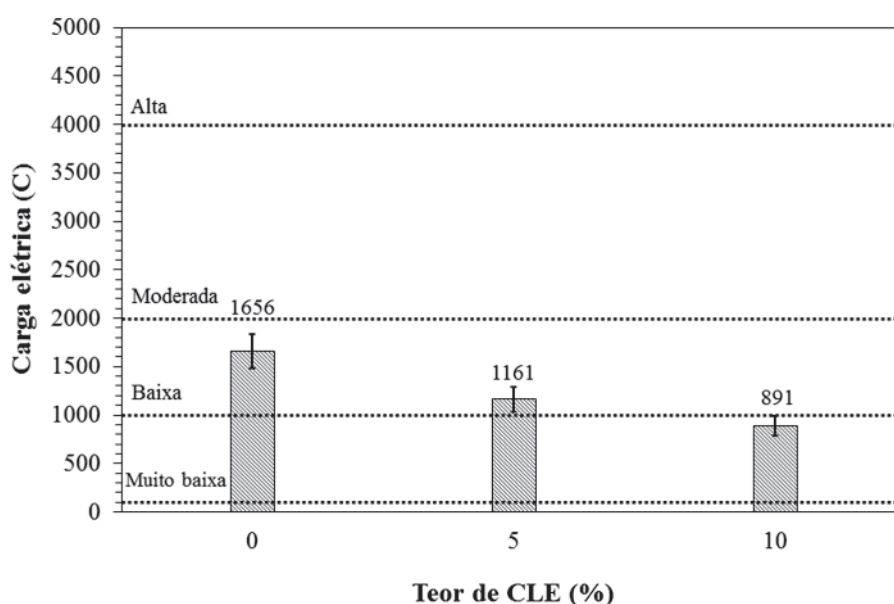
Misturas	Absorção de água por imersão (%) – C.V. (%)	Índice de vazios (%) – C.V. (%)	Massa específica (g/cm ³) – C.V. (%)	Absortividade (g/cm ² .t ^{1/2})	
				Estágio 1	Estágio 2
REF	1,61 – 3,70	3,80 – 3,55	2,36 – 0,19	0,0332	0,0096
CLE5%	1,54 – 3,88	3,64 – 3,77	2,35 – 0,18	0,0217	0,0089
CLE10%	1,54 – 9,49	3,61 – 9,15	2,34 – 0,40	0,0256	0,0100

CLE foram inferiores à referência. Tal fato mostra que a presença da cinza interferiu na interconectividade entre os poros, dificultando a percolação da água, pois à medida que o seu teor nos concretos aumentou, houve uma redução nos valores para estas propriedades, em relação à referência. Ou seja, houve uma modificação na estrutura de poros do material, como pode ser observado através da porosimetria por intrusão de mercúrio (Tabela 4).

Os resultados mostraram uma diminuição no volume de poros entre 0,01 e 0,05 μm (médios capilares) e consequente aumento dos pequenos capilares ($0,0025 < \phi < 0,01 \mu\text{m}$), responsáveis pelo refinamento da microestrutura destes concretos, fator que interferiu diretamente na interconectividade dos poros.

Esta característica também foi refletida na durabilidade. As misturas REF e CLE5%, de acordo com a classificação apresentada

Figura 5 – Resultados de penetração acelerada por íons cloreto para as misturas REF, CLE5% e CLE10%



pela ASTM C 1202 [35], foram consideradas de baixa penetração aos íons cloretos e a mistura CLE10% como de muito baixa a penetração aos íons cloreto (Figura 5). Isto demonstra que a presença de CLE nos concretos proporcionou uma redução da carga elétrica de, respectivamente, 30% e 46% para os teores de 5% e 10%, em relação à mistura de referência.

5. Conclusões

A partir dos resultados obtidos, pode-se dizer que a CLE atuou de forma mais expressiva nas propriedades físicas e de durabilidade, quando comparadas às mecânicas. Ou seja, sua presença modificou a microestrutura de poros dos concretos contendo este resíduo, reduzindo sua conectividade.

Em relação ao teor, a mistura com 5% de substituição de cinza por cimento apresentou melhor comportamento.

Em relação à resistência à compressão, as misturas CLE5%, nas idades de 1, 28, 91 e 365 dias e CLE10% (todas as idades) foram inferiores à referência, sendo este fato atribuído ao aumento no volume de poros entre $0,05 < \phi < 10 \mu\text{m}$. Este comportamento mostra que a cinza atuou como fino e não como aglomerante, sendo o efeito físico preponderante ao efeito químico, visto que não houve acréscimos neste parâmetro. O mesmo aconteceu para as propriedades de módulo de elasticidade, resistência à tração por compressão diametral e coeficiente de Poisson, ou seja, não houve influência da cinza, estando os resultados próximos à referência.

A absorção de água por imersão, índice de vazios e absorvidade das misturas contendo cinza foram inferiores à mistura de referência. Este comportamento foi justificado pelo refinamento da estrutura de poros dos concretos contendo CLE, conforme porosimetria por intrusão de mercúrio.

A carga elétrica das misturas com 5% e 10% de CLE foram inferiores à referência, sendo estas classificadas como de baixa e de muito baixa a penetração aos íons cloretos, respectivamente.

Com isso pode-se dizer que a presença da cinza proporcionou um refinamento na estrutura de poros dos concretos, dificultando a percolação de agentes externos agressivos. Tal fato contribui para melhorias nas propriedades de durabilidade e consequente aumento da vida útil deste material.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de Doutorado do primeiro autor.

7. Referência bibliográficas

- [1] PEDROZA et al. Produção e tratamento do lodo de esgoto – Uma revisão. *Revista Liberato. Novo Hamburgo*. v.2, n.5, 2010; p.147-157.
- [2] SAITO, M. L. O uso do lodo de esgoto na agricultura: precauções com os contaminantes orgânicos. *Embrapa – Meio Ambiente. Jaguariúna*. 2007; 30p.
- [3] FONTES, C. M. A. Potencialidades da cinza de lodo de estações de tratamento de esgotos como material suplementar para a produção de concretos com cimento Portland. *Dissertação (Mestrado)*. Programa de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2003; 143 p.
- [4] BORGES, F., SELLIN, N., MEDEIROS, S. H. W. Caracterização e avaliação de lodos de efluentes sanitário e Industrial como biomassa na geração de energia. *Ciência & Engenharia*. v. 17. 2008; p. 27-32.
- [5] GONÇALVES, J. E., SARTORI, M. M. P., LEÃO, A. L. Energia de briquetes produzidos com rejeitos de resíduos sólidos urbanos e madeira de *Eucalyptus grandis*. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*. v. 13. n. 5. 2009; p.657-661.
- [6] LIMA, J.F. Avaliação da incorporação de cinzas de lodo de esgotos como adição mineral em concretos de cimento Portland. *Dissertação (Mestrado)*. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Natal. 2013; 96p.
- [7] Cyr, M., Coutand, M., Clastres, P. Technological and environmental behavior of sewage sludge ash (SSA) in cement-based materials. *Cement and Concrete Research*. v. 37, 2007; p.1278-1289.
- [8] PAN, S.C., TSENG, D.H., LEE, C., , “Influence of yhe fineness of sewage sludge ash on the mortar properties”, *Cement and Concrete Research*, v. 33, n. 11 (Nov), pp. 1749-1754, 2003.
- [9] Baeza-Brotons, F. et al. Portland cement systems with addition of sewage sludge ash. Application in concretes for the manufacture of blocks. *Journal of Cleaner Production*. v. 82. pp. 112-124. 2014
- [10] CYR, M., IDIR, R., ESCADEILLAS, G. Use of metakaolin to stabilize sewage sludge ash and municipal solid waste incineration fly ash in cement-based materials. *Journal of Hazardous Materials*. v.243. 2012; 193-203p.
- [11] FONTES, C. M. A. Utilização das Cinzas de Lodo de Esgoto e de Resíduo Sólido Urbano em Concretos de Alto Desempenho. *Tese (Doutorado)*. Programa de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2008; 273p.
- [12] TAY, J. H., SHOW, K. Y., HONG, S. Y. Potential Reuse of Wastewater Sludge for Innovative Aplications in Construction Industry. *Bulletin of the College of Engineering. N.T.U.* n. 86. 2002; p.103-112.
- [13] GEYER, A. L. B. Contribuição ao estudo da disposição final e aproveitamento da cinzade lodo de estações de tratamento de esgotos sanitários como adição ao concreto. *Tese de Doutorado*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2001; 238p
- [14] AL SAYED, M. H., MADANY, I. M., BUALI, A. R. M., Use of Sewage Sludge Ash in Asphaltic Paving Mixes in Hot Regions. *Construction and Building Materials*. v. 9. n.1. 1994; p. 19-23.
- [15] XU, G., LIU, M., LI, G. Stabilization of heavy metals in lightweight aggregate made from sewage sludge ash. *Journal of Hazardous Materials*. v.260. 2013; p.74-81.
- [16] BAEZA-BROTONS, F., GARCÉS, P., PAYÁ, J., SAVAL, J. M. Portland cement systems with addition of sewage sludge ash. Application in concretes for the manufacture of blocks. v.82. 2014; p.112-124.
- [17] CHEESEMAN, C. R., VIRDI, G. S. Properties and microstructure of lightweight aggregate produced from sintered sewage sludge ash. *Resources, Conservation and Recycling*. v. 45. 2005; p. 18-30.

- [18] RÉMOND, S., PIMIENTA, P., BENTZ, D. P. Effects of the incorporation of Municipal solid waste incineration fly ash in cement pastes and mortars I. Experimental study. *Cement and Concrete Research*. v. 32. 2002; p. 303-311.
- [19] MORALES, G., AGOPYAN, V. Caracterização do agregado leve obtido a partir do lodo de esgoto da cidade de Londrina. *Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP*. BT/PCC/64. 1992; p. 1-20.
- [20] BROSCH, C.D. Fabricação de agregado leve a partir do lodo de esgoto. *In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária*. Rio de Janeiro. 1975; p. 103-107.
- [21] CHEN, L., LIN, D. F. Applications of sewage sludge ash and nano-SiO₂ to manufacture tile as construction material. *Construction and Building Materials*. v.23. 2009; p.3312-3320.
- [22] TAY, J. H. Sludge Ash as Filler for Portland Cement Concrete. *Journal of Environmental Engineering*. v. 113. n. 2. 1987; p.345-351.
- [23] TAY, J.H. Potential Use of Sludge Ash as Construction Material. *Elsevier Science Publishers B.V*. v. 13. 1986; p. 53-58.
- [24] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Materiais pozolânicos – Especificações. NBR 12653, Rio de Janeiro, 1992.
- [25] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Materiais pozolânicos – Determinação de atividade pozolânica com cimento Portland - Índice de atividade pozolânica com cimento. NBR 5752. Rio de Janeiro, 1992.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Lixiviação de Resíduos – Procedimento. NBR 10005, Rio de Janeiro, 2004.
- [27] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solubilização de Resíduos – Procedimento. NBR 10006, Rio de Janeiro, 2004.
- [28] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Resíduos Sólidos – Classificação. NBR 10004, Rio de Janeiro, 2004.
- [29] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Test for static modulus of elasticity and poisson's ratio of concrete in compression. ASTM C 469, U.S.A., 1994.
- [30] INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCK MECHANICS (IESA). Suggested methods for determining tensile strength of rock materials. v.3, 1977.
- [31] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa e concreto endurecido – Determinação da absorção de água por imersão – Índice de vazios e massa específica. NBR 9778, Rio de Janeiro, 2005.
- [32] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa e concreto endurecido – Determinação da absorção de água por capilaridade. NBR 9779, Rio de Janeiro, 1995.
- [33] HALL, C. Water absorption of mortars and concretes: a review. *Magazine of concrete in Research*, v.41, n. 147, 1989; p. 51-61.
- [34] GONÇALVES, J.P. Argila calcinada como substitutivo parcial do cimento Portland: uma alternativa sustentável para indústria do concreto. Exame de Qualificação, (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ. Brasil. 2003.
- [35] ALIGIZAKI, K. K., Pore structure of cement-based materials: testing, interpretation and requirements. *Series Modern concrete technology*, v. 12, New York. Ed. British Library. 2006.
- [36] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS., Electrical Indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration. ASTM C 1202, U.S.A., 1997.
- [37] SILVEIRA, M. L. A., ALLEONI, L. R. F., GUILHERME, L. R. G. Biosolids and heavy metals in soils. *Scientia Agricola*. v. 60, n. 4, 2003; p. 793-806.
- [38] MERLINO, L. C. S. Bário, cádmio, cobre e chumbo em plantas de milho e em latossolo que recebeu lodo de esgoto por onze anos. *Dissertação (Mestrado)*. Faculdade de Ciências Agrárias e Veterinárias. Universidade Estadual Paulista. Jaboticabal. 2010; 92p.

Volume 9, Number 6

December 2016

ISSN: 1983-4195

Contents

SEM and 3D microtomography application to investigate the distribution of fibers in advanced cementitious composites

F. PACHECO, R. CHRIST, A. M. GIL and B.F. TUTIKIAN

824

Influence of the flexibility of beams and slabs in static response and dynamic properties

J. R. BUENO and D. D. LORIGGIO

842

The influence of connecting pile cap-column in the mechanisms of break in the two pile caps

A. C. MESQUITA, A. S. ROCHA, R. G. DELALIBERA and W. A. DA SILVA

856

Effect of wind in the design of reinforced concrete buildings

L.S.TAPAJÓS, J. A. T. FERREIRA, A. F. LIMA NETO, M. R. TEIXEIRA and M. P. FERREIRA

883

Performance evaluation of plastic spacers: proposal and development of evaluation methods

M. F. F. MENNA BARRETO, A. P. MARAN, D. C. C. DAL MOLIN and J. R. MASUERO

911

Temperature monitoring in large volume spread footing foundations: case study "Parque da Cidade" São Paulo

D. COUTO, P. HELENE and L. C. ALMEIDA

953

Evaluating the applicability of rheometry in steel fiber reinforced self-compacting concretes

R. S. ALFERES FILHO, F. K. MOTEZUKI, R. C. O. ROMANO, R. G. PILEGGI and A. D. FIGUEIREDO

969

Sewage sludge ash (SSA) in high performance concrete: characterization and application

C. M. A. FONTES, R. D. TOLEDO FILHO and M. C. BARBOSA

989