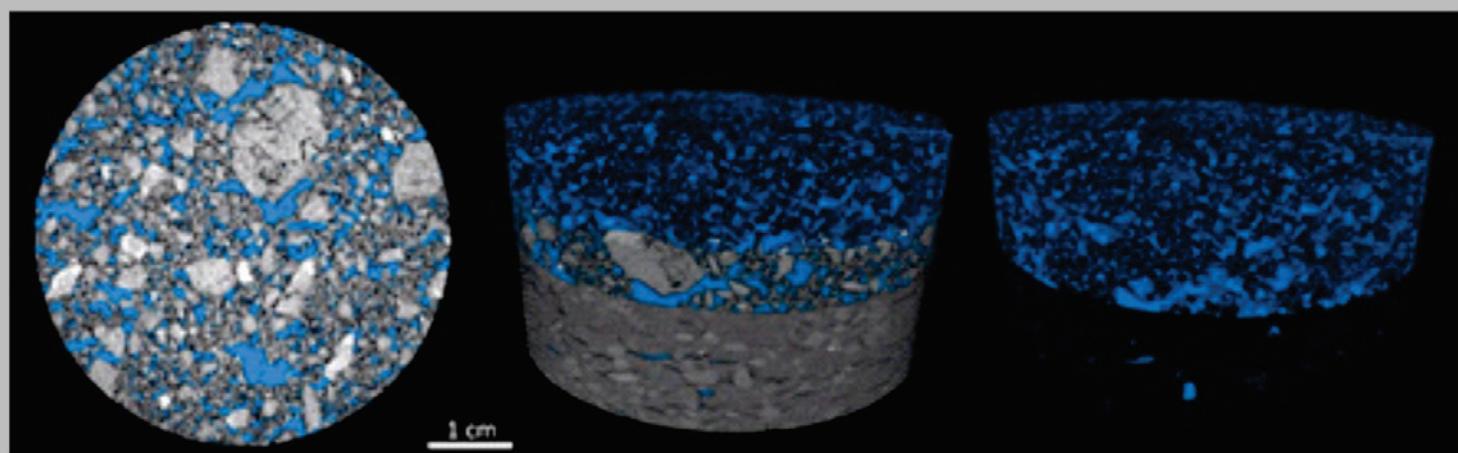
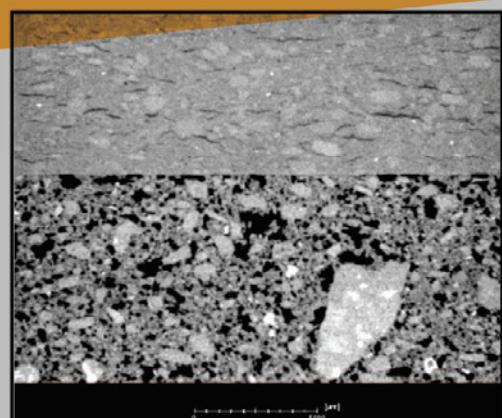


Volume 9, Number 2

April, 2016

ISSN 1983-4195



Contents

Numerical analysis of steel-fiber-reinforced concrete beams using damage mechanics
W. M. PEREIRA JUNIOR, D. L. ARAÚJO and J. J. C. PITUBA

Global stability analysis of structures and actions to control their effects
F. C. FREITAS, L. A. R. LUCHI and W. G. FERREIRA

Shear strength of hollow circular sections
F. O. QUEIROZ JUNIOR and B. HOROWITZ

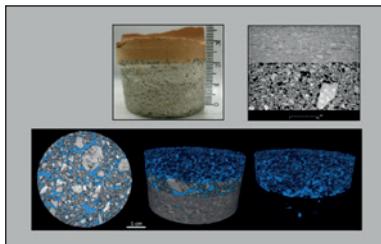
Influence of the addition sequence of PVA-fibers and water on mixing and rheological behavior of mortars
M. S. DE FRANÇA, F. A. CARDOSO and R. G. PILEGGI

Analysis of instability of tall buildings with prestressed and waffle slabs
V. M. PASSOS, L. A. FEITOSA, E. C. ALVES and M. S. AZEVEDO

Experimental continuously reinforced concrete pavement parameterization using nondestructive methods
L. S. SALLES and J. T. BALBO

Specification faced with durability to meet superior level of performance in structural elements buried
F. BOLINA and B. TUTIKIAN

Structural reliability assessment based on optical monitoring system: case study
E. MESQUITA, P. ANTUNES, A. A. HENRIQUES, A. ARÊDE, P. S. ANDRÉ and H. VARUM



Cover: CEMENTITIOUS MATERIALS INTERFACES –
X-RAY TOMOGRAPHY
(XRADIA-ZEISS, VERSAXRM-510)

Courtesy: LME-LCT, EPUSP, SÃO PAULO

Volume 9, Number 2

April 2016

ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Numerical analysis of steel-fiber-reinforced concrete beams using damage mechanics

W. M. PEREIRA JUNIOR, D. L. ARAÚJO AND J. J. C. PITUBA

153

Global stability analysis of structures and actions to control their effects

F. C. FREITAS, L. A. R. LUCHI AND W. G. FERREIRA

192

Shear strength of hollow circular sections

F. O. QUEIROZ JUNIOR AND B. HOROWITZ

214

Influence of the addition sequence of PVA-fibers and water on mixing and rheological behavior of mortars

M. S. DE FRANÇA, F. A. CARDOSO AND R. G. PILEGGI

226

Analysis of instability of tall buildings with prestressed and waffle slabs

V. M. PASSOS, L. A. FEITOSA, E. C. ALVES AND M. S. AZEVEDO

244

Experimental continuously reinforced concrete pavement parameterization using nondestructive methods

L. S. SALLES AND J. T. BALBO

263

Specification faced with durability to meet superior level of performance in structural elements buried

F. BOLINA AND B. TUTIKIAN

275

Structural reliability assessment based on optical monitoring system: case study

E. MESQUITA, P. ANTUNES, A. A. HENRIQUES, A. ARÊDE, P. S. ANDRÉ AND H. VARUM

297



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)

Rafael Giuliano Pileggi
(Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto
(Brazil)

Túlio Nogueira Bittencourt
(Brazil)

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

Aims and Scope

Aims and Scope

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

Objectives

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

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

Submission Procedure

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

Contribution Types

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

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

The length of the papers must not exceed 20 pages.

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

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

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

Internet Access

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

Subscription rate

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

Photocopying

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

Copyright

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

IBRACON

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

Disclaimer

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

Objetivos e Escopo

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.

Uma 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 Priszkulnik
Tulio Nogueira Bittencourt

Numerical analysis of steel-fiber-reinforced concrete beams using damage mechanics

Análise numérica de vigas de concreto com fibras de aço utilizando mecânica do dano

W. M. PEREIRA JUNIOR ^a
w.junioreng@gmail.com

D. L. ARAÚJO ^b
araujodl@terra.com.br

J. J. C. PITUBA ^b
jjpituba@yahoo.com.br

Abstract

This work deals with numerical modeling of the mechanical behavior of steel-fiber-reinforced concrete beams using a constitutive model based on damage mechanics. Initially, the formulation of the damage model is presented. The concrete is assumed to be an initial elastic isotropic medium presenting anisotropy, permanent strains, and bimodularity induced by damage evolution. In order to take into account the contribution of the steel fiber to the mechanical behavior of the media, a homogenization procedure is employed. Finally, numerical analyses of steel-fiber-reinforced concrete beams submitted to bending loading are performed in order to show the good performance of the model and its potential.

Keywords: damage mechanics, steel-fiber-reinforced concrete beams, constitutive model, concrete.

Resumo

O artigo trata de uma contribuição à modelagem numérica do comportamento mecânico de vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço utilizando modelos constitutivos baseados na Mecânica do Dano. O mesmo apresenta a formulação de um modelo de Dano proposto que admite o concreto como material inicialmente isótropo e elástico, mas com a evolução do processo de danificação, exibe deformações plásticas, anisotropia e bimodularidade induzidas pelo dano. A incorporação das fibras na modelagem é efetuada por meio de um procedimento de homogeneização. Por fim, análises numéricas de vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço sujeitas à flexão são realizadas com o objetivo de avaliar a aplicabilidade da modelagem proposta.

Palavras-chave: mecânica do dano, vigas de concreto reforçado com fibras de aço, modelo constitutivo, concreto.

^a Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, GO, Brasil;
^b Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, Brasil.

Received: 23 May 2015 • Accepted: 28 Sep 2015 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introduction

Every mechanical system submitted to static, dynamic, or thermal loads presents a response. However, complex analyses must be performed to obtain the mechanical response because the mechanical system is composed of several structural elements that evidence different mechanical behaviors. Some studies have reported the use of different constitutive models for analysis of mechanical concrete systems, such as references [1], [2], and [3]. In the context of numerical theories used in computational mechanics, Continuum Damage Mechanics (CDM) deserves a mention, because it shows reliable numerical responses for mechanical systems composed of complex materials like concrete. An important work was developed by La Borderie [4], who proposed a homogenization rule with a damage model for fiber-reinforced concrete in order to obtain the updated stress in the composite matrix.

On the other hand, Li and Li [5] studied concrete damage models applied to the analysis of tensioned fibers. In their work, the concrete was treated as a medium that shows hardening behavior for increasing strain. The results are satisfactory when compared to experimental ones. The same observation is valid for the work developed by Lee and Liang [6], who applied CDM to fiber-reinforced cellular concrete.

Moreover, Hameed *et al.* [7] used damage mechanics to model steel-fiber-reinforced concrete beams, obtaining satisfactory results when compared to experimental tests. Pasa [8] also evaluated the mechanical behavior of steel-fiber-reinforced concrete using the finite element method with smeared crack models.

According to Guello [9], the nonlinear behavior of the concrete, which takes place even at low stress levels, is influenced by nucleation and propagation of microcracks during the loading process. Thus, the importance of a reliable cracking model can be seen. However, in the context of improved materials for structural application, nowadays, steel-fiber-reinforced concrete is largely used, which reduces the tensile brittle behavior of concrete, leading to a better strain capacity due to the clipping effect of the cracks provided by fibers.

According to reference [18], the effect of the addition of steel fibers on the flexural strength of concrete and mortar is more evident with regard to the tensile behavior than the compression strength. This paper intends to present a proposal for modeling the mechanical behavior of fiber-reinforced concrete using the damage model proposed by Pituba and Fernandes [3], which has already been tested in conventional concrete structures. The one-dimensional version of this proposed modeling is presented and applied to the analysis of fiber-reinforced concrete beams in order to mark out a discussion about the viability and employment restrictions in simplified numerical analyses in the context of structural engineering.

2. Computational modeling

2.1 Modeling of reinforcement

In this paper, a one-dimensional model has been used to describe the mechanical behavior of reinforcement bars, which contribute only to the axial strength of the structure. The reinforcement transversal section is transformed into a layer located according to its center of gravity (see Figure 1). A bilinear elastoplastic model is

used to represent the tension and compression behavior of reinforcement bars.

2.2 Damage model for concrete

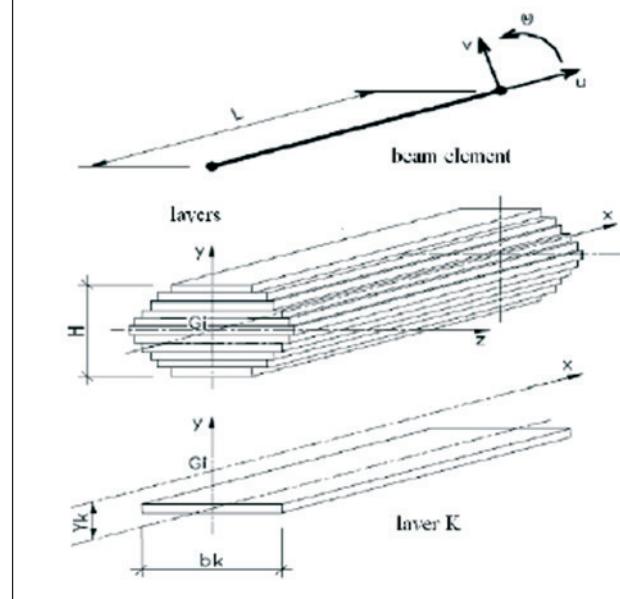
In this paper, it can be assumed that the concrete belongs to the category of materials that can be considered as initially isotropic and unimodular, showing different behaviors in tension and compression regimes. Also, transverse isotropic behavior is shown when the medium presents a damage process. Moreover, the model respects the principle of energy equivalence between the damaged real medium and the equivalent continuum medium established in the CDM and presented by Pituba and Fernandes [3]. The damage model proposed in [3] is briefly described. Initially, for dominant tension states, a damage tensor can be written as:

$$\mathbf{D}\tau = f_1(D_1, D_4, D_5)(\mathbf{A} \otimes \mathbf{A}) + 2f_2(D_4, D_5)[(\mathbf{A} \bar{\otimes} \mathbf{I} + \mathbf{I} \bar{\otimes} \mathbf{A}) - (\mathbf{A} \otimes \mathbf{A})] \quad (1)$$

where $f_1(D_1, D_4, D_5) = D_1 - 2f_2(D_4, D_5)$ and $f_2(D_4, D_5) = 1 - (1-D_4)(1-D_5)$.

The variable D_1 represents the damage in the direction orthogonal to the transverse isotropy local plane of the material, while D_4 is representative of the damage due to the sliding movement between the crack faces. The third damage variable, D_5 , is only activated if a previous compression state accompanied by damage has occurred. The tensor \mathbf{I} is the second-order identity tensor, and the tensor \mathbf{A} is formed by the dyadic product of the unit vector perpendicular to the transverse isotropy plane for itself. Those products are given in [3].

Figure 1 – Finite element applied to Pituba's computer code (10)



For dominant compression states, another damage tensor is proposed:

$$\mathbf{D}_c = f_1(D_2, D_4, D_5)(\mathbf{A} \otimes \mathbf{A}) + f_2(D_3)[(\mathbf{I} \bar{\otimes} \mathbf{I}) - (\mathbf{A} \otimes \mathbf{A})] + 2f_3(D_4, D_5)[(\mathbf{A} \underline{\otimes} \mathbf{I} + \mathbf{I} \bar{\otimes} \mathbf{A}) - (\mathbf{A} \otimes \mathbf{A})] \quad (2)$$

where $f_1(D_2, D_4, D_5) = D_2 - 2f_3(D_4, D_5)$, $f_2(D_3) = D_3$ and $f_3(D_4, D_5) = 1 - (1-D_4)(1-D_5)$.

Note that the compression damage tensor introduces two additional scalar variables in its composition: D2 and D3. The variable D2 (damage perpendicular to the transverse isotropy local plane) reduces the Young's modulus in that direction and, in conjunction with D3 (which represents the damage in the transverse isotropy plane), degrades the Poisson's ratio throughout the planes perpendicular to the transverse isotropy plane.

Finally, the constitutive tensor is written as:

$$\mathbf{E}_T = \lambda_{11}[\mathbf{I} \otimes \mathbf{I}] + 2\mu_1[\mathbf{I} \bar{\otimes} \mathbf{I}] - \lambda_{22}^+(D_1, D_4, D_5)[\mathbf{A} \otimes \mathbf{A}] - \lambda_{12}^+(D_1)[\mathbf{A} \mathbf{I} \mathbf{I} \mathbf{A}] - \mu_2(D_4, D_5)[\mathbf{A} \underline{\otimes} \mathbf{I} + \mathbf{I} \bar{\otimes} \mathbf{A}] \quad (3)$$

$$\mathbf{E}_C = \lambda_{11}[\mathbf{I} \otimes \mathbf{I}] + 2\mu_1[\mathbf{I} \bar{\otimes} \mathbf{I}] - \lambda_{22}^-(D_2, D_3, D_4, D_5)[\mathbf{A} \otimes \mathbf{A}] - \lambda_{12}^-(D_2, D_3)[\mathbf{A} \mathbf{I} \mathbf{I} \mathbf{A}] - \lambda_{11}^-(D_3)[\mathbf{I} \mathbf{I}] - \frac{(12)\nu_0}{\nu_0}\lambda_{11}^-(D)[\mathbf{I} \bar{\otimes} \mathbf{I}] - \mu_2(D_4, D_5)[\mathbf{A} \underline{\otimes} \mathbf{I} + \mathbf{I} \bar{\otimes} \mathbf{A}] \quad (4)$$

where $\lambda_{11} = \sigma_0$ and $\mu_1 = \mu_0$. The remaining parameters will exist only for no-null damage, evidencing the anisotropy and bimodularity induced by the damage process. Those parameters are given by:

$$\begin{aligned} \lambda_{22}^+(D_1, D_4, D_5) &= (\lambda_0 + 2\mu_0)(2D_1 - D_1^2) - 2\lambda_{12}^+(D_1) - 2\mu_2(D_4, D_5) \\ \lambda_{12}^+(D_1) &= \lambda_0 D_1; \quad \mu_2(D_4, D_5) = 2\mu_0[1 - (1-D_4)^2(1-D_5)^2] \\ &+ \frac{(\nu_0 - 1)}{\nu_0}\lambda_{11}^-(D_3) - 2\mu_2(D_4, D_5) \end{aligned} \quad (5)$$

$$\lambda_{12}^-(D_2, D_3) = \lambda_0[(1-D_3)^2 - (1-D_2)(1-D_3)] \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \lambda_{11}^-(D_3) &= \lambda_0(2D_3 - D_3^2); \\ \mu_2(D_4, D_5) &= 2\mu_0[1 - (1-D_4)^2(1-D_5)^2] \end{aligned} \quad (7)$$

The constitutive model includes two damage tensors in order to take into account the bimodularity induced by damage in the concrete behavior. Therefore, a criterion defining the tension and compression dominant states is necessary to indicate what damage tensor should be used. Besides, there are two criteria dealing with

the beginning and evolution of the damage process. More details can be found in Pituba and Fernandes [3].

The one-dimensional version of the damage model has been implemented in a finite element code for bar structures analysis with finite layered elements in order to model the reinforced concrete framed structures (Figure 1). In the transversal section, a certain layer can contain steel and concrete. A perfect adherence between materials is adopted and an equivalent elasticity modulus and inelastic strain are defined for each layer by using the homogenization rule (see reference [3]).

The model proposed in reference [3] does not take into account plastic strains that arise when unloading situations take place. Thus, if plastic strains are not negligible, they should be considered for reliable modeling in unloading situations.

In fact, the inelastic strains and damage occur simultaneously. According to La Borderie [4], microcracking and the existence of voids in the material are responsible for those phenomena. The microvoids are a cause of inelastic strains because they do not permit the full closure of microcracks in the unloading processes. On the other hand, the surfaces of the microcracks are irregular, and this is another reason for the difficulty in achieving their total closure.

Taking into account just the uniaxial cases, the formulation of the proposed model is then extended to incorporate permanent strains, which are assumed to appear after the damage has been activated. Assuming, for simplicity, that the permanent strains are exclusively composed of volumetric strains, as has already been considered in other work [11], and taking into account the unilateral effect, the evolution law for the permanent strains is:

$$\varepsilon^P = \frac{\partial g_T}{\partial \sigma} D_T + \frac{\partial g_C}{\partial \sigma} D_C \quad (8)$$

where g_T and g_C are inelastic potentials.

For simplicity, it is assumed that the plastic strains are exclusively composed of volumetric strains [12]. The potentials can be expressed by:

$$g_T = \beta_T(D_T) I_1 \quad (9)$$

$$g_C = \beta_C(D_C) I_1 \quad (10)$$

where the damage functions $\beta_T(D_T)$ and $\beta_C(D_C)$ are material parameters. In order to apply the damage model to concrete, the following functions are adopted:

$$\beta_T(D_T) = \frac{\beta_1}{(1-D_1)^2} \quad (11)$$

$$\beta_c(D_c) = \frac{\beta_2}{(1-D_2)^2} \quad (12)$$

where I_1 is the first invariant of the stress tensor. Therefore, Eq. 8 is given by:

$$\varepsilon^P = \beta_T(D_T)I_1D_T + \beta_c(D_c)I_1D_c \quad (13)$$

Finally, the evolution law for plastic strains ε^P , taking into account the unilateral effect, is:

$$\varepsilon^P = \left(\frac{\beta_1}{(1-D_1)^2} D_1 + \frac{\beta_2}{(1-D_2)^2} D_2 \right) I_1 \quad (14)$$

Observe that $\beta_T T$ and $\beta_c C$ are parameters that are directly related to the evolution of permanent strains induced by damage in tension and in compression, respectively. When these parameters are null, the constitutive model originally proposed in reference [3] is recovered. It is important to note that uniaxial tests in tension and compression with loading and unloading are necessary for the identification of parameters $\beta_T T$ and $\beta_c C$.

On the other hand, considering Direction 1 as the longitudinal direction of the finite element, the formulation previously presented is simplified and described as follows:

$$E(\varepsilon) = \begin{cases} E_c \operatorname{seg}(\varepsilon, D_T, D_c) < 0 \\ E_T \operatorname{seg}(\varepsilon, D_T, D_c) > 0 \end{cases} \quad (15)$$

$$E_T = E(1-D_1)^2(1-D_2)^2 \quad (16)$$

$$E_c = E(1-D_2)^2 \quad (17)$$

The complementary elastic energies of the damaged medium in tension- and compression-dominant states, respectively, as well as the variables associated with damage variables, are now expressed by:

$$W_{e+}^* = \frac{\sigma_{11}^2}{2E(1-D_1)^2(1-D_2)^2} \quad (18)$$

$$W_{e-}^* = \frac{\sigma_{11}^2}{2E(1-D_2)^2} \quad (19)$$

$$Y_T = \frac{\partial W_{e+}^*}{\partial D_1} = Y_1 \quad (20)$$

$$Y_C = \frac{\partial W_{e-}^*}{\partial D_2} = Y_2 \quad (21)$$

$$Y_1 = \frac{\sigma_{11}^2}{2E(1-D_1)^3(1-D_2)^2}; Y_2 = \frac{\sigma_{11}^2}{E(1-D_2)^3} \quad (22)$$

More details can be found in Pituba and Fernandes [3]. Figure 1 shows the finite element used in this paper to perform the numerical analyses.

2.3 Homogenization model for steel fibers in concrete

The mechanical behavior of the steel-fiber-reinforced concrete structures submitted to loading and unloading processes depends on the interaction between fibers and matrix. In this paper, the homogenization procedure proposed by La Borderie [4] is used. The constitutive relationship of the steel-fiber-reinforced concrete in the dominant tension regime is presented in Figure 2, which is obtained from the fiber pullout test. The following parameters can be obtained from this test: peak stress (σ_{pic}), initial yield stress (σ_s), and ultimate strain (ε_{rupt}).

Figure 2 – Model of tensile behavior in concrete with fibers proposed by La Borderie (4)

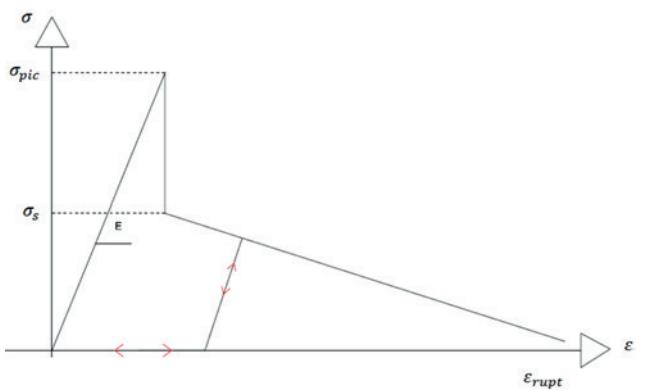


Table 1 – Features of the steel fibers used by Velasco (13)

| Analysed property | Value |
|--------------------------------------|-------|
| Specific weight (kg/m ³) | 7800 |
| Length (mm) | 35 |
| Diameter (mm) | 0.54 |
| Aspect ratio (l/d) | 65 |
| Modulus of elasticity (GPa) | 202 |
| Tensile strength (MPa) | 1342 |

On the other hand, via the Voigt kinematic homogenization method, La Borderie [4] proposed the following expression for calculating the homogenized stress of the composite:

$$\sigma_{CRFA} = (1 - C)\sigma_m + C\sigma_f \quad (23)$$

where:

σ_{CRFA} : homogenized stress;
 C : volumetric fraction of the steel fibers;
 σ_m : concrete matrix stress;
 σ_f : interfacial fiber–matrix stress;

It can be observed that a simplifying assumption has been introduced: the strain of the fiber and the matrix is considered the same. Furthermore, the random fiber orientation is not taken into account in the proposed homogenization.

3. Numerical examples

3.1 Modeling of Velasco's tests [13]

The first numerical example deals with steel-fiber-reinforced concrete prisms submitted to a bending moment and tested by Velasco [13]. The steel fibers are named A to I in accordance with NBR 15530:2007 [14]. Table 1 shows the main characteristics of the steel fibers.

The concrete mixtures used in Velasco's tests [14] were previously studied by Lopes [15]. MCWSF concrete matrix (see reference [13]) was chosen for the numerical modeling as well as steel-fiber-reinforced concretes with fiber contents of 1.0% (MCWSFA10), 1.5% (MCWSFA15), and 2.0% (MCWSFA20). Table 2 shows the characteristics of the concrete mixtures.

3.1.1 Parametric identification of the Damage Model

Firstly, it is necessary obtain the values of the damage model parameters of the concrete matrix in order to model the behavior of the steel-fiber-reinforced concrete. For this purpose, the MCWSF concrete matrix is taken (Table 2). These parameters were obtained from the uniaxial compression and tension tests performed by Velasco [13]. The stress–strain curve for tension was obtained from 100 × 100 × 400 mm prismatic specimens molded in the horizontal direction, whereas the stress–strain curve for compression was obtained from tests on cylindrical specimens [19]. From an inverse analysis of these tests, the values of the damage parameters for the concrete matrix were found and are listed in Table 3. Soon after, these damage parameters were used to model 100 × 100 × 400 mm prismatic specimens with a span of 300 mm and were submitted to bending moments. Nineteen finite elements with ten layers each were used for modeling the prismatic specimen.

Table 2 – Mechanical properties of concrete studied by Lopes (15)

| Concrete | Nomenclature | f _{cm} (MPa) | Modulus of elasticity (GPa) | Poisson ratio (v) | Fiber percentage (%) |
|----------|--------------|-----------------------|-----------------------------|-------------------|----------------------|
| 1 | MCWSF | 55.1 | 35.7 | 0.17 | 0.00 |
| 2 | MCWSFA10 | 61.7 | 34.8 | 0.19 | 1.00 |
| 3 | MCWSFA15 | 70.0 | 37.4 | 0.19 | 1.50 |
| 4 | MCWSFA20 | 72.4 | 37.7 | 0.21 | 2.00 |

Table 3 – Damage parameters identified for concrete without fibers submitted to axial compression and tensile

| Damage variable for compression | Damage variable for tensile |
|-------------------------------------|-----------------------------|
| A ₂ | 0.7 |
| B ₂ (Mpa ⁻¹) | 2.5 |
| Y _O ₂ (Mpa) | 0.004945 |
| β ₂ | 0.000300 |
| A ₁ | 15 |
| B ₁ (Mpa ⁻¹) | 1200 |
| Y _O ₁ (Mpa) | 0.000086 |
| β ₁ | 0.000025 |

Table 4 – Damage parameters and modulus of elasticity identified for concrete with 0.0% fibers from four-point flexural test on prismatic specimens of 100 mm × 100 mm × 400 mm

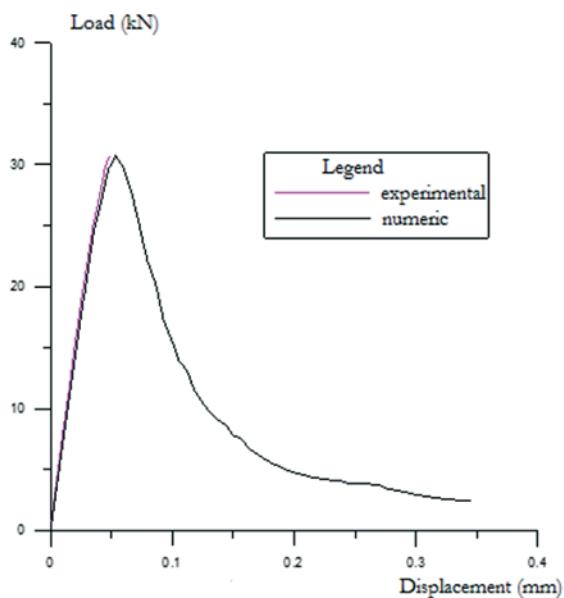
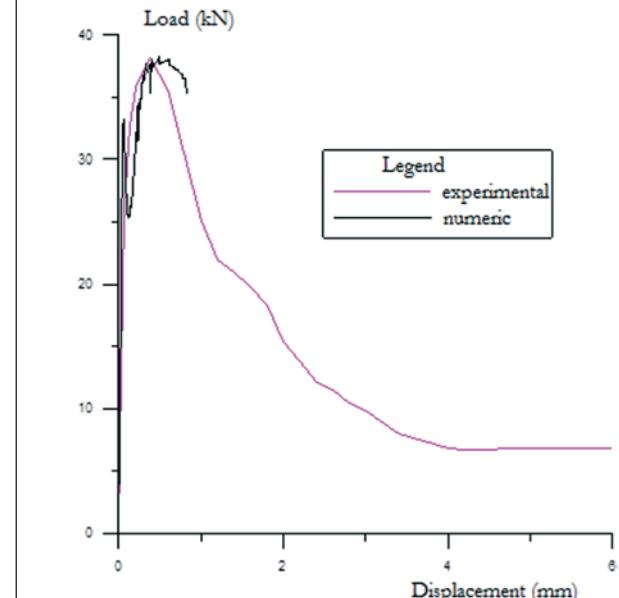
| Parameters | Tensile | Compression | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|------------------------|------------|-------------|---|
| E Mpa | 41000 | 41000 | 0.0860% |
| A | 15 | 0.7 | 0.0860% |
| B (Mpa ⁻¹) | 1030 | 2.5 | 0.0860% |
| YO (Mpa) | 0.00085 | 0.04945 | 0.0860% |
| B | 0.00000045 | 0.0003 | 0.0860% |

Table 5 – Model parameters of homogenization of La Borderie (4) for concrete with 1.0, 1.5, and 2.0% steel fibers – Example I

| Fiber volume | $F_{\text{pico, num}} (\text{kN})$ | Peak stress – σ_{pic} (MPa) | Yield stress – σ_s (MPa) | Strain fracture – $\varepsilon_{\text{rupt}}$ (m/m) | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|--------------|------------------------------------|---|---------------------------------|---|---|
| 1.00% | 38.20 | 530.00 | 477.00 | 0.0200 | 0.0460% |
| 1.50% | 58.00 | 570.00 | 513.00 | 0.0220 | 0.9600% |
| 2.00% | 62.80 | 460.00 | 414.00 | 0.0220 | 1.0800% |

The load–displacement curve in the middle of the span obtained from the damage model was compared with result of the experimental test. This comparison showed that the numerical response

obtained from the damage model was not satisfactory and, for this reason, new values for the damage model parameters in tension were determined (Table 4). A strong sensibility of the tension

Figure 3 – Comparison of load curve versus displacement in the numerical and experimental middle-span of Velasco (13) for the four-point flexural test with concrete with 0.0% fibers**Figure 4 – Comparison of load curve versus displacement in the numerical and experimental middle-span for the four-point flexural test with concrete with 1.0% fibers**

damage parameters was evidenced after convergence problems arose in peak loadings due to the high level of damage processes in tensioned concrete layers. This evidences damage localization processes in the middle of the span that the damage model is not capable of describing. The final result for the concrete without fibers is illustrated in Figure 3.

In sequence, the homogenization model parameters proposed by La Borderie [14] were obtained for the concrete with steel fibers. An inverse analysis from prismatic specimens submitted to four bending points, with the same dimensions of the prismatic specimens without fibers, was used for the parametric identification of the SFRC [13]. The numerical and experimental responses are presented in Figures 4 to 6, where the numerical responses are considered satisfactory. The difference between numerical and experimental peak loads is smaller than 1%. The values of the homogenization model parameters are listed in Table 5. All analyses related to damage processes are presented in Section 3.2.1.

3.1.2 Analyses of damage process

In order to analyze the damage distribution in the prismatic specimens with steel-fiber-reinforced concrete, the tension damage values near to peak loading are shown in Figure 7a. It can be observed that there is a high-level damage process at the bottom and middle span of the prism and a vanishing process of the damage is evidenced towards the support of the prism.

For the concrete with a steel fiber content of 1.5%, the numerical modeling shows up to 1.05 mm of displacement at the middle of the span near to peak loading. The damage process in the prism is illustrated

in Figure 7b. For the concrete with a steel fiber content of 2.0%, the damage distribution near to peak loading is shown in Figure 7c.

Figure 8 and Table 6 show results of the effect of the steel fiber in the system for a load level of 30 kN. From this figure and the table it is possible to note that the specimen with the highest fiber content showed lower damage at the same loading level, which evidences the crack clipping by steel fibers, which leads to increased tensile strength of the concrete specimen.

3.2 Modeling of Lopes's tests [15]

The second numerical example deals with the analysis of a beam tested by Lopes [15]. Steel fibers A to I were used and their characteristics are given in Table 7. Table 8 shows the mechanical properties of the concrete used to make up the beam analyzed in this section.

3.2.1 Parametric identification of the damage model

The damage model parameters in tension for concrete without fibers were obtained from inverse analysis of prismatic specimens of $100 \times 100 \times 400$ mm (Figure 9) with a span of 300 mm. These specimens were submitted to four-point bending tests. On the other hand, the same parameters were adopted for compression as for the previous numerical example (Table 9). The comparison between experimental and numerical responses is shown in reference [16]. A tolerance factor of 5% between experimental and numerical peak loads was adopted. The elasticity modulus for the concrete obtained in tests was used here.

Figure 5 – Comparison of load curve versus displacement in the numerical and experimental middle-span for the four-point flexural test with concrete with 1.5% fibers

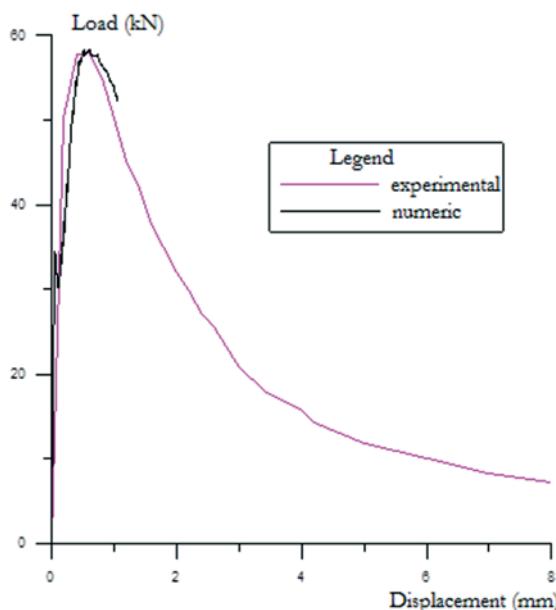


Figure 6 – Comparison of load curve versus displacement in the numerical and experimental middle-span for the four-point flexural test with concrete with 2.0% fibers

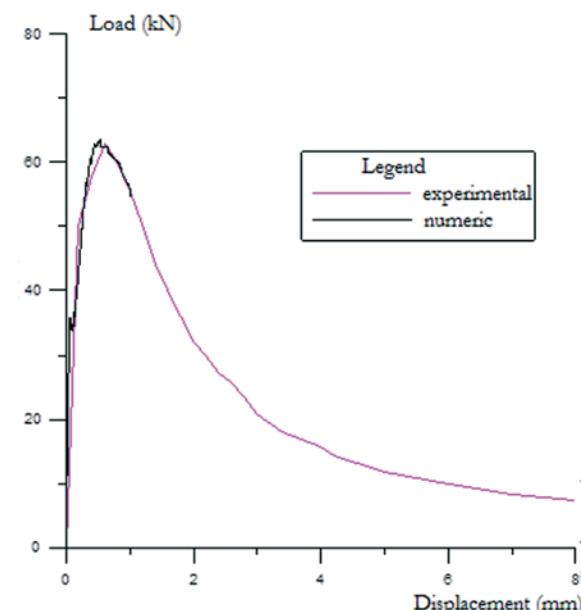
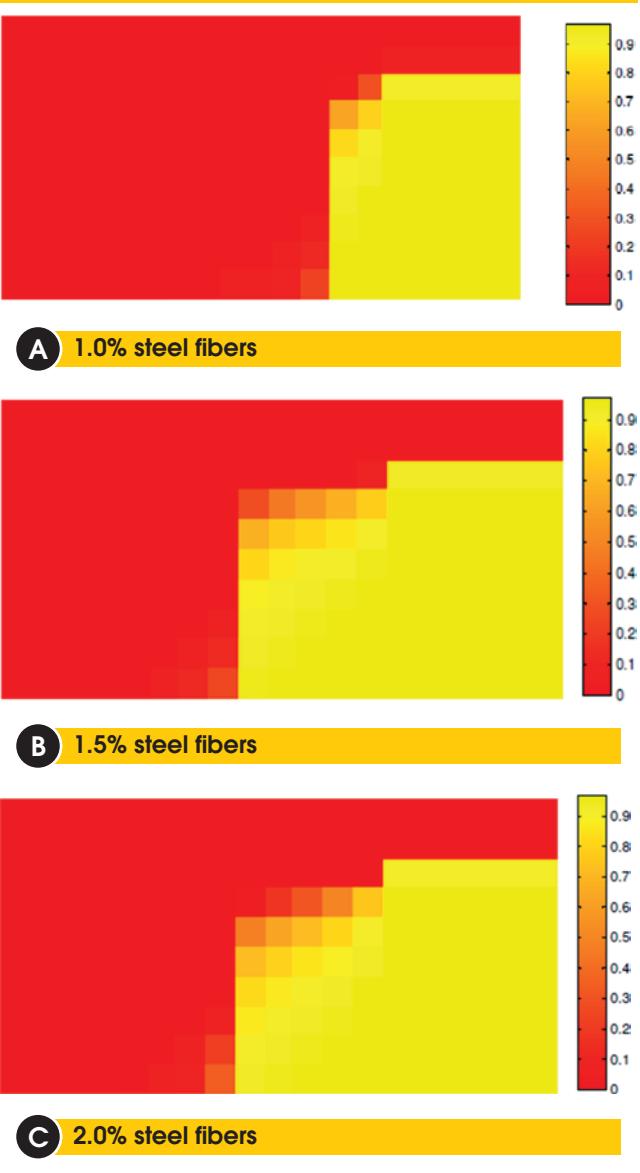


Figure 7 – Graphical representation of tensile damage (D_x) in concrete prismatic specimens

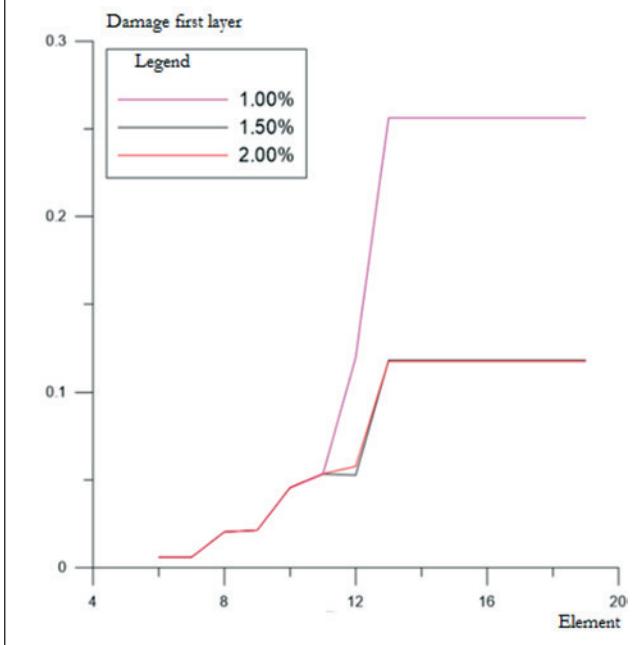


Soon after, the parameters of the homogenization model proposed by La Borderie [4] for concrete with 2% steel fiber content were determined by inverse analyses of the prismatic specimens tested by Lopes [15]. In this case, the damage model parameters for plain concrete were kept constant. Table 10 lists the values of the homogenization model parameters.

Table 6 – Damage analyses for tension in function of fiber percentage

| Fiber percentage | Damaged element | Damage in the element |
|------------------|-----------------|-----------------------|
| 1.00% | 19 | 0.2563 |
| 1.50% | 19 | 0.1184 |
| 2.00% | 19 | 0.1179 |
| 1,00E-02 | 1,00E-02 | 0 |

Figure 8 – Evolution of damage in the 1° tensile layer in function of the percentage of fibers in the load of 30 kN



3.2.2 Modeling of beam test

The geometry of the beam analyzed in this example, as well as the bar reinforcement detail, is shown in Figure 10. This beam was made of concrete with a steel fiber content of 2% and was submitted to bending due to two loads applied at two points 100 cm apart from each other.

Due to beam symmetry, only half of the beam was modeled, using 50 finite elements. The cross-section was divided into 24 layers, as shown in Figure 11. The longitudinal reinforcement properties used in the modeling are shown in Table 11. The parameters of the damage model and the homogenization model are the same as those shown in the previous item because the concrete of the beam is the same. Tables 9 and 10 list these parameters.

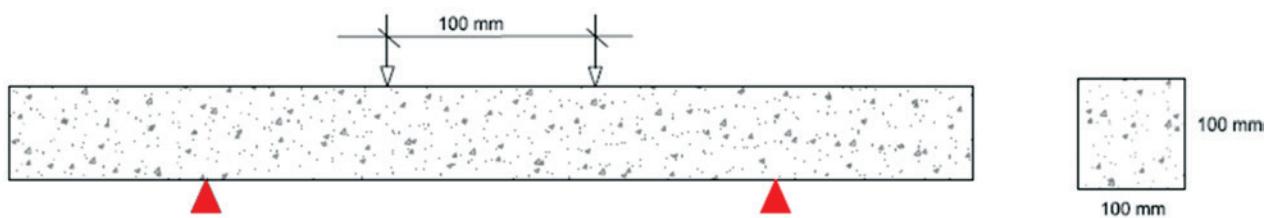
The comparison between numerical and experimental results is presented in Figure 12. A good approximation can be observed in the initial loading, while there is a divergence between the curves for loading near to structural collapse. This behavior is due to fracture nucleation in the collapse regime, where the damage model does not present an efficient response to damage localization.

Table 7 – Steel fiber properties used by Lopes (15)

| Analysed property | Value |
|--------------------------------------|-------|
| Modulus of elasticity (GPa) | 200 |
| Tensile strength (MPa) | 1150 |
| Specific weight (kg/m ³) | 27850 |
| Length (mm) | 35 |
| Diameter (mm) | 0.55 |
| Aspect ratio (l/d) | 64 |

Table 8 – Mechanical properties of concrete obtained by Lopes (15) and used in numerical modeling

| Concrete | Nomenclature | f_{cm} (MPa) | Modulus of elasticity (GPa) | Poisson ratio (ν) | Fiber percentage (%) |
|----------|--------------|----------------|-----------------------------|-------------------------|----------------------|
| 1 | FOV5SPrx1 | 59.06 | 34.91 | 0.20 | 0.00 |
| 2 | FAb2V5SPg1 | 64.22 | 30.19 | 0.22 | 2.00 |

Figure 9 – Four-point flexure test used to identify the fiber variables**Table 9 – Damage parameters and elastic modulus of concrete without fibers identified from the four-point flexural tests on prismatic specimens of 100 mm × 100 mm × 400 mm**

| Parameters | Tension | Compression | $F_{pico, num}$ (kN) | $F_{pico, num} / F_{pico, exp}$ |
|------------------------|------------|-------------|----------------------|---------------------------------|
| E (MPa) | 34910 | 34910 | 25.746 | 2.52% |
| A | 15 | 0.7 | 25.746 | 2.52% |
| B (MPa ⁻¹) | 1290 | 2.5 | 25.746 | 2.52% |
| YO (MPa) | 0.000086 | 0.004945 | 25.746 | 2.52% |
| β | 0.00000045 | 0.0003 | 25.746 | 2.52% |

Table 10 – Model parameters for homogenization of La Borderier (4) for concrete with 2.0% fibers – Example II

| Fiber volume | $F_{pico, num}$ (kN) | Peak stress – σ_{pic} (MPa) | Yield stress – σ_s (MPa) | Strain fracture – ε_{rupt} (m/m) | $F_{pico, num} / F_{pico, exp}$ |
|--------------|----------------------|------------------------------------|---------------------------------|--|---------------------------------|
| 2.00% | 64.49 | 525.00 | 420.00 | 0.0250 | 0.2444% |

Therefore, the analysis of this beam is limited to service loading, which is defined in this paper as a loading lower than 40% of the ultimate load.

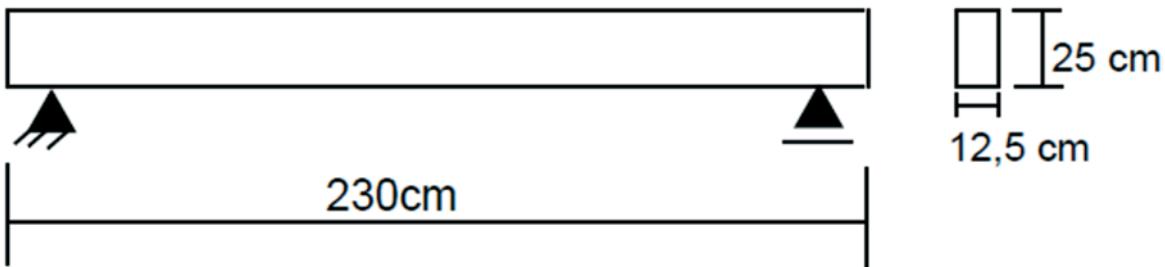
This load level was chosen due to the fact that the Brazilian structures are designed in the Ultimate Limit State [NBR 6118, 2014]. In the context of a normal combination of loadings, the loads are increased by a coefficient equal to 1.4 and the material's strength is decreased by coefficients equal to 1.4 for concrete and 1.15 for steel reinforcement. If the collapse load of the beam is divided by the product of these coefficients in order to obtain the structural service loading, a value of 44% of the collapse load is obtained. This situation corresponds, approximately, to the rare combination for the Service Limit State established by the Brazilian Standards [NBR 6118, 2014]. A value of 40% of the collapse load was adopted because in the service state only 40 to 70% of the live load is acting on the structures. Then, the service load of the beam tested can be estimated as 68 kN, and a displacement of 3.297 mm in

the middle span was obtained from this load. The displacement obtained from the numerical simulation for this load was 2.695 mm, which represents an error of 18% in the evaluation of the vertical

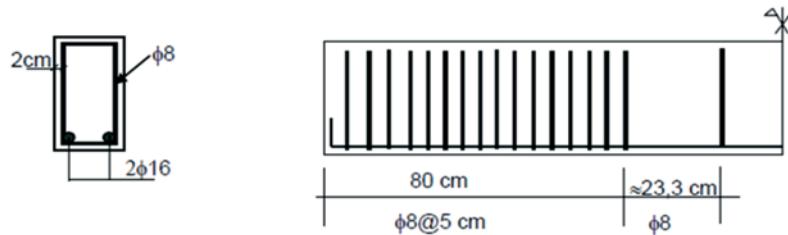
Table 11 – Steel data used in the beam modeling tested by Lopes (15)

| Fiber percentage | Damaged element |
|--------------------------------------|-----------------|
| Modulus of elasticity (MPa) | 210000 |
| Yield stress (MPa) | 500 |
| Ultimate stress (MPa) | 550 |
| Specific weight (kg/m ³) | 7850 |
| Failure strain (%) | 1.000 |

Figure 10 – Beam numerically tested based on Lopes (15) geometry



A Geometry of the beam tested by Lopes (15)



B Beam reinforcement tested by Lopes (15)

displacement of the beam. On the other hand, the displacement obtained using the NBR 6118 [2014] procedure is 3.69 mm. This value is 12% higher than the displacement observed in the test for loading of 68 kN.

The tension damage distribution in the beam near to service loading is shown in Figure 13. It can be noted that the increasing load also leads to increasing damage and dissipates more and more along the beam. Besides, it can be noted that the damage variable already presents high values in the service load state, and in the more tensioned regions it approaches 0.9. This is observed more clearly in Figure 19, which shows

the evolution of damage in the first tensioned layer in the middle span of the beam.

Figure 15 shows a general view of the tension damage distribution in the beam at the load of 85.8 kN, which evidences a cracking concentration in the pure flexure region. This behavior is consistent with the cracking pattern observed in the experimental test. On

Figure 11 – Schematic representation of the cross-section of the beam tested by Lopes (15)

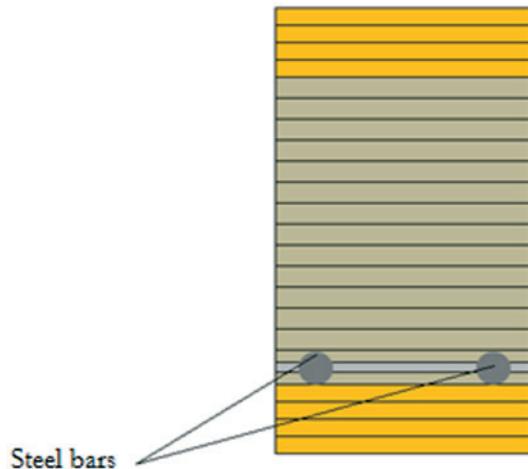
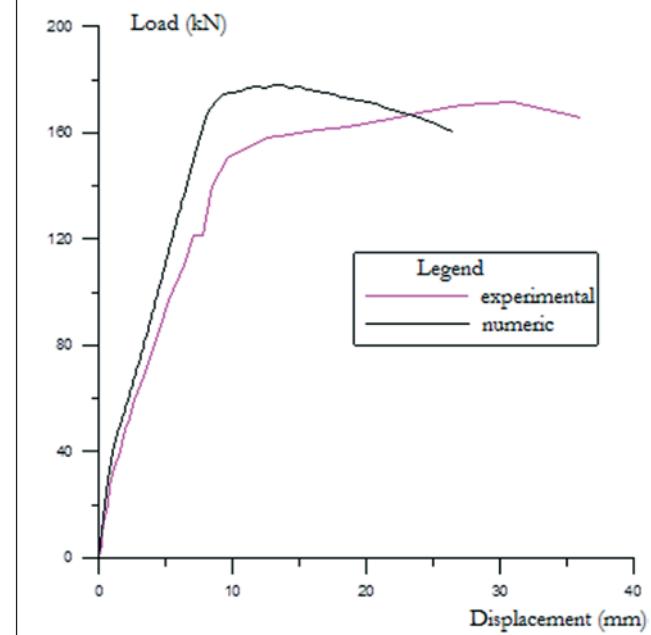


Figure 12 – Chart stress versus displacement of the beam middle-span tested by Lopes (15)



the other hand, because the damage model does not consider the shear contribution, the cracking in the combined shear and flexure region is not well represented by the numerical modeling.

3.3 Modeling of Oliveira's Tests [17]

The third numerical example deals with the analysis of a beam tested by Oliveira [17]. Steel fibers A to I were used and their characteristics are given in Table 12. Table 13 lists the mechanical properties of the concrete.

3.3.1 Parametric identification of the damage model

Prismatic specimens with different sizes were tested by Oliveira [17] to evaluate the load-displacement curve. The prismatic specimens chosen for numerical analysis in this paper had dimensions of $150 \times 150 \times 500$ mm (span of 400 mm), $100 \times 100 \times 400$ m (span of 300 mm), and $200 \times 200 \times 800$ m (span of 600 mm). Prismatic specimens with sizes of $150 \times 150 \times 500$ mm and a fiber

content of 1.25% were used to identify the damage parameters. This specimen corresponds to the characterization of the concrete of the V9 beam tested by Oliveira [17]. Tables 14 and 15 show the parameter values obtained from the damage model. These parameters were kept constant during the numerical analyses and only the parameters related to the homogenization model were changed. Figure 16 shows the comparison between numerical and experimental responses for the prismatic specimens. The error between the numerical and experimental peak loads was 1.24%. It is important to note that the damage model is not capable of representing the mechanical behavior of the beam when dealing with a high level of displacement due to damage localization.

For the V8 beam with a fiber content of 0.75%, the prismatic specimen of $150 \times 150 \times 500$ mm tested by Oliveira was used again [17]. The parameter values obtained for the homogenization model are presented in Table 16 and the numerical and experimental curves for the prismatic specimen are presented in Figure 23.

For the V7 beam with a fiber content of 0.50%, the three sizes of prismatic specimens tested by Oliveira were analyzed [17]. The parameter values for the homogenization model are presented in Table 17. Note that in this table the parameters are dependent on the specimen size. Figure 18 shows the numerical and experimental responses for the three sizes of the prismatic specimens with fiber contents of 0.50%. It can be clearly observed that the damage model is dependent on the specimen size.

3.3.2 Modeling of the beam tests

Oliveira [17] also performed experimental tests on nine beams in order to determine the influence of steel fibers on the minimum reinforcement of the reinforced concrete beams. Figure 19 shows the geometric characteristics of the beam tested by Oliveira [17]. For the numerical modeling of this beam, 50 finite elements were used and the cross-section was divided into 24 layers, as shown in Figure 11. The properties of reinforcement used in the modeling are shown in Table 18.

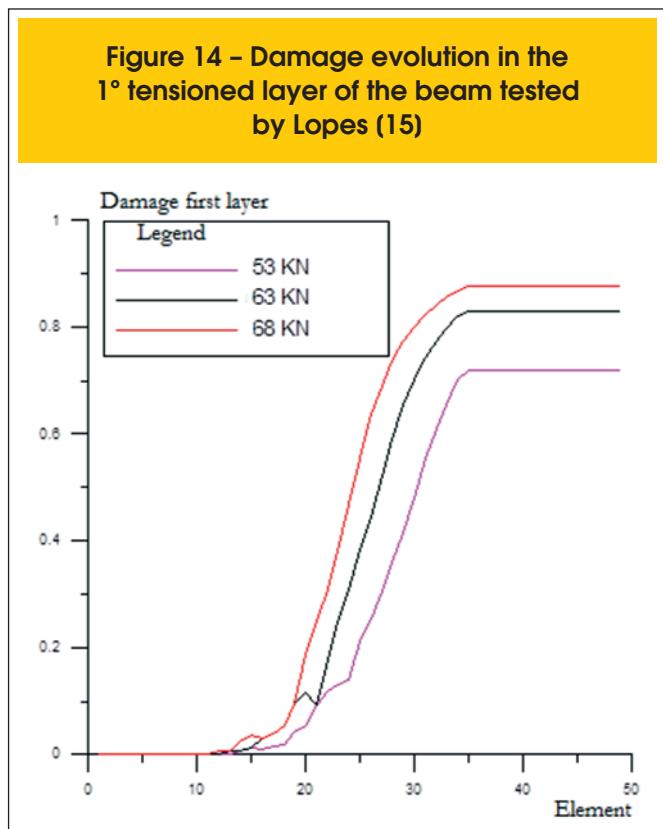
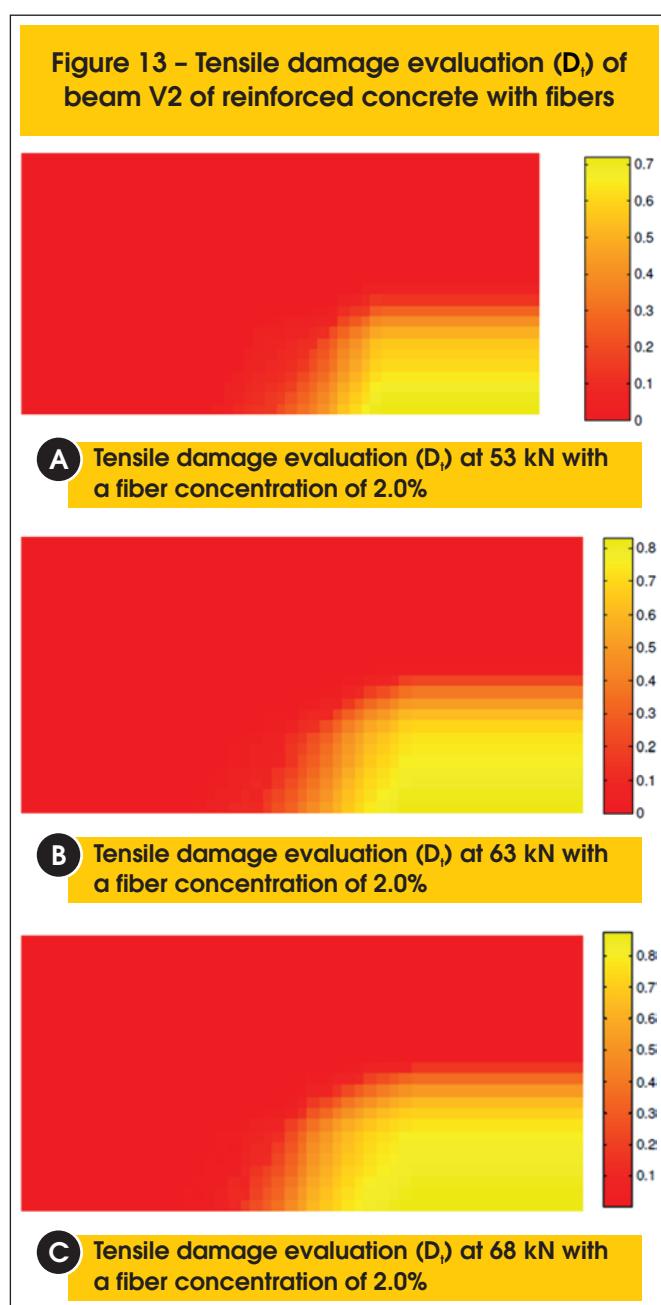
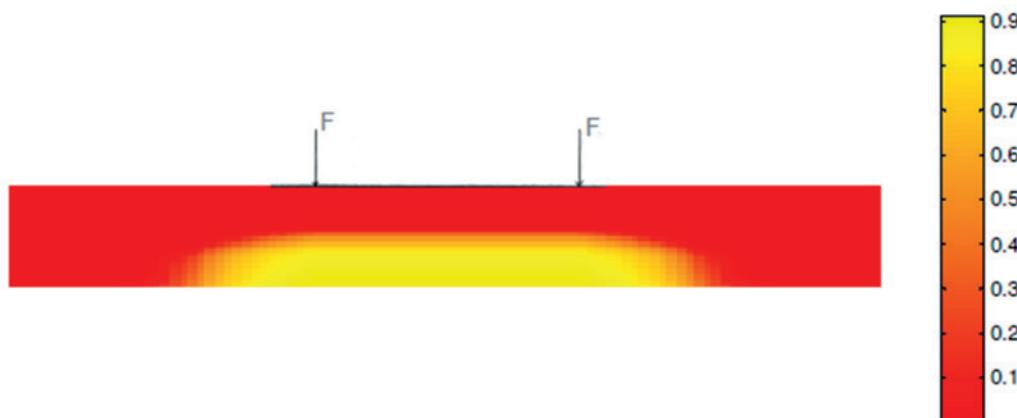
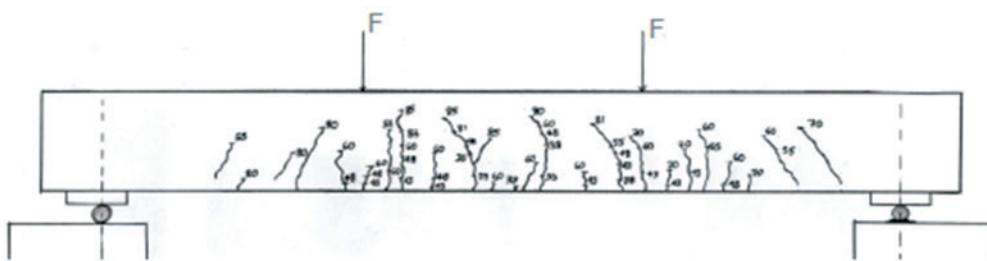


Figure 15 – Comparison of cracking parameters with 85.80 kN load for numerical and experimental values



A Numerical evaluation of tensile damage (D) with the proposed load of 85.80 kN



B Cracking map elaborated by Lopes (15) with the 85.80 kN load

Figure 20 shows the numerical and experimental load–displacement curve in the middle span of the V7 beam with a steel fiber

content of 0.50%. The numerical responses were obtained using the parameters of the homogenization model from three different prismatic specimen sizes. The names P450, P600, and P300 refer to the span of the prismatic specimens; that is, P450 refers to the $150 \times 150 \times 500$ mm specimen, P600 to the $200 \times 200 \times 800$ mm specimen, and P300 to the $100 \times 100 \times 400$ mm specimen. Analyses were performed in the service load state.

It is possible to note the size effect on the high-level load of the beam. As this paper is concerned with the mechanical behavior in the service load state whose results are in agreement with experimental ones, all analyses were performed with parameters obtained from specimen P600.

The maximum experimental load was 111.8 kN and the estimated service load for the numerical analysis was 44.75 kN. The displacement in the middle span of the beam for the experimental service load was 0.503 mm, whereas the displacement obtained from the numerical analysis was 0.514 mm, presenting an error of 2%.

Table 12 – Steel fiber properties used by Oliveira (17)

| Analysed property | Value |
|--|-------|
| Modulus of elasticity (GPa) | 200 |
| Tensile resistance (MPa) | 1100 |
| Specific weight (kg/m^3) | 7850 |
| Length (mm) | 60 |
| Diameter (mm) | 0.75 |
| Aspect ratio (l/d) | 80 |

Table 13 – Mechanical properties of the concrete beams tested by Oliveira (17)

| Beam | f_{cm} (MPa) | Modulus of elasticity E_{cm} (GPa) | Poisson ratio (ν) | Fiber percentage (%) |
|------|----------------|---|-------------------------|----------------------|
| V7 | 55.27 | 51.10 | 0.21 | 0.50 |
| V8 | 53.27 | 45.20 | 0.18 | 0.75 |
| V9 | 62.33 | 40.67 | 0.18 | 1.25 |

Table 14 – Damage parameters and elastic modulus of concrete without fibers identified from the four-point flexural tests on prismatic specimens of 150 mm × 150 mm × 500 mm

| Parameters | Tensile | Compression | $F_{\text{pico, num}}$ (kN) | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|------------------------|------------|-------------|-----------------------------|---|
| E (MPa) | 33700 | 33700 | 78.74 | 1.24% |
| A | 12 | 0.7 | 78.74 | 1.24% |
| B (Mpa ⁻¹) | 6500 | 2.5 | 78.74 | 1.24% |
| YO (Mpa) | 0.000003 | 0.004945 | 78.74 | 1.24% |
| β | 0.00000295 | 0.0003 | 78.74 | 1.24% |

Table 15 – Model parameters for homogenization of La Borderier (4) for concrete with 1.25% fibers – Example III

| Fiber volume | $F_{\text{pico, num}}$ (kN) | Peak stress – σ_{plic} (MPa) | Yield stress – σ_s (MPa) | Strain fracture – $\varepsilon_{\text{rupt}}$ (m/m) | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|--------------|-----------------------------|--|---------------------------------|---|---|
| 1.25% | 78.74 | 430.00 | 344.00 | 0.0400 | 1.24 |

Table 16 – Model parameters for homogenization of La Borderier (4) for the beam V8 with 0.75% steel fibers by Oliveira (17)

| Fiber volume | $F_{\text{pico, num}}$ (kN) | Peak stress – σ_{plic} (MPa) | Yield stress – σ_s (MPa) | Strain fracture – $\varepsilon_{\text{rupt}}$ (m/m) | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|--------------|-----------------------------|--|---------------------------------|---|---|
| 0.75% | 54.31 | 480.00 | 384.00 | 0.040 | 0.254% |

Table 17 – La Borderie (4) parameters for the calibrated curve of the concrete beam V7 with 0.5% fibers

| Fiber volume | $F_{\text{pico, num}}$ (kN) | Prismatic specimens | Peak stress – σ_{plic} (MPa) | Yield stress – σ_s (MPa) | Strain fracture – $\varepsilon_{\text{rupt}}$ (m/m) | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|--------------|-----------------------------|---------------------|--|---------------------------------|---|---|
| 0.50% | 22.89 | 100 × 100 × 450 mm | 675.00 | 540.00 | 0.040 | 0.180% |
| 0.50% | 46.84 | 150 × 150 × 500 mm | 615.00 | 492.00 | 0.040 | 1.134% |
| 0.50% | 61.17 | 200 × 200 × 800 mm | 430.00 | 344.00 | 0.040 | 0.015% |

Table 18 – Longitudinal reinforcement data used in the modeling of beams tested by Oliveira (17)

| Beam | Modulus of elasticity (MPa) | Peak stress – σ_{plic} (MPa) | Yield stress – σ_s (MPa) | Strain fracture – $\varepsilon_{\text{rupt}}$ (m/m) |
|------|-----------------------------|--|---------------------------------|---|
| V7 | 210000 | 729 | 628 | 1.115 |
| V8 | 210000 | 729 | 628 | 1.115 |
| V9 | 210000 | 790 | 651 | 1.013 |

Figure 21 shows the tension damage distribution near to the load of 50 kN. Even at small load levels, the beam shows high damage values in the middle span due to the small reinforcement rate used in this beam. At that loading level, there is fracture nucleation in the experimental test. The numerical modeling tries to reproduce this phenomenon, evidencing a decrease in strength for a load of 55 kN. However, the numerical modeling shows a recovery

of strength and the mechanical behavior of the beam starts to be influenced by the homogenization model. Figure 22 illustrates this phenomenon, presenting a greater increase of the damage in the first layer of the beam in the middle span when the load increases from 50 to 60 kN.

Figure 23 shows the numerical and experimental load–displacement curves for the V8 beam with a fiber content of 0.75%. For

Figure 16 – Numerical curve versus experimental prismatic specimens of V9 beam by Oliveira (17) with 1.25% fibers

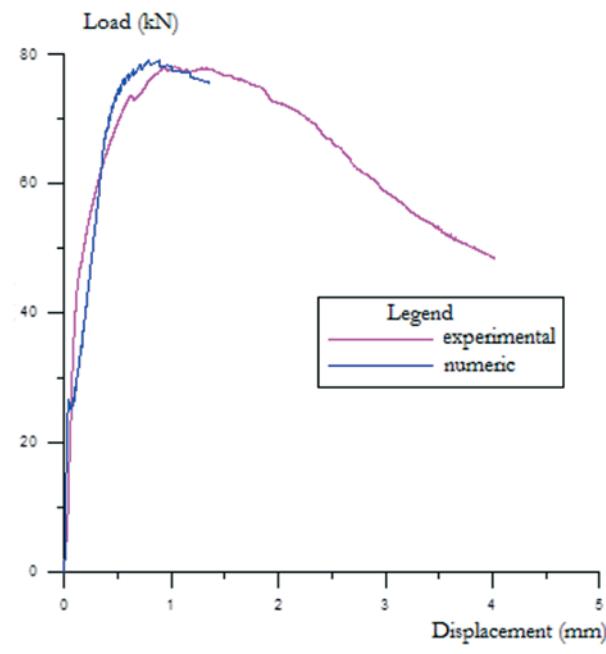
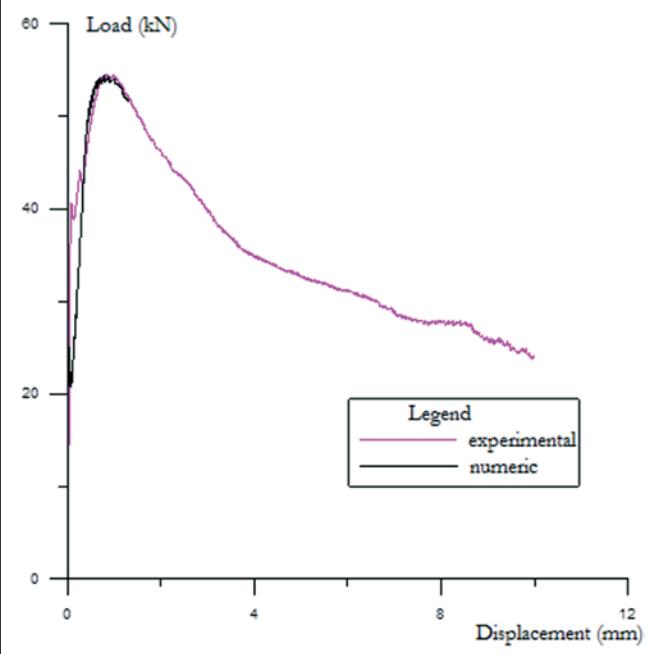


Figure 17 – Numerical curve versus experimental prismatic specimens of V8 beam by Oliveira (17) with 0.75% fibers



this beam, the numerical analysis does not show results after a load of 80 kN due to the intense damage process. The maximum load applied to this beam was 138.21 kN and a service load equal to 55.29 kN was adopted. For this load, the experimental displacement in the middle span of the beam was 0.730 mm, whereas the numerical analysis achieved a displacement of 1.398 mm, representing an error of 92%. For loads smaller than 53 kN, the damage model presented a smaller error compared to experimental values. For example, an error of just 7% was obtained for a load of 52.11 kN. In this case, the vertical displacement estimated by the Brazilian Standard NBR 6118 [2014] was 0.510 mm, representing a value 23% smaller than the experimental one.

The numerical and experimental load–displacement curves for the V9 beam are shown in Figure 24. The service load for this beam was estimated as 66.48 kN, which corresponds to an experimental displacement of 0.844 mm. The numerical modeling presented a value of 1.56 mm, that is, 87% greater than the experimental value. For small loads, the numerical modeling presents good results when compared to the experimental ones. For example, an error of 17% is presented for a loading of about 58.62 kN. In this case, the vertical displacement estimated by the Brazilian Standard NBR 6118 [2014] was 0.512 mm, which represents a value 30% smaller than the experimental one.

In order to evaluate a possible influence of the steel fiber orientation, the three beams tested by Oliveira [17] were simulated again in order to find new parameters for the homogenization model. In this case, the inverse analysis was performed on the experimental response of the beams and not on the prismatic specimen response. Figures 25 to 27 show the load–displacement curves for the new parameters of La Borderie's model [4], which are shown in Table 19. First of all, there is a better approach for the maximum numerical load to the maximum experimental load. However, a difference between the numerical and experimental responses after the damage localization in the middle of the span is still noted. This divergence tends to decrease with increasing the steel fiber content due to a more distributed cracking along the tested beams. Another important observation is that the parameters of the homogenization model vary with the fiber content, as one would expect from La Borderie's model. However, these parameters show a little variation for fiber contents greater than 0.75%, which approximately represents the critical fiber content for this concrete matrix.

4. Conclusions

First of all, it is important to note that the damage model is capable of dealing with structures in service loading state. It is possible to

Table 19 – Model parameters of homogenization by La Borderier (4) obtained by retro-analysis of the beams tested by Oliveira (17)

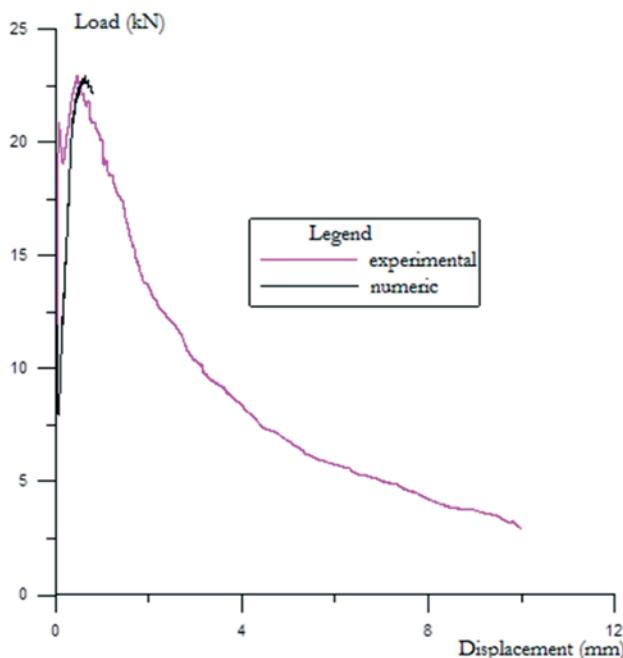
| Beam | Fiber volume (%) | F_{pico} (kN) | Peak stress – σ_{pico} (MPa) | Yield stress – σ_s (MPa) | Strain fracture – $\varepsilon_{\text{rupt}}$ (m/m) | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|------|------------------|------------------------|--|---------------------------------|---|---|
| V7 | 0.50 | 110.21 | 220.00 | 187.00 | 0.020 | 1.49% |
| V8 | 0.75 | 130.88 | 240.00 | 204.00 | 0.020 | 5.69% |
| V9 | 1.25 | 170.66 | 245.00 | 208.50 | 0.020 | 2.09% |

observe that in the service loading state (defined in this paper as about 40% of the ultimate loading), the numerical model presented good results compared to experimental tests.

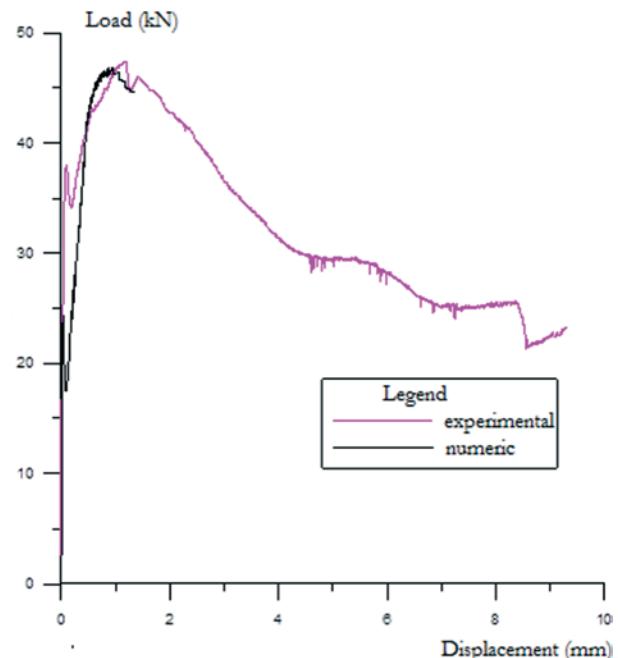
Another factor observed in all examples is the massive process damage in the more tensioned layers even under service loading

state. The constitutive model represents the cracking pattern of beams under flexure well. As the cracking process intensifies, it naturally leads to fracture nucleation. Thus, as the loading increases and the cracking process intensifies, it is expected that the damage model will present instabilities and numerical convergence

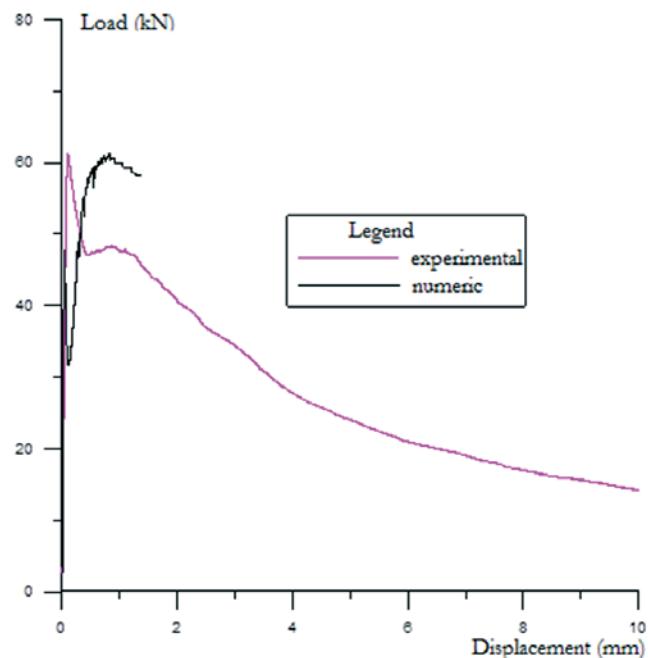
Figure 18 – Numerical curve versus experimental prismatic specimens of V7 beam by Oliveira (17) with 0.50% fibers



A Prismatic specimens of
100 mm x 100 mm x 450 mm



B Prismatic specimens of
150 mm x 150 mm x 500 mm



C Prismatic specimens of
200 mm x 200 mm x 800 mm

Figure 19 – Beam numerically tested based on Oliveira's (18) geometry

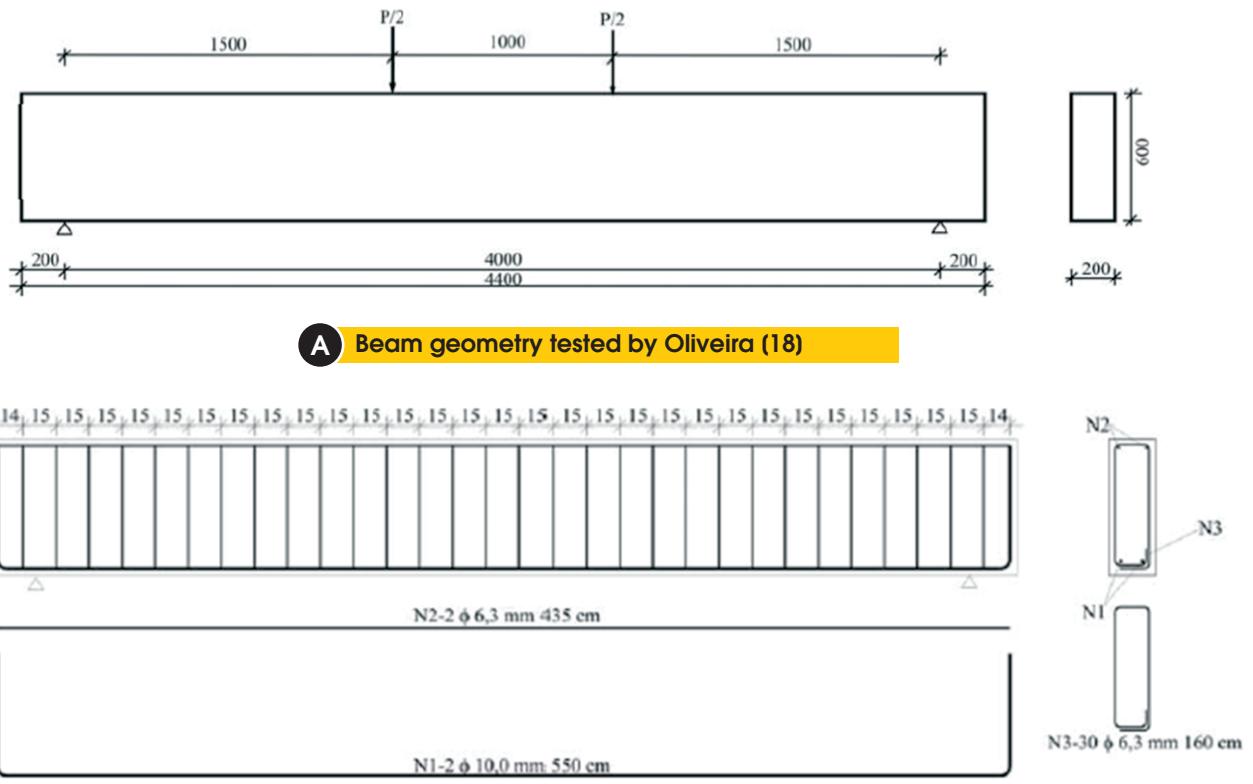


Figure 20 – Numerical and experimental curves of beam V7 of Oliveira (17)

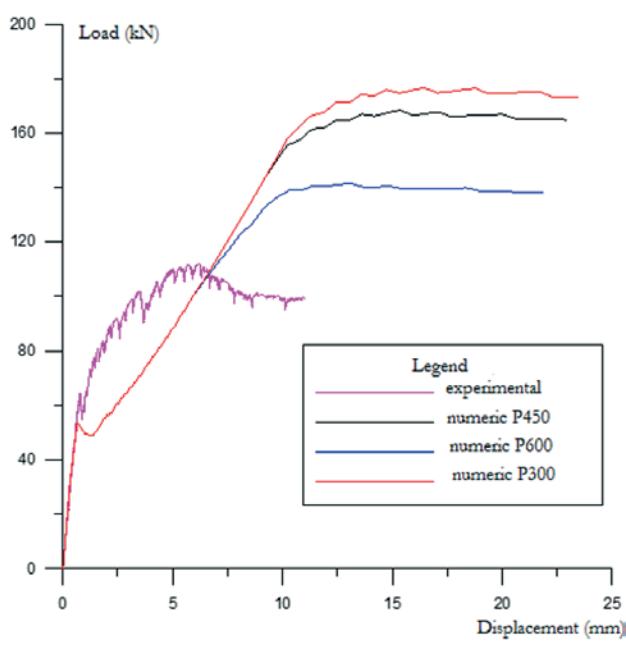


Figure 21 – Damage by tensile (D_t) in beam V7 of Oliveira (17) for a specific strength

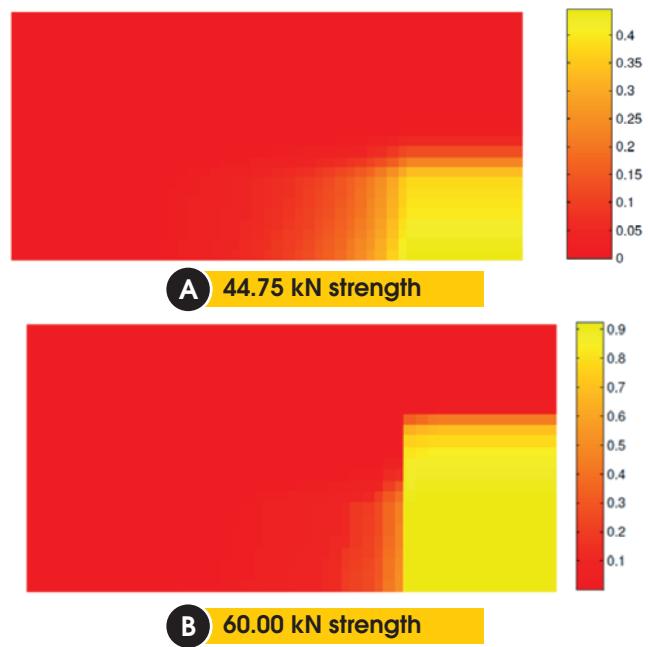


Figure 22 – Comparison of damage in the first layer of beam V7

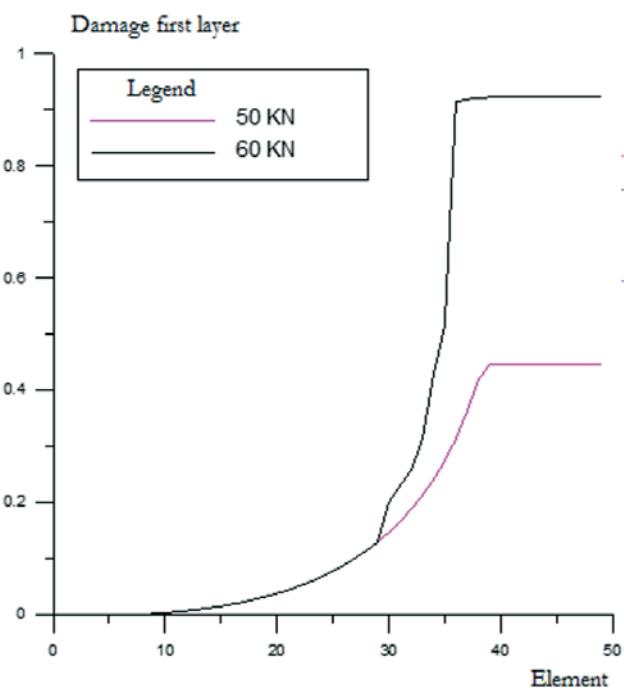


Figure 24 – Load versus numerical and experimental displacement of beam V9 of Oliveira (17)

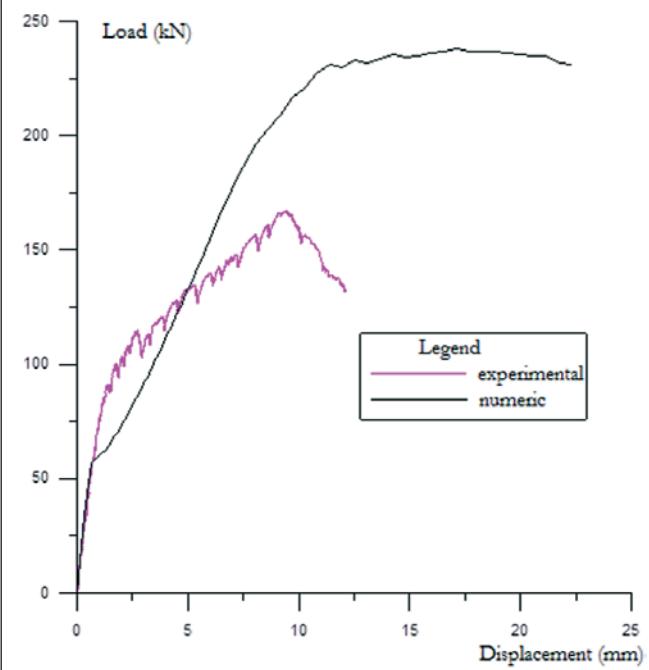


Figure 23 – Load versus numerical and experimental displacement of beam V8 of Oliveira (17)

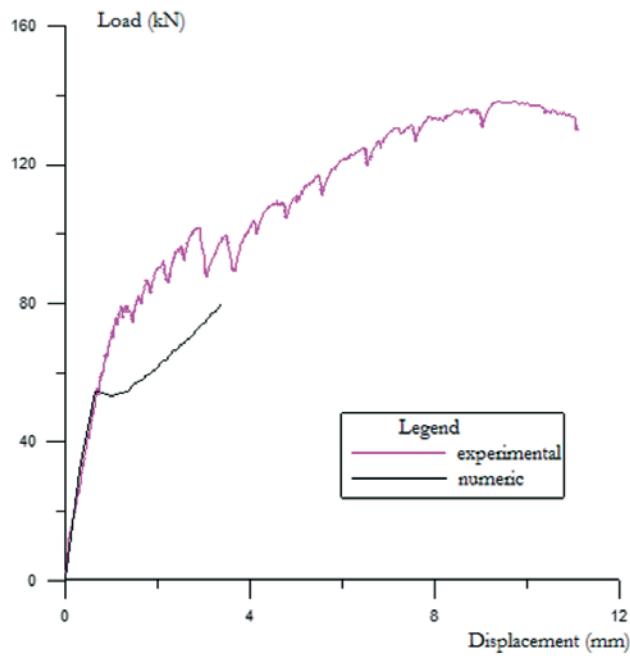


Figure 25 – Parametric identification through beam V7 with 0.5% fibers

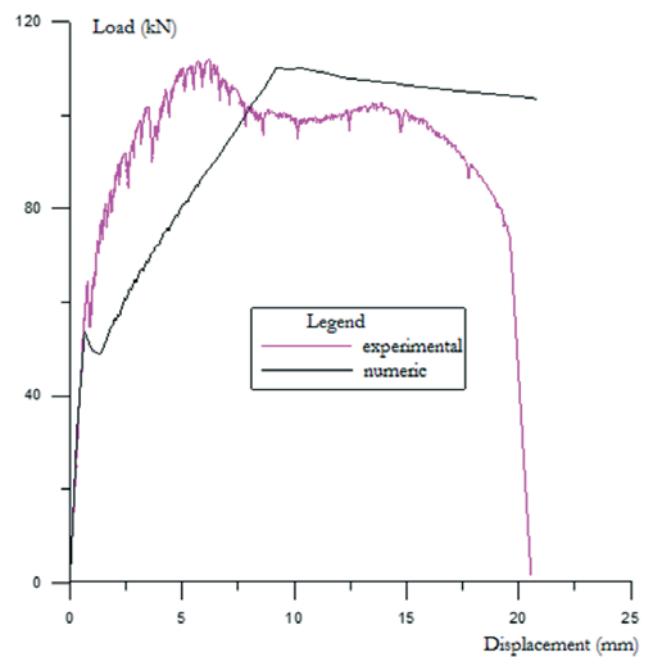


Figure 26 – Parametric identification through beam V8 with 0.75% fibers

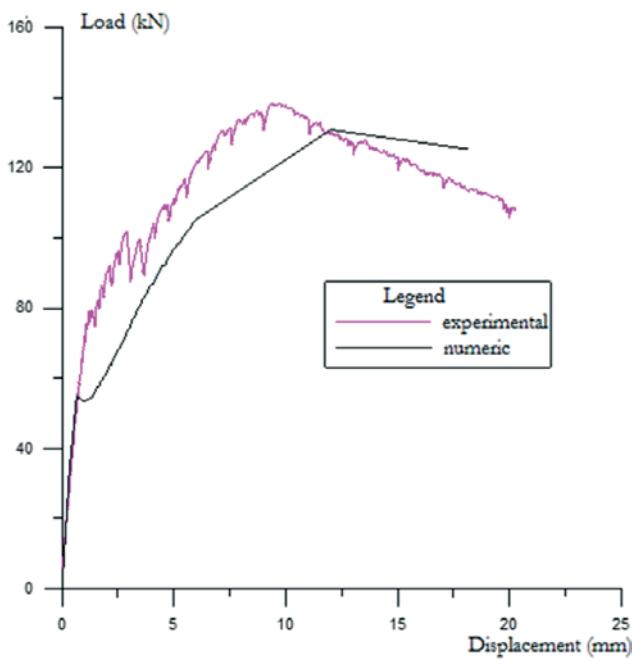
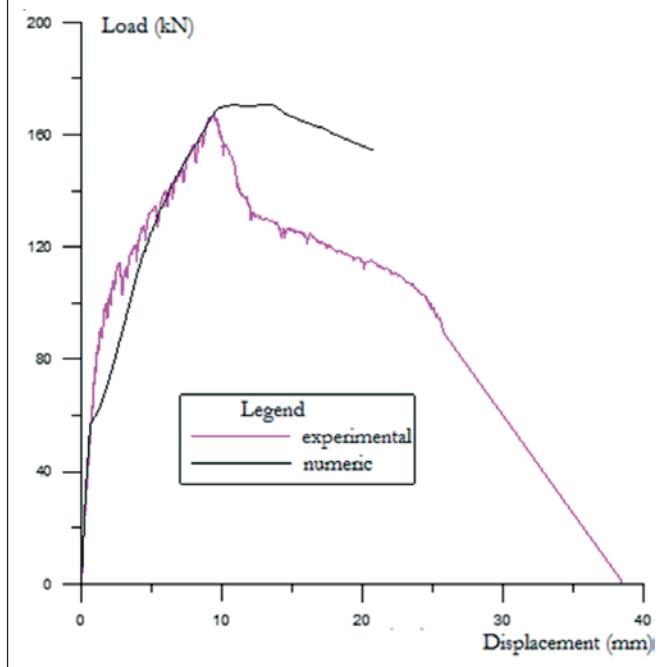


Figure 27 – Parametric identification through beam V9 with 1.25% fibers



problems. In fact, these problems arise after the service loading state. This feature is more pronounced in concrete prisms with or without low values of fiber content, in which there is nucleation of localized fractures in the absence of reinforcement. Therefore, the damage model cannot capture the effect of strain localization. In future work, the authors intend to propose a two-dimensional modeling coupling a fracture model with the damage model in order to investigate the localization problem described here.

The parametric identification of a constitutive model is one of the most important features involved in computational modeling of structures. It is observed that the responses obtained from beam modeling in the third example are not satisfactory with regard to the softening behavior. In addition, the damage model does not consider the fracture nucleation, another important observation concerns the possible influence of the size effect and the fiber orientation. In both the second and the third example, the parametric identifications were performed in prismatic specimens with dimensions smaller than those of the beams. As the damage model does not take into account those two factors, it may be that the numerical response was affected and the numerical strength was greater than the results obtained from experimental tests. The change of prismatic size of the V7 beam in the third example led to changes of the homogenization parameters and consequently changes in the numerical response of the beam.

The influence of the size effect and fiber orientation can be more pronounced when the parameters of the homogenization model have been obtained from inverse analysis of the beams. In this case, a reduction of the maximum load obtained from numerical modeling, which was nearest to the experimental values, was observed. This suggests that fewer

steel fibers were oriented in the longitudinal direction of the beams. The increase in the maximum load of the beams in the third example was not proportional to the increase in fiber content. On the other hand, the parameters obtained from the inverse analysis of prismatic specimens in the second example were adequate to represent the service state of the beam, as well as the maximum experimental load. This feature can be explained by the similarity of the cross-section dimensions of the specimen and the beam in this example.

Finally, it can be concluded that the damage model can be applied in the analysis of steel-fiber-reinforced concrete beams once the numerical responses show good agreement with the experimental results, mainly in service loading state. In a preliminary analysis, if the proposed damage model response is compared with the displacement evaluated from the Brazilian Standard NBR 6118 [2014], the damage model tends to provide values of displacement closer to those observed in the experimental tests. However, this assertion needs to be better investigated in future works.

5. Acknowledgments

Financial support from CAPES Foundation, the Ministry of Education of Brazil, and CNPq (National Council for Scientific and Technological Development) is gratefully acknowledged.

6. References

- [1] MATALLAH, M.; LA BORDERIE, C. Inelasticity-damage-based model for numerical modeling of concrete cracking,

- Engineering Fracture Mechanics, v. 76, pp. 1087–1108, 2009.
- [2] BIELSKI, J.; SKRZYPEK, J. J.; KUNA-CISKAL, H. Implementation of a model of couled elastic-plastic unilateral damage material to finite element code. International Journal of Damage Mechanics, v. 15, pp. 5–39, 2006.
- [3] PITUBA, J. J. C.; FERNANDES, G. R. Anisotropic damage model for concrete. Journal of Engineering Mechanics, v. 137, pp. 610–624, 2011.
- [4] LA BORDERIE, C. Phenomenes unilateraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l'analyse de structures en béton. Tese (Doutorado em Engenharia), Universidade de Paris, Paris, 1991, 140 p.
- [5] LI, F., LI, Z. Continuum damage mechanics based modeling of fiber reinforced concrete in tension. International Journal of Solid and Structures. Hong Kong, v. 38, p. 777–793, 1999.
- [6] LEE, H. K., LIANG, Z. Computational modeling of the response and damage behavior of fiber reinforced cellular concrete. Computers & Structures. USA, v. 82, p. 581–592, 2004.
- [7] HAMEED, R., SELLIER, A., TURATSINZE, A., DUPRAT, F. Damage modeling of metallic fiber-reinforced concrete. Engineering Procedia. France, v. 10, p. 1670–1678, 2011.
- [8] PASA, V. F. Análise do comportamento de estruturas de concreto reforçado com fibras de aço via método dos elementos finitos. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007, 130 p.
- [9] GUELLO, G. A. Simulação computacional de estruturas de concreto por meio da mecânica do dano. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola Politécnica de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002, 105 p.
- [10] PITUBA, J. J. C. Sobre a formulação de um modelo de dano para concreto. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003, 151 p.
- [11] COMI, C.; PEREGO, U. A bi-dissipative damage model for concrete with applications to dam engineering. European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering (ECOMAS 2000), 2000.
- [12] RAMTANI, S.; BERTHAUD, Y.; MAZARS, J. Orthotropic behavior of concrete with directional aspects: modeling and experiments. Nuclear Engineering Design, v. 133, pp. 97–111, 1992.
- [13] VELASCO, R. V. Concretos auto-adensáveis reforçados com elevadas frações Volumétricas de fibras de aço: propriedades reológicas, Físicas, mecânicas e térmicas. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2008, 349 p.
- [14] ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15530: Fibras de aço para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2007, 7 p.
- [15] LOPES, M. M. Substituição parcial de armadura de flexão por fibras de aço em vigas de concreto. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005, 155 p.
- [16] PEREIRA JUNIOR, W. M. Análise numérica de estruturas de concreto com fibras utilizando mecânica do dano. Dissertação (Mestrado em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil), Escola de Engenharia Civil da Universidade de Goiás, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014, 157 p.
- [17] OLIVEIRA, C. A. S. Avaliação da redução de armadura mínima de flexão em vigas de concreto armado com adição de fibras de aço. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2008, 231 p.
- [18] BENTUR, A., MINDESS, S. Fiber Reinforced Cementitious Composites. Elsevier Science, 1990.

Numerical analysis of steel-fiber-reinforced concrete beams using damage mechanics

Análise numérica de vigas de concreto com fibras de aço utilizando mecânica do dano

W. M. PEREIRA JUNIOR ^a
w.junioreng@gmail.com

D. L. ARAÚJO ^b
araujodl@terra.com.br

J. J. C. PITUBA ^b
jjpituba@yahoo.com.br

Abstract

This work deals with numerical modeling of the mechanical behavior of steel-fiber-reinforced concrete beams using a constitutive model based on damage mechanics. Initially, the formulation of the damage model is presented. The concrete is assumed to be an initial elastic isotropic medium presenting anisotropy, permanent strains, and bimodularity induced by damage evolution. In order to take into account the contribution of the steel fiber to the mechanical behavior of the media, a homogenization procedure is employed. Finally, numerical analyses of steel-fiber-reinforced concrete beams submitted to bending loading are performed in order to show the good performance of the model and its potential.

Keywords: damage mechanics, steel-fiber-reinforced concrete beams, constitutive model, concrete.

Resumo

O artigo trata de uma contribuição à modelagem numérica do comportamento mecânico de vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço utilizando modelos constitutivos baseados na Mecânica do Dano. O mesmo apresenta a formulação de um modelo de Dano proposto que admite o concreto como material inicialmente isótropo e elástico, mas com a evolução do processo de danificação, exibe deformações plásticas, anisotropia e bimodularidade induzidas pelo dano. A incorporação das fibras na modelagem é efetuada por meio de um procedimento de homogeneização. Por fim, análises numéricas de vigas de concreto armado reforçado com fibras de aço sujeitas à flexão são realizadas com o objetivo de avaliar a aplicabilidade da modelagem proposta.

Palavras-chave: mecânica do dano, vigas de concreto reforçado com fibras de aço, modelo constitutivo, concreto.

^a Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, GO, Brasil;
^b Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, Brasil.

Received: 23 May 2015 • Accepted: 28 Sep 2015 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introdução

Todo sistema mecânico quando submetido a carregamentos, sejam eles estáticos ou dinâmicos, ou de natureza térmica, apresenta uma resposta. Contudo, prevê-la neste sistema mecânico pode tornar a análise muito complexa, pois ela está ligada diretamente com a lei constitutiva do material que faz parte de seus componentes em análise. Dentre alguns trabalhos relacionados a diferentes modelos constitutivos para análise de sistemas mecânicos compostos por concreto, podem ser citados alguns bastante difundidos como em [1], [2] e [3]. No âmbito das ferramentas numéricas utilizadas na mecânica computacional destaca-se a Mecânica do Dano Contínuo (MDC) devido ao fato de apresentar bons resultados para as respostas de sistemas mecânicos compostos por materiais complexos como o concreto. Em meio aos trabalhos pioneiros na área destaca-se o trabalho proposto por La Borderie [4], no qual há uma proposta de regra de homogeneização com um modelo de dano para concreto reforçado com fibras para determinação da tensão corrigida na matriz compósita.

Já Li e Li [5] estudaram a aplicação de modelos de dano para análise de concreto com fibras na situação de tração. Naquele trabalho, o concreto possuía a característica de endurecimento com incrementos de deformação, demonstrando bons resultados quando comparados às análises experimentais. O mesmo pode ser dito do trabalho proposto por Lee e Liang [6], porém aplicando a MDC para o concreto celular reforçado com fibras.

Por outro lado, Hameed e colaboradores [7] utilizaram mecânica do dano para modelar vigas de concreto reforçado com fibras de aço, obtendo resultados satisfatórios quando comparado aos testes experimentais. Pasa [8] avaliou o comportamento mecânico do concreto reforçado com fibras de aço por meio do método dos elementos finitos utilizando modelos constitutivos e fissuração distribuída.

Segundo Guello [9], o comportamento não linear do concreto, que se dá mesmo em baixos níveis de tensão, é influenciado pela microfissuração inicial e pela sua propagação durante o processo de carregamento. Logo, pode-se perceber a importância de um modelo de fissuração que se aproxime da realidade. Porém, no âmbito dos materiais aprimorados para uso estrutural, destaca-se o concreto reforçado com fibras de aço, que mitiga esse efeito de fragilidade ao efeito da tração, permitindo que o concreto com esse reforço na matriz cimentícia tenha sua capacidade de deformação melhorada pelo efeito de grampeamento das fissuras proporcionado pelas fibras. De acordo com [18], a influência da adição de fibras de aço em concretos e argamassas na resistência à flexão é muito maior que nas resistências à tração direta e à compressão.

Este trabalho tem o objetivo de apresentar uma proposta de modelagem do comportamento mecânico do concreto com fibras utilizando o modelo de Pituba e Fernandes [3], o qual já foi testado em estruturas de concreto convencional. A versão unidimensional desta proposta de modelagem é apresentada e empregada na análise de vigas de concreto reforçado com fibras de modo a balizar uma discussão sobre a viabilidade e limitações de emprego em análises numéricas simplificadas da Engenharia Estrutural.

2. Modelo computacional utilizado

2.1 Modelo das armaduras

Neste trabalho foi utilizado um modelo unidimensional para descri-

ção do comportamento mecânico da armadura no concreto, a qual contribui apenas com os esforços axiais atuantes na estrutura. A área de aço é transformada numa área disposta como uma camada posicionada segundo seu baricentro (ver Figura 1) O aço, aqui representado em seu modelo elasto-plástico, possui comportamento equivalente em regime de tração e compressão. Adota-se, então, um diagrama bilinear para representação do comportamento tensão versus deformação.

2.2 Modelo de dano para concreto

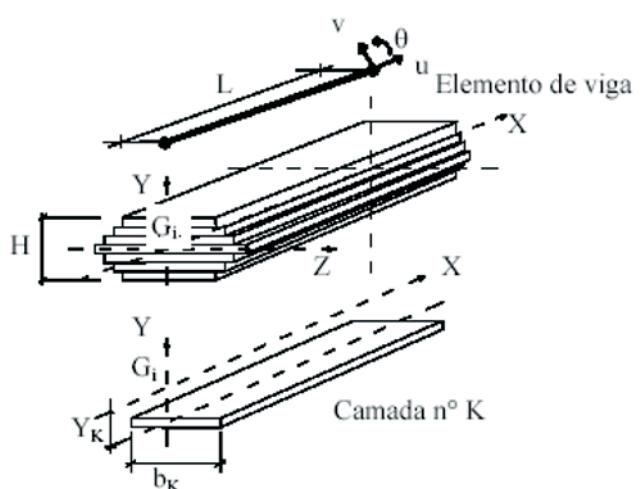
O concreto é aqui considerado como um material que pertence à categoria dos meios inicialmente isotropos que passam a apresentar isotropia transversal e resposta bimodular induzidas pelo dano. A formulação do modelo para o concreto tem por base o princípio de equivalência de energia e o formalismo é apresentado por Pituba e Fernandes [3].

No que segue, o modelo proposto por [3] é descrito brevemente neste trabalho, iniciando pela apresentação do tensor de dano para estados predominantes de tração, cuja expressão é dada na forma:

$$\mathbf{D}_T = f_1(D_1, D_4, D_5)(\mathbf{A} \otimes \mathbf{A}) + 2 f_2(D_4, D_5)[(\mathbf{A} \underline{\otimes} \mathbf{I} + \mathbf{I} \bar{\otimes} \mathbf{A}) - (\mathbf{A} \otimes \mathbf{A})] \quad (1)$$

sendo $f_1(D_1, D_4, D_5) = D_1 - 2 f_2(D_4, D_5)$ e $f_2(D_4, D_5) = 1 - (1-D_4)(1-D_5)$. O tensor de dano apresenta duas variáveis escalares na sua composição (D_1 e D_4) e uma terceira variável escalar de dano, D_5 , ativada somente se ocorrer compressão prévia com danificação correspondente. A variável D_1 representa a danificação na direção perpendicular ao plano local de isotropia transversal do material

Figura 1 – Elemento finito empregado no código computacional de Pituba (10)



e D_4 é a variável representativa da danificação gerada pelo cislamento entre as bordas das fissuras pertencentes àquele plano. Na Eq. (1), o tensor I é o tensor identidade de segunda ordem e o tensor A é, por definição, formado pelo produto tensorial do versor perpendicular ao plano de isotropia transversal por ele mesmo. As operações de produtos tensoriais entre os tensores de segunda ordem I e A que aparecem na Eq. (1) estão descritas em [3]. Para estados predominantes de compressão, o tensor de dano é dado pela relação:

$$\mathbf{Dc} = f_1(D_2, D_4, D_5)(A \otimes A) + f_2(D_3)[(I \bar{\otimes} I) - (A \otimes A)] + 2f_3(D_4, D_5)[(A \bar{\otimes} I + I \bar{\otimes} A) - (A \otimes A)] \quad (2)$$

sendo $f_1(D_2, D_4, D_5) = D_2 - 2f_3(D_4, D_5)$, $f_2(D_3) = D_3$ e $f_3(D_4, D_5) = 1 - (1-D_4)(1-D_5)$.

Notam-se três variáveis escalares na sua composição: D_2 , D_3 e D_5 , além de D_4 , relacionada a efeitos de tração pré-existentes. A variável D_2 (danificação perpendicular ao plano local de isotropia transversal do material) penaliza o módulo de elasticidade nessa direção e juntamente com D_3 (representante da danificação no plano de isotropia transversal) penaliza o coeficiente de Poisson em planos perpendiculares ao de isotropia transversal.

Finalmente, os tensores constitutivos resultantes são descritos por:

$$\mathbf{E}_T = \lambda_{11}[I \otimes I] + 2\mu_1[I \bar{\otimes} I] - \lambda_{22}^+(D_1, D_4, D_5)[A \otimes A] - \lambda_{12}^+(D_1)[A \bar{\otimes} I + I \bar{\otimes} A] - \mu_2(D_4, D_5)[A \bar{\otimes} I + I \bar{\otimes} A] \quad (3)$$

$$\mathbf{E}_C = \lambda_{11}[I \otimes I] + 2\mu_1[I \bar{\otimes} I] - \lambda_{22}^-(D_2, D_3, D_4, D_5)[A \otimes A] - \lambda_{12}^-(D_2, D_3)[A \bar{\otimes} I + I \bar{\otimes} A] - \lambda_{11}^-(D_3)[I \otimes I] - \frac{(12)\nu_0}{\nu_0}\lambda_{11}^-(D_3)[I \bar{\otimes} I] - \mu_2(D_4, D_5)[A \bar{\otimes} I + I \bar{\otimes} A] \quad (4)$$

onde $\lambda_{11} = \sigma_0$ e $\mu_1 = \mu_0$. Os outros parâmetros só existem para dano não-nulo, evidenciando dessa forma a anisotropia e bimodularidade induzidas pelo dano, e são definidos por:

$$\begin{aligned} \lambda_{22}^+(D_1, D_4, D_5) &= (\lambda_0 + 2\mu_0)(2D_1 - D_1^2) - 2\lambda_{12}^+(D_1) - 2\mu_2(D_4, D_5) \\ \lambda_{12}^+(D_1) &= \lambda_0 D_1; \quad \mu_2(D_4, D_5) = 2\mu_0[1 - (1 - D_4)^2(1 - D_5)^2] \\ &+ \frac{(\nu_0 - 1)}{\nu_0}\lambda_{11}^-(D_3) - 2\mu_2(D_4, D_5) \end{aligned} \quad (5)$$

$$\lambda_{12}^-(D_2, D_3) = \lambda_0[(1 - D_3)^2 - (1 - D_2)(1 - D_3)] \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \lambda_{11}^-(D_3) &= \lambda_0(2D_3 - D_3^2); \\ \mu_2(D_4, D_5) &= 2\mu_0[1 - (1 - D_4)^2(1 - D_5)^2] \end{aligned} \quad (7)$$

O modelo trabalha ainda com a definição de um hiperplano separador no espaço das deformações de modo a determinar se o estado de deformação está em um regime predominante de compressão ou de tração. Além disso, há também a definição de critérios de início e de evolução dos processos de danificação. Maiores detalhes encontram-se em Pituba e Fernandes [3].

O modelo de dano foi implementado em um código computacional baseado no Método dos Elementos Finitos de barra com seção transversal estratificada para a análise numérica de estruturas em barras discretizadas com seção transversal estratificada (Figura 1), permitindo assim colocar na seção transversal camadas equivalentes de aço ou concreto. Aderência perfeita entre concreto e aço é admitida na modelagem. Também são atribuídas características específicas de cada camada, tais como: módulo de elasticidade e deformações anelásticas equivalentes, utilizando regra de homogeneização para tal fim (vide [3]).

O modelo proposto por [3] não contabilizava valores de deformações permanentes, ou seja, para situações de descarregamento o modelo recupera totalmente o valor de deformação na peça. Porém, isto não ocorre em situações reais de carregamento e descarregamento. Logo, se essas deformações permanentes não forem desprezíveis, elas devem ser consideradas para aproximação da realidade em situações de descarregamento.

De fato, as deformações anelásticas e a danificação evoluem simultaneamente. Segundo La Borderie [4], a microfissuração e a existência de vazios no material estão na origem dos dois fenômenos. Por um lado os microvazios são uma causa para as deformações anelásticas, pois impedem que as microfissuras fechem totalmente num processo de descarregamento. Por outro lado, nota-se numa microfissura que suas faces são irregulares, sendo esta outra razão para a dificuldade do seu fechamento total.

Como critério geral, admite-se que as deformações residuais surgem após o início da danificação. A proposta aqui apresentada limita-se apenas aos casos uniaxiais do modelo de [3], pois se tratando de um modelo de dano com anisotropia induzida, as deformações plásticas em estados mais complexos de solicitação devem ser melhor avaliadas.

Nesse contexto, e tendo-se em vista a bimodularidade, propõe uma lei de evolução não associativa para as deformações residuais, inspirada na proposta de [11], dada por:

$$\varepsilon^P = \frac{\partial g_T}{\partial \sigma} D_T + \frac{\partial g_C}{\partial \sigma} D_C \quad (8)$$

Sendo g_T e g_C potenciais anelásticos.

Admitindo-se, ainda por simplificação, que as deformações plásticas são compostas exclusivamente por deformações volumétricas, nos moldes de alguns modelos encontrados na literatura [12], os potenciais podem ser expressos por:

$$g_T = \beta_T(D_T) I_1 \quad (9)$$

$$g_c = \beta_c(D_c)I_1 \quad (10)$$

Onde as funções de dano $\beta_T(D_T)$ e $\beta_c(D_c)$, são dependentes do material. No caso do modelo proposto para aplicação ao concreto, assumem-se as seguintes funções:

$$\beta_T(D_T) = \frac{\beta_1}{(1-D_1)^2} \quad (11)$$

$$\beta_c(D_c) = \frac{\beta_2}{(1-D_2)^2} \quad (12)$$

Sendo I_1 o primeiro invariante do tensor de tensões.

Segue, daí, que a Eq. 8 assume a forma descrita a seguir:

$$\varepsilon^P = \beta_T(D_T)I_1D_T + \beta_c(D_c)I_1D_c \quad (13)$$

Finalmente, a lei de evolução para as deformações plásticas ε^P , levando-se em conta o efeito unilaterial, resulta:

$$\varepsilon^P = \left(\frac{\beta_1}{(1-D_1)^2} D_1 + \frac{\beta_2}{(1-D_2)^2} D_2 \right) I_1 \quad (14)$$

Observa-se que nesta proposta β_1 e β_2 são parâmetros diretamente relacionados às evoluções das deformações plásticas induzidas pelo dano em tração e em compressão, respectivamente. Quando os valores desses parâmetros são impostos como nulos, recupera-se o modelo originalmente proposto em [3], ou seja, comportamento elástico-danificado sem a consideração de deformações plásticas.

É importante observar que a identificação dos parâmetros β_1 e β_2 necessita da realização de ensaios uniaxiais de tensão em tração e compressão, respectivamente, com carregamento e descarregamento.

Por outro lado, admitindo para o problema analisado neste trabalho que a direção longitudinal representa a direção perpendicular ao plano de isotropia transversal, a versão unidimensional do modelo de dano é descrita brevemente pelas equações seguintes:

$$E(\varepsilon) = \begin{cases} E_c \text{ seg } (\varepsilon, D_T, D_c) < 0 \\ E_T \text{ seg } (\varepsilon, D_T, D_c) > 0 \end{cases} \quad (15)$$

$$E_T = E(1-D_1)^2(1-D_2)^2 \quad (16)$$

$$E_c = E(1-D_2)^2 \quad (17)$$

Já a energia associada W_{e+}^* e W_{e-}^* ao desenvolvimento do modelo se reduz ao formato simplificado:

$$W_{e+}^* = \frac{\sigma_{11}^2}{2E(1-D_1)^2(1-D_2)^2} \quad (18)$$

$$W_{e-}^* = \frac{\sigma_{11}^2}{2E(1-D_2)^2} \quad (19)$$

$$Y_T = \frac{\partial W_{e+}^*}{\partial D_1} = Y_1 \quad (20)$$

$$Y_C = \frac{\partial W_{e-}^*}{\partial D_2} = Y_2 \quad (21)$$

$$Y_1 = \frac{\sigma_{11}^2}{2E(1-D_1)^3(1-D_2)^2}; Y_2 = \frac{\sigma_{11}^2}{E(1-D_2)^3} \quad (22)$$

Maiores detalhes sobre o modelo de dano podem ser encontrados em Pituba e Fernandes [3]. A Figura 1 apresenta o modelo de elementos finitos utilizado neste trabalho.

2.3 Modelo de homogeneização para consideração da presença das fibras no concreto

O comportamento mecânico de estruturas de concreto reforçado

Figura 2 – Modelo do comportamento à tração para o concreto com fibras proposto por La Borderie (4)

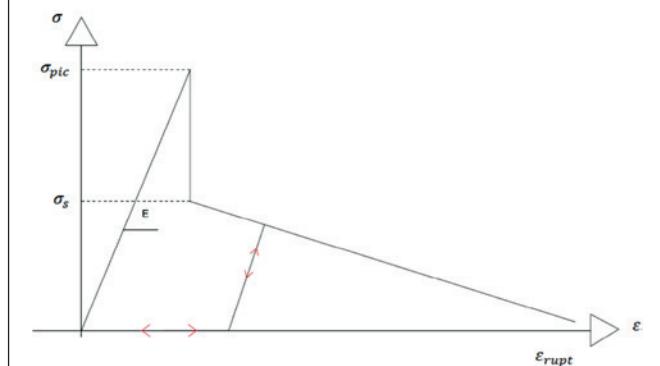


Tabela 1 – Características da fibra de aço utilizadas por Velasco (13)

| Propriedade analisada | Valor |
|---------------------------------------|-------|
| Massa Específica (kg/m ³) | 7800 |
| Comprimento (mm) | 35 |
| Diâmetro (mm) | 0,54 |
| Relação de aspecto (l/d) | 65 |
| Módulo de elasticidade (GPa) | 202 |
| Resistência a tração (MPa) | 1342 |

com fibras, quando submetidas a situações de carregamento e descarregamento, depende das interações do conjunto fibra/matriz. Neste trabalho, o procedimento de homogeneização proposto por La Borderie [4] é utilizado. Na Figura 2 é apresentada a relação constitutiva do comportamento à tração da fibra imersa no concreto proposta por La Borderie, a qual é obtida do ensaio de arrancamento de fibras. Nessa figura observam-se os parâmetros tensão de pico (σ_{pic}), tensão inicial de patamar do escoamento (σ_s) e deformação limite (ϵ_{rupt}).

Por outro lado, via método de homogeneização cinemática de Voigt, La Borderie [4] propõe a seguinte expressão para o cálculo da tensão homogeneizada do compósito:

$$\sigma_{\text{CRFA}} = (1 - C)\sigma_m + C\sigma_f \quad (23)$$

Onde:

σ_{CRFA} : Tensão do material homogeneizado, dito CRFA;

C : Fração volumétrica de fibras de aço;

σ_m : Tensão na matriz cimentícia;

σ_f : Tensão na interface fibra tracionada imersa no concreto;

Observa-se que foi introduzida uma hipótese simplificadora, onde a deformação é suposta idêntica para a matriz e a fibra. Além disso, a orientação das fibras, que é aleatória e não privilegiada no sentido da solicitação, não é levada em conta na modelagem proposta.

3. Simulações numéricas

3.1 Simulação dos experimentos de Velasco [13]

O primeiro exemplo trata da simulação numérica de prismas de concreto reforçado com fibras de aço ensaiados à flexão por Velasco [13]. As fibras utilizadas no concreto foram do tipo A-I segundo classificação da NBR 15530:2007 [14] com gancho nas extremidades. As características da fibra de aço são apresentadas na Tabela 1.

Os traços dos concretos utilizados para a produção dos prismas por Velasco [13] foram previamente estudados por Lopes [15]. Para a modelagem numérica foi escolhido o concreto de referência MCWSF (nomenclatura empregada por Velasco [13]) e suas variações com 1,0% (MCWSFA10), 1,5% (MCWSFA15) e 2,0% (MCWSFA20) de fibras de aço com as características informadas na Tabela 2.

3.1.1 Parâmetros do modelo de dano

Para a representação do comportamento do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), primeiramente deve-se obter as

Tabela 2 – Propriedades mecânicas dos concretos estudados por Lopes (15)

| Concreto | Nomenclatura | f _{cm} (MPa) | Módulo de elasticidade (GPa) | Coeficiente de Poisson (ν) | Percentual de fibras (%) |
|----------|--------------|-----------------------|------------------------------|----------------------------|--------------------------|
| 1 | MCWSF | 55,1 | 35,7 | 0,17 | 0,00 |
| 2 | MCWSFA10 | 61,7 | 34,8 | 0,19 | 1,00 |
| 3 | MCWSFA15 | 70,0 | 37,4 | 0,19 | 1,50 |
| 4 | MCWSFA20 | 72,4 | 37,7 | 0,21 | 2,00 |

Tabela 3 - Parâmetros de dano identificados para o concreto sem fibras e submetido à compressão e tração uniaxial

| Variáveis de dano para compressão | Variáveis de dano para tração |
|-------------------------------------|-------------------------------------|
| A ₂ | 0,7 |
| B ₂ (Mpa ⁻¹) | 2,5 |
| Y _O ₂ (Mpa) | 0,004945 |
| β ₂ | 0,000300 |
| | A ₁ |
| | 15 |
| | B ₁ (Mpa ⁻¹) |
| | 1200 |
| | Y _O ₁ (Mpa) |
| | 0,000086 |
| | β ₁ |
| | 0,000025 |

Tabela 4 – Parâmetros de dano e módulo de elasticidade identificados para o concreto com 0,0% de fibras a partir do ensaio de flexão a quatro pontos em corpos de prova prismáticos de 100 mm x 100 mm x 400 mm

| Parâmetros | Tração | Compressão | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|-------------------------|------------|------------|---|
| E Mpa | 41000 | 41000 | 0,0860% |
| A | 15 | 0,7 | 0,0860% |
| B (Mpa^{-1}) | 1030 | 2,5 | 0,0860% |
| YO (Mpa) | 0,00085 | 0,04945 | 0,0860% |
| B | 0,00000045 | 0,0003 | 0,0860% |

Tabela 5 – Parâmetros do modelo de homogeneização de La Borderie (4) para concretos com 1,0%, 1,5% e 2,0% de fibras de aço – Exemplo I

| Volume de fibras | $F_{\text{pico, num}}$ (kN) | Tensão de pico – σ_{pico} (MPa) | Tensão de escoamento – σ_s (MPa) | Deformação de ruptura – $\varepsilon_{\text{rupt}}$ (m/m) | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|------------------|-----------------------------|---|---|---|---|
| 1,00% | 38,20 | 530,00 | 477,00 | 0,0200 | 0,0460% |
| 1,50% | 58,00 | 570,00 | 513,00 | 0,0220 | 0,9600% |
| 2,00% | 62,80 | 460,00 | 414,00 | 0,0220 | 1,0800% |

variáveis do modelo de dano para o concreto de referência, que neste caso é a mistura 1 (MCWSF), sem fibras, da Tabela 2. Para tanto, os parâmetros do modelo de dano foram determinados a

partir das curvas obtidas dos ensaios de tração e compressão uniaxiais de Velasco [13]. A curva tensão versus deformação à tração experimental foi obtida de corpos de prova prismáticos de 100

Figura 3 – Comparação entre as curvas carga versus deslocamento no meio do vão numérica e experimental de Velasco (13) para situação de flexão a quatro pontos para o concreto com 0,0% de fibras

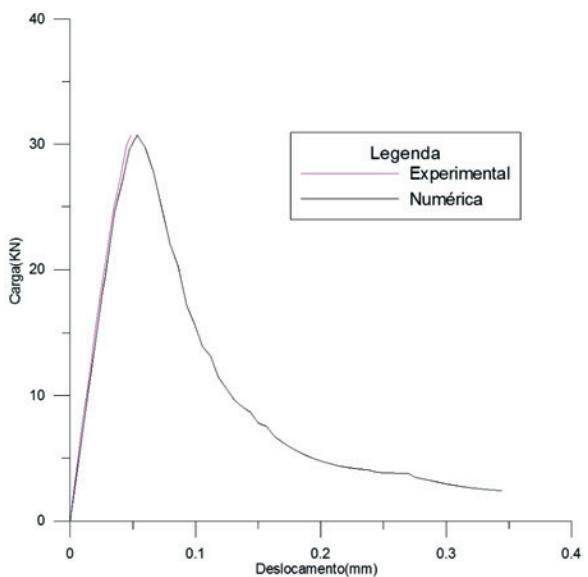
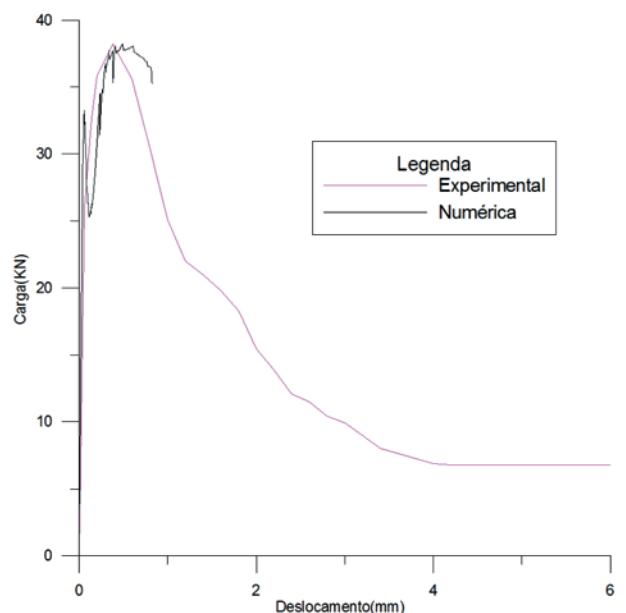


Figura 4 – Comparação da curva carga versus deslocamento no meio do vão numérica e experimental para situação de flexão a quatro pontos para o concreto com 1,0% de fibras



mm x 100 mm x 400 mm moldados na direção horizontal e a curva de compressão foi obtida de corpos de provas cilíndricos padronizados pela NBR 6118:2003 [19]. Por meio de retroanálise, foram determinadas as variáveis de dano do modelo empregado neste estudo, para o concreto sem fibras, apresentadas na Tabela 3.

Na sequência, os parâmetros obtidos para o modelo de dano à tração e compressão foram utilizados para simular prismas, com dimensão de 100 mm x 100 mm x 400 mm e vão livre de 300 mm, submetidos à flexão. Para isso, foi definido um modelo computacional com uma malha de elementos finitos com 10 camadas e 19 elementos longitudinais. A partir desse modelo, foi obtida a curva força *versus* deslocamento no meio do vão do prisma, a qual foi comparada com a respectiva curva experimental. Essa comparação mostrou que não houve uma boa aderência dos resultados numéricos com os resultados experimentais e, por essa razão, foram determinados novos parâmetros para o modelo de dano à tração, os quais são mostrados na Tabela 4. Tal comportamento pode ser explicado pelo fato da sensibilidade dos parâmetros à tração no efeito da flexão, visto que os mesmos apresentaram problemas de convergência nas cargas últimas devido ao alto nível de danificação nas camadas tracionadas de concreto, evidenciando uma localização do processo de danificação que o modelo em questão não é propício para capturar. Na Figura 3 é mostrado o resultado final obtido com os valores ajustados das variáveis de dano para o concreto sem fibras.

Na sequência, foram determinados os parâmetros do modelo de homogeneização de La Borderie [4] para o concreto reforçado com fibras. Essa identificação foi realizada por meio da retroanálise dos corpos de prova prismáticos ensaiados à flexão por quatro

pontos de força e com as mesmas dimensões dos prismas de concreto sem fibras citados em Velasco [13]. As curvas experimentais e numéricas obtidas são apresentadas nas Figuras 4 a 6, de onde se observa boa aproximação entre as curvas. Já os valores finais obtidos para os parâmetros do modelo de homogeneização de La Borderie [4] são apresentados na Tabela 5, na qual se observa que a diferença entre a força de pico numérica e experimental foi menor que 1%. Todas as análises relativas aos processos de danificação das Figuras 4 a 6 são apresentados na seção 3.1.2.

3.1.2 Análise do processo de danificação

Para analisar a distribuição da danificação nos prismas de CRFA, os valores de dano em tração num carregamento próximo ao pico foram representados graficamente (Figura 7a). Pode-se observar que existe uma danificação acentuada na face inferior e no meio do prisma, diminuindo o processo de danificação conforme se aproxima do apoio.

Para o concreto com de 1,50% de fibras, o modelo numérico apresentou resposta apenas até 1,05 mm de deslocamento no meio do vão, próximo à carga de pico. A danificação no prisma neste caso é ilustrada na Figura 7b. Para o concreto com 2,00% de fibras, a danificação no prisma próxima à carga de pico é apresentada na Figura 7c.

Analizando a Figura 7 é possível perceber uma ampliação da área danificada na carga de pico e isso se deve ao fato de que o sistema consegue absorver uma quantidade maior de esforço, intensificando assim a sua danificação. Na Figura 8 e Tabela 6 são realizados estudos para verificação do efeito da fibra no sistema.

Figura 5 – Comparação da curva carga versus deslocamento numérica e experimental no meio do vão para situação de flexão a quatro pontos para o concreto com 1,5% de fibras

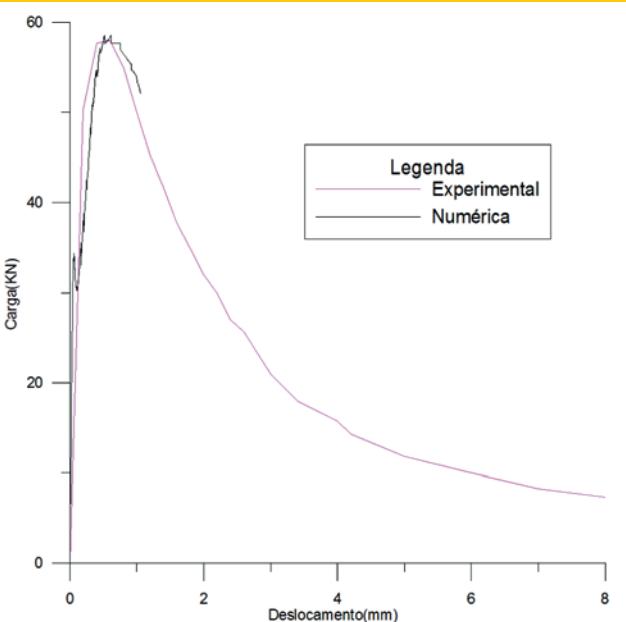


Figura 6 – Comparação da curva carga versus deslocamento no meio do vão numérica e experimental para situação de flexão a quatro pontos para o concreto com 2,0% de fibras

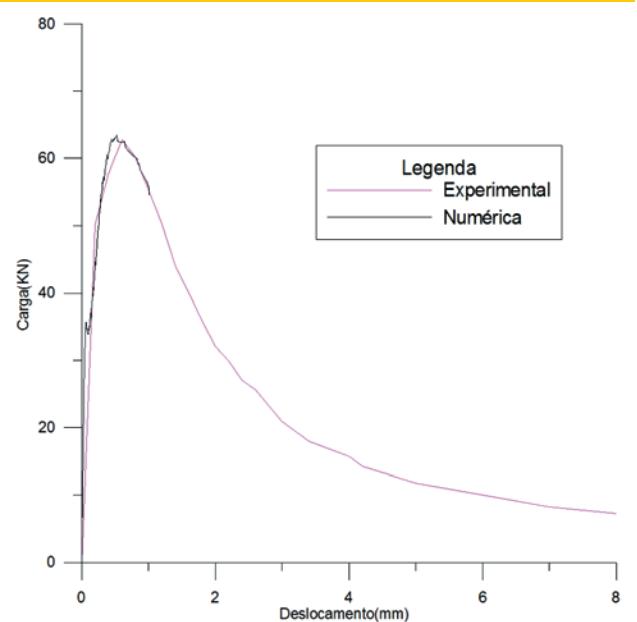
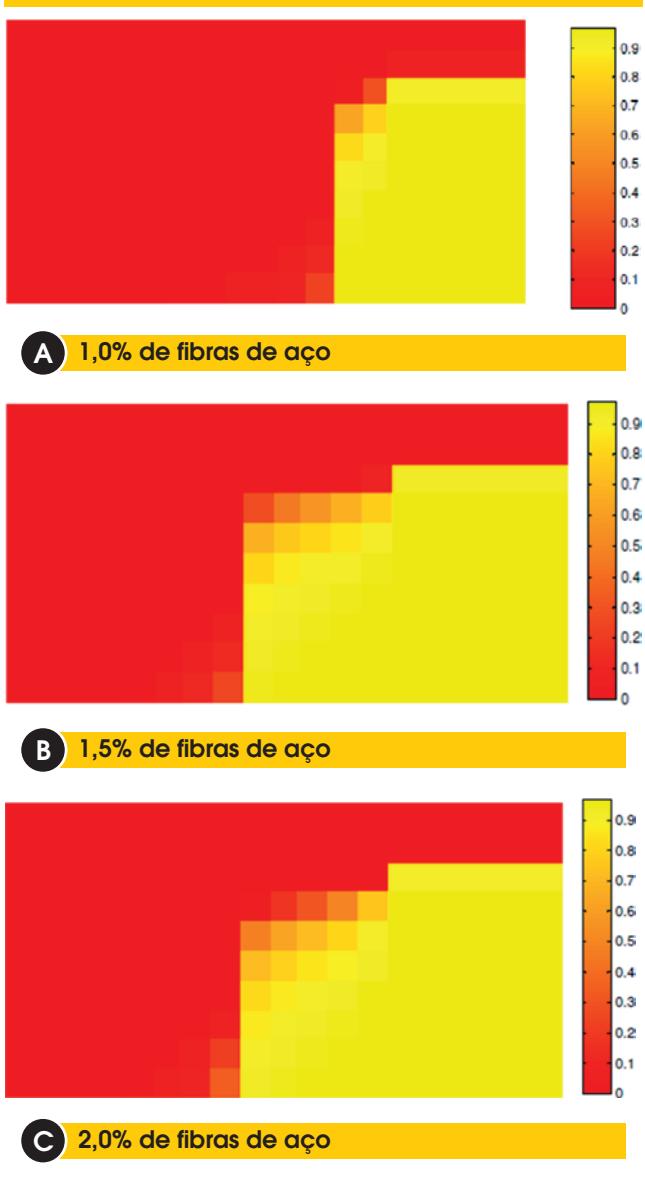


Figura 7 – Representação gráfica do dano à tração (D_t) nos prismas de concreto

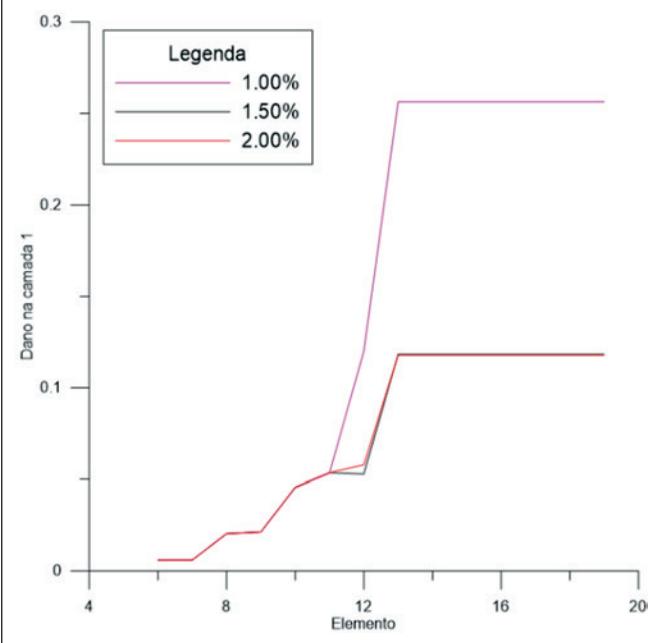


O carregamento utilizado para a análise é de 30 kN. Da Figura 8 e Tabela 6 é possível perceber que em um mesmo nível de carregamento ($P=30$ kN) a peça com maior concentração de fibra apresentou uma menor danificação, o que evidencia o efeito de grampeamento das fissuras, diminuindo o efeito de tração na peça de concreto.

Tabela 6 – Análise da danificação à tração em função da porcentagem de fibras

| Porcentagem de fibras | Elemento danificado | Dano no elemento |
|-----------------------|---------------------|------------------|
| 1,00% | 19 | 0,2563 |
| 1,50% | 19 | 0,1184 |
| 2,00% | 19 | 0,1179 |
| 1.00E-02 | 1.00E-02 | 0 |

Figura 8 – Evolução do dano na 1° camada tracionada em função da porcentagem de fibras para carga de 30 kN



3.2 Simulação dos experimentos de Lopes [15]

O exemplo II analisa uma das vigas de CRFA ensaiada por Lopes [15]. As fibras de aço utilizadas no concreto neste caso foram do tipo A-I, sendo que suas características são apresentadas na Tabela 7. Já a Tabela 8 apresenta as propriedades mecânicas do concreto utilizado na confecção da viga analisada neste exemplo.

3.2.1 Parâmetros do modelo de dano

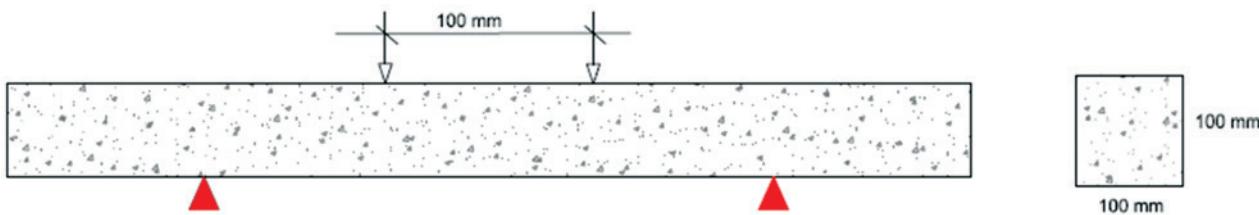
Os parâmetros do modelo de dano à tração para o concreto sem fibras foram obtidos por meio de retroanálise de prismas de 100 mm x 100 mm x 400 mm (vide Figura 9), com vão livre de 300 mm, ensaiados à flexão sob quatro pontos de força. Já os parâmetros de compressão foram adotados os mesmos do exemplo citado em 3.1. Os valores finais obtidos são mostrados na Tabela 9. A comparação entre as curvas experimental e numérica é mostrada na referência [16], tendo sido adotada uma tolerância de 5% para a relação entre a força de pico experimental e numérica. Neste

Tabela 7 – Propriedades das fibras de aço utilizadas por Lopes (15)

| Propriedade analisada | Valor |
|---------------------------------------|-------|
| Módulo de elasticidade (GPa) | 200 |
| Resistência a tração (MPa) | 1150 |
| Massa específica (kg/m ³) | 7850 |
| Comprimento (mm) | 35 |
| Diâmetro (mm) | 0,55 |
| Relação de aspecto (l/d) | 64 |

Tabela 8 – Propriedades mecânicas do concreto obtidas por Lopes (15) e utilizadas na modelagem numérica

| Concreto | Nomenclatura | f_{cm} (MPa) | Módulo de elasticidade (GPa) | Coeficiente de Poisson (ν) | Percentual de fibras (%) |
|----------|--------------|----------------|------------------------------|----------------------------------|--------------------------|
| 1 | F0V5SPrx1 | 59,06 | 34,91 | 0,20 | 0,00 |
| 2 | FAb2V5SPg1 | 64,22 | 30,19 | 0,22 | 2,00 |

Figura 9 – Flexão em quatro pontos utilizada para identificação das variáveis de fibras**Tabela 9 – Parâmetros de dano e módulo de elasticidade do concreto sem fibras identificados a partir do ensaio de flexão a quatro pontos em corpos de prova prismáticos de 100 mm x 100 mm x 400 mm**

| Parâmetros | Tração | Compressão | $F_{pico, num}$ (kN) | $F_{pico, num} / F_{pico, exp}$ |
|------------------------|------------|------------|----------------------|---------------------------------|
| E (MPa) | 34910 | 34910 | 25,746 | 2,52% |
| A | 15 | 0,7 | 25,746 | 2,52% |
| B (Mpa ⁻¹) | 1290 | 2,5 | 25,746 | 2,52% |
| YO (Mpa) | 0,000086 | 0,004945 | 25,746 | 2,52% |
| β | 0,00000045 | 0,0003 | 25,746 | 2,52% |

Tabela 10 – Parâmetros do modelo de homogeneização de La Borderier (4) para concreto com 2,0% de fibras - Exemplo II

| Volume de fibras | $F_{pico, num}$ (kN) | Tensão de pico – σ_{pic} (MPa) | Tensão de escoamento – σ_s (MPa) | Deformação de ruptura – ε_{rupt} (m/m) | $F_{pico, num} / F_{pico, exp}$ |
|------------------|----------------------|---------------------------------------|---|--|---------------------------------|
| 2,00% | 64,49 | 525,00 | 420,00 | 0,0250 | 0,2444% |

caso, foi utilizado o valor do módulo de elasticidade do concreto determinado nos ensaios.

Na sequência, foram determinados os parâmetros do modelo de homogeneização de La Borderie [4] para o concreto reforçado com 2% fibras de aço utilizando os prismas de Lopes [15], mantendo-se constante os parâmetros do modelo de dano determinados para o concreto sem fibras. A Tabela 10 apresenta os valores obtidos para o modelo de homogeneização de La Borderie [4].

3.2.2 Modelagem da viga submetida à flexão

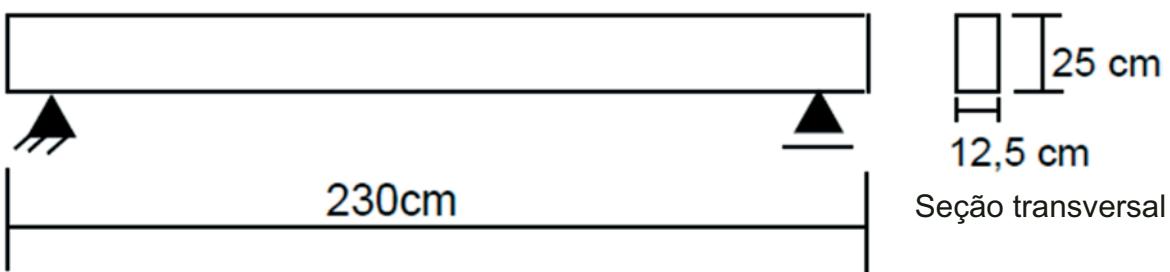
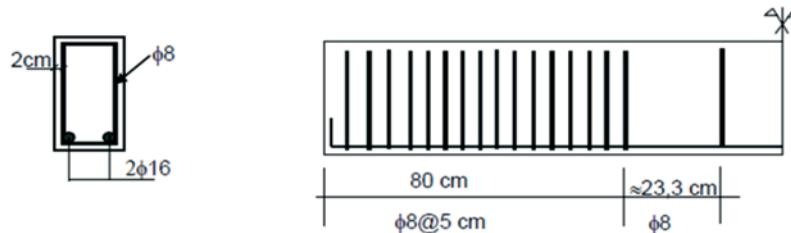
A geometria da viga analisada neste exemplo, assim como o detalhamento de sua armadura, está ilustrada na Figura 10. Essa viga foi confeccionada com um concreto com 2% de fibras de aço e foi solicitada à flexão por meio de duas forças concentradas distantes 10 cm entre si.

Devido à simetria, apenas a metade da viga foi modelada

utilizando 50 elementos finitos longitudinais e a seção transversal foi estratificada em 24 camadas. A distribuição das camadas encontra-se ilustrada na Figura 11. As propriedades da armadura

Tabela 11 – Dados do aço utilizado na modelagem das vigas ensaiadas por Lopes (15)

| Parâmetro | Valor |
|---------------------------------------|--------|
| Módulo de elasticidade (MPa) | 210000 |
| Tensão de escoamento (MPa) | 500 |
| Tensão última (MPa) | 550 |
| Massa específica (kg/m ³) | 7850 |
| Deformação de ruptura (%) | 1.000 |

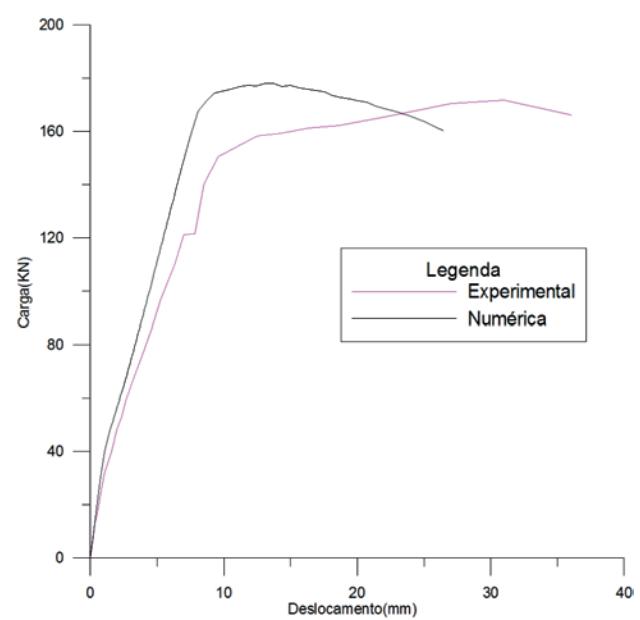
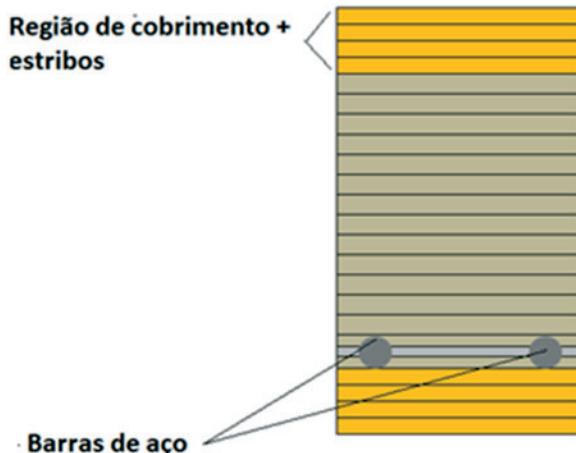
Figura 10 – Viga ensaiada numericamente com embasamento na geometria de Lopes (15)**A Geometria da viga ensaiada por Lopes (15)****B Armadura da viga ensaiada por Lopes (15)**

longitudinal utilizadas na modelagem são mostradas na Tabela 11. Já os parâmetros do modelo de dano e os parâmetros do modelo de homogeneização são os já apresentados nas Tabelas 9 e 10, visto que essa viga foi confeccionada com o mesmo concreto utilizado na confecção dos prismas previamente analisados.

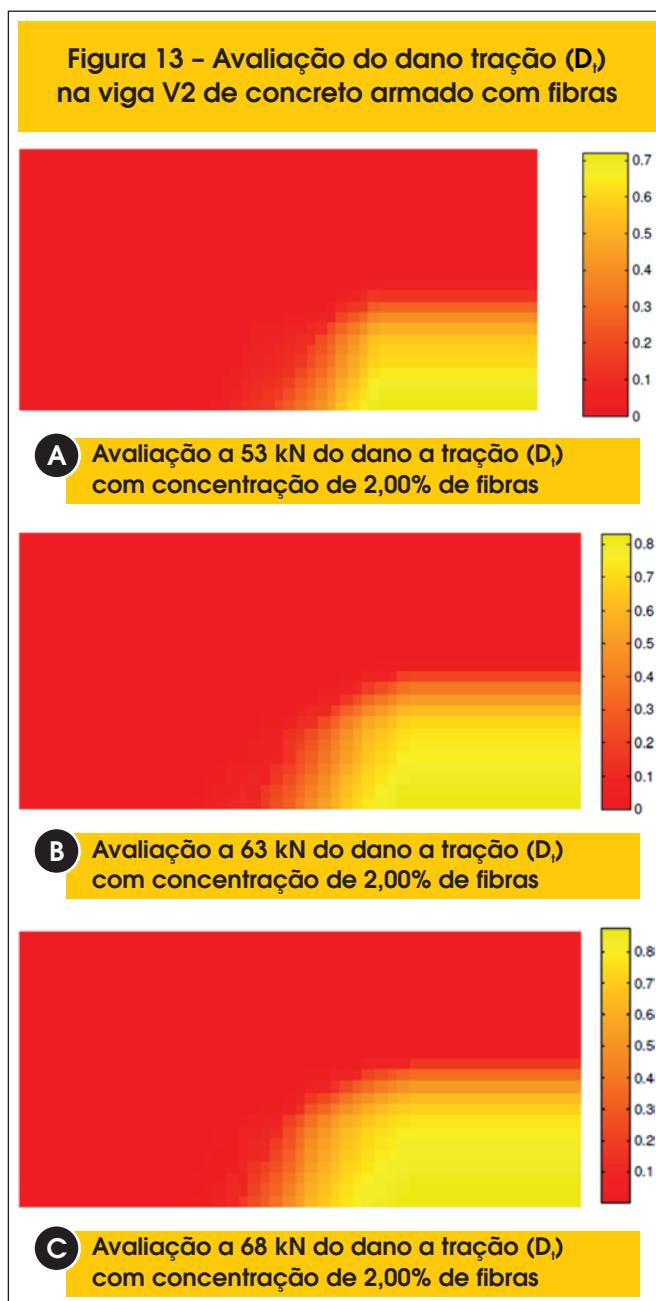
A comparação entre os resultados numérico e experimental dessa viga é apresentada na Figura 12, de onde se observa uma boa aproximação nos carregamentos iniciais e uma divergência entre as curvas para carregamentos próximos à ruína. Tal comportamento é devido à formação de fraturas nesse estágio de carregamento, visto que o modelo aqui empregado não apresenta res-

posta satisfatória para localização de dano/fratura. Sendo assim, a análise dessa viga ficou restrita a carregamentos em regime de serviço, aqui definido como carregamentos inferiores a 40% da força última.

A razão para a escolha desse valor se deve ao fato que as estruturas são dimensionados no Estado Limite Último, segundo a

Figura 12 – Gráfico força versus deslocamento no meio do vão para a viga ensaiada por Lopes (15)**Figura 11 – Representação esquemática da estratificação da seção transversal da viga ensaiada por Lopes (15)**

NBR 8681 e NBR 6118. Para isso, as ações são majoradas e a resistência dos materiais é minorada. De forma geral, as estruturas são dimensionadas para a combinação normal de ações. Neste caso, o coeficiente de majoração das ações vale 1,4. Já o coeficiente de minoração do concreto vale 1,4 e o do aço vale 1,15. Se a força de ruína das vigas for dividida pelo produto desses coeficientes, no sentido de se obter o carregamento em serviço da estrutura, chega-se a uma força igual a 44% do valor da força de ruína. Esta situação corresponde, aproximadamente, à combinação rara para os Estados Limites de Serviço estabelecidos pela NBR 6118 e NBR 8681, no qual se adotam $g_f = 1,0$. Adotou-se 40% do valor da força de ruína da viga como sendo aquela a que a viga estaria submetida em situação de serviço, uma vez que para a combinação quase permanente de ações a sobrecarga é reduzida, ainda, de 40% a 70% do seu valor característico. Isto corresponde, segundo o ensaio, a uma força de aproximadamente 68 kN e um deslocamento no meio do vão igual a 3,297 mm. O valor do deslocamento obtido da modelagem numérica para esse carregamento foi de 2,695 mm, o que representa um erro de 18%



na avaliação da flecha da viga. Por outro lado, avaliando a flecha dessa viga pelo modelo de cálculo sugerido pela NBR 6118 para vigas de concreto, chega-se a um deslocamento de 3,69 mm. Esse valor é 12% maior que o registrado no ensaio para o carregamento de 68 kN.

A danificação de tração na viga para carregamentos próximos à carga de serviço é apresentada na Figura 13. Percebe-se que à medida que o carregamento aumenta a danificação aumenta e se dissipava cada vez mais ao longo da viga. Observa-se, também, que a danificação em regime de serviço já apresenta valores elevados, sendo que nas regiões mais tracionadas ela se aproxima de 0,9. Isto é verificado mais claramente na Figura 19 que apresenta a evolução do dano na 1ª camada tracionada da viga.

A Figura 15 mostra o panorama da danificação à tração na viga para o carregamento total de 85,8 kN, o que ilustra que há uma concentração de fissuras na região de flexão pura. Esse comportamento é coerente com o panorama de fissuração observado no ensaio. Por outro lado, como o modelo não considera a tensão de cisalhamento, as fissuras da região de flexão simples não são bem representadas pelo modelo numérico.

3.3 Simulação dos experimentos de Oliveira [17]

O exemplo III é baseado no trabalho de Oliveira [17]. Neste trabalho, foi utilizada a fibra de aço tipo A-I, cujas características são apresentadas na Tabela 12. Na Tabela 13 são apresentadas as propriedades mecânicas do concreto.

3.3.1 Parâmetros do modelo de dano

Corpos de prova prismáticos de diferentes dimensões foram ensaiados para avaliação do comportamento carga versus deslocamento no trabalho de Oliveira [17]. Os corpos de prova selecionados para análise neste trabalho foram os de 150 mm x 150 mm x 500 mm (com vão livre de 400 mm), 100 mm x 100 mm x 400 mm

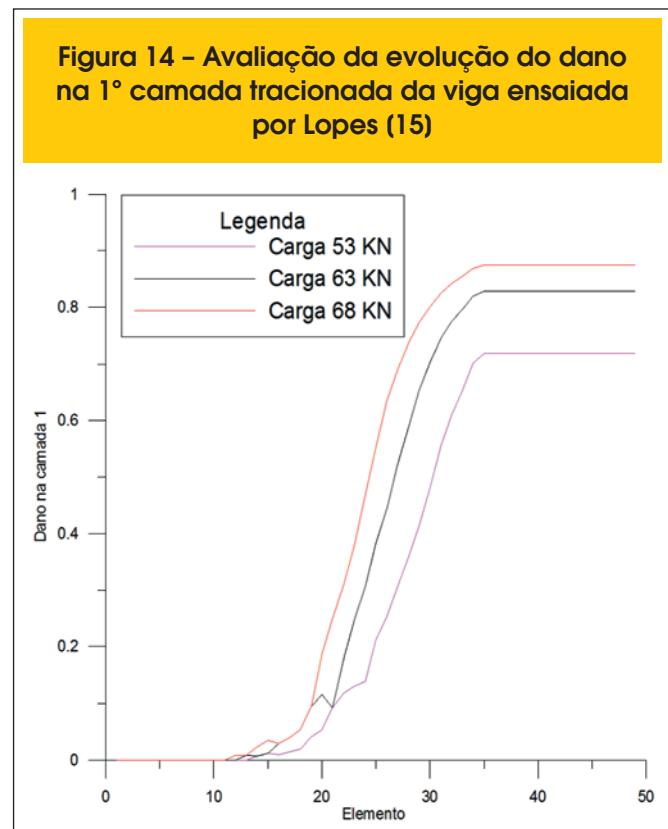
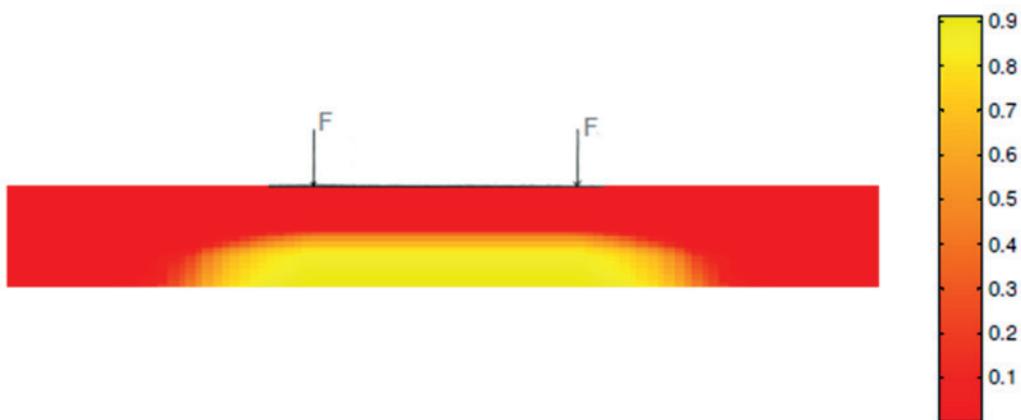
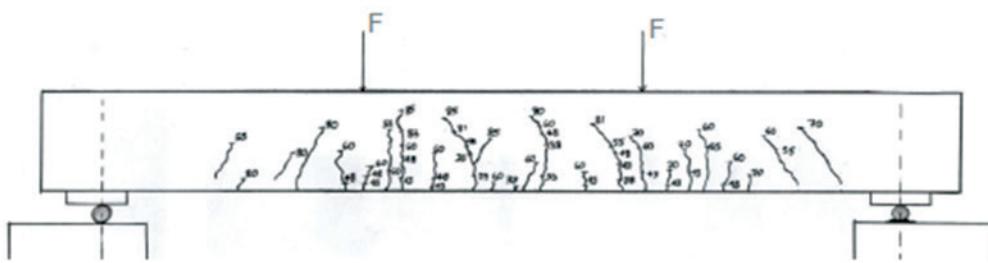


Figura 15 – Comparação do padrão de fissuração no carregamento de 85,80 kN para valores numéricos e experimentais



A Avaliação numérica do dano à tração (D_t) no carregamento proposto de 85,80 kN



B Mapeamento de fissuras detectadas por Lopes (15) no carregamento de 85,80 kN

(com vão livre de 300 mm) e 200 mm x 200 mm x 800 mm (com vão livre de 600 mm).

Tabela 12 – Características da fibra de aço do trabalho de Oliveira (17)

| Propriedade analisada | Valor |
|------------------------------|-------|
| Módulo de elasticidade (GPa) | 200 |
| Resistência a tração (MPa) | 1100 |
| Massa específica (kg/m³) | 7850 |
| Comprimento (mm) | 60 |
| Diâmetro (mm) | 0.75 |
| Relação de aspecto (l/d) | 80 |

Para obtenção dos parâmetros do modelo de dano utilizou-se o corpo de prova prismático de 150 mm x 150 mm x 500 mm com 1,25% de fibras de aço da Viga V9 do trabalho de Oliveira [17]. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 14 e 15. Esses parâmetros foram mantidos constantes em todas as análises subsequentes, variando-se apenas os valores dos parâmetros do modelo de homogeneização. Na Figura 16 é mostrada a comparação da curva obtida da análise numérica com a curva experimental. O percentual de erro entre a carga de pico numérica e carga de pico experimental para este prisma foi de 1,24%. Lembrando que o modelo aqui empregado não consegue representar numericamente grandes deslocamentos, devido ao surgimento de fraturas localizadas.

Para a viga V8, com percentual de fibras de 0,75%, também foi utilizado o corpo de prova de 150 mm x 150 mm x 500 mm ensaiado por Oliveira [17]. Os valores dos parâmetros do modelo de homogeneização obtidos são apresentados na

Tabela 13 – Propriedades mecânicas do concreto das vigas ensaiadas por Oliveira (17)

| Viga | f_{cm} (MPa) | Módulo de elasticidade E_{cm} (GPa) | Coeficiente de Poisson (ν) | Percentual de fibras (%) |
|------|----------------|---------------------------------------|----------------------------------|--------------------------|
| V7 | 55,27 | 51,10 | 0,21 | 0,50 |
| V8 | 53,27 | 45,20 | 0,18 | 0,75 |
| V9 | 62,33 | 40,67 | 0,18 | 1,25 |

Tabela 14 – Parâmetros de dano e módulo de elasticidade do concreto sem fibras identificados a partir do ensaio de flexão a quatro pontos em corpos de prova prismáticos de 150 mm x 150 mm x 500 mm

| Parâmetros | Tração | Compressão | $F_{\text{pico, num}}$ (kN) | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|------------------------|------------|------------|-----------------------------|---|
| E (MPa) | 33700 | 33700 | 78,74 | 1,24% |
| A | 12 | 0,7 | 78,74 | 1,24% |
| B (Mpa ⁻¹) | 6500 | 2,5 | 78,74 | 1,24% |
| YO (Mpa) | 0,000003 | 0,004945 | 78,74 | 1,24% |
| β | 0,00000295 | 0,0003 | 78,74 | 1,24% |

Tabela 15 – Parâmetros do modelo de homogeneização de La Borderier (4) para concreto com 1,25% de fibras - Exemplo III

| Volume de fibras | $F_{\text{pico, num}}$ (kN) | Tensão de pico – σ_{pic} (MPa) | Tensão de escoamento – σ_s (MPa) | Deformação de ruptura – $\varepsilon_{\text{rupt}}$ (m/m) | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|------------------|-----------------------------|--|---|---|---|
| 1,25% | 78,74 | 430,00 | 344,00 | 0,0400 | 1,24 |

Tabela 16 – Parâmetros do modelo de homogeneização de La Borderier para a viga V8 com 0,75% de fibras de aço ensaiada por Oliveira (17)

| Volume de fibras | $F_{\text{pico, num}}$ (kN) | Tensão de pico – σ_{pic} (MPa) | Tensão de escoamento – σ_s (MPa) | Deformação de ruptura – $\varepsilon_{\text{rupt}}$ (m/m) | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|------------------|-----------------------------|--|---|---|---|
| 0,75% | 54,31 | 480,00 | 384,00 | 0,040 | 0,254% |

Tabela 17 – Parâmetros de La Borderie (4) da curva calibrada para o concreto da viga V7 com 0,50% de fibras

| Volume de fibras | $F_{\text{pico, num}}$ (kN) | Tipo de prisma | Tensão de pico – σ_{pic} (MPa) | Tensão de escoamento – σ_s (MPa) | Deformação de ruptura – $\varepsilon_{\text{rupt}}$ (m/m) | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|------------------|-----------------------------|--------------------|--|---|---|---|
| 0,50% | 22,89 | 100 x 100 x 450 mm | 675,00 | 540,00 | 0,040 | 0,180% |
| 0,50% | 46,84 | 150 x 150 x 500 mm | 615,00 | 492,00 | 0,040 | 1,134% |
| 0,50% | 61,17 | 200 x 200 x 800 mm | 430,00 | 344,00 | 0,040 | 0,015% |

Tabela 18 – Dados da armadura longitudinal utilizada na modelagem das vigas ensaiadas por Oliveira (17)

| Viga | Módulo de elasticidade do aço (MPa) | Tensão de escoamento – σ_{pic} (MPa) | Tensão de pico – σ_s (MPa) | Deformação de ruptura – $\varepsilon_{\text{rupt}}$ (m/m) |
|------|-------------------------------------|--|-----------------------------------|---|
| V7 | 210000 | 628 | 729 | 1,115 |
| V8 | 210000 | 628 | 729 | 1,115 |
| V9 | 210000 | 651 | 790 | 1,013 |

Tabela 16 e as curvas numérica e experimental são apresentadas na Figura 23.

Para a viga V7, com 0,50% de fibras de aço, foram analisadas as três dimensões de corpos de prova ensaiados por Oliveira [17]. Os valores dos parâmetros do modelo de homogeneização são apresentados na Tabela 17. Observa-se dessa Tabela que os parâmetros obtidos para o modelo de La Borderie são

dependentes das dimensões dos corpos de prova. Na Figura 18 são apresentadas as respostas numérica e experimental para as três dimensões de corpos de prova com volume de fibras de 0,50%. Um fator importante a ser dito neste momento é o fato da limitação geométrica do modelo de dano, pois a medida que se muda a seção transversal é possível verificar a influência da seção na resposta numérica.

Figura 16 – Curva numérica versus experimental do corpo de prova da viga V9 de Oliveira (17) com 1,25% de fibras

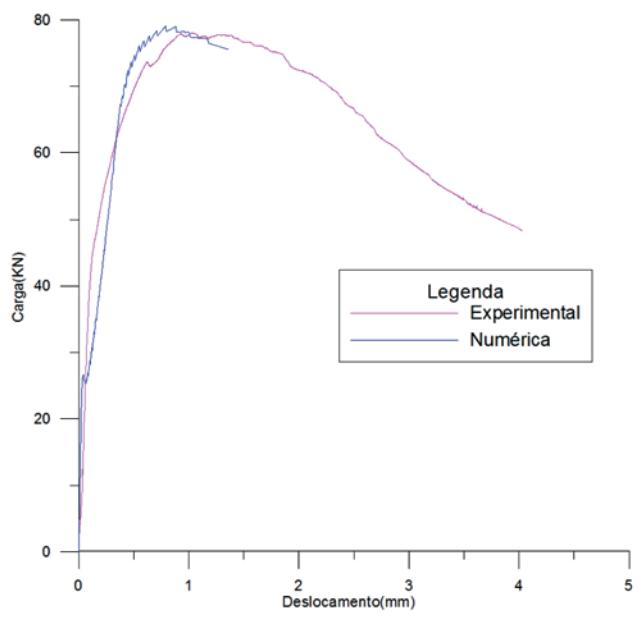
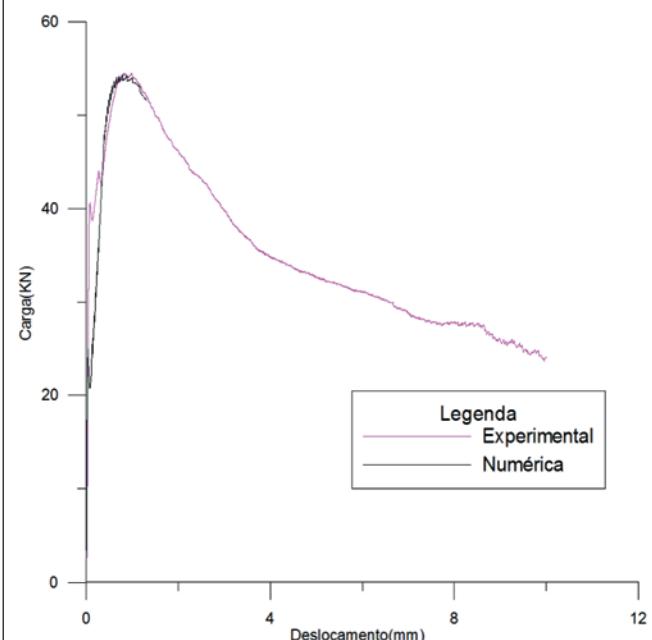


Figura 17 – Curva numérica versus experimental do corpo de prova da viga V8 de Oliveira (17) com 0,75% de fibras



3.3.2 Modelagem das vigas submetidas à flexão

Além dos prismas, Oliveira [17] realizou o ensaio de nove vigas com o objetivo de determinar a influência das fibras de aço na armadura mínima de vigas de concreto armado. Na Figura 19 são apresentadas as características geométricas das vigas ensaiadas por Oliveira [17]. Para a modelagem numérica dessa viga, utilizou-se uma divisão de 50 elementos na direção longitudinal e seção transversal com 24 estratificações, conforme mostrado na Figura 11 do Exemplo II. Na Tabela 18 são apresentadas as propriedades da armadura longitudinal utilizada na modelagem das vigas.

A Figura 20 apresenta as curvas força versus deslocamento no meio do vão numérica e experimental para a viga V7, com 0,5% de fibras. As curvas numéricas foram obtidas a partir dos parâmetros do modelo de homogeneização determinados dos três tamanhos diferentes de corpo de prova. As legendas P450, P600 e P300 referem-se ao vão livre do prisma, sendo P450 o prisma de 150 mm x 150 mm x 500 mm, P600 o prisma de 200 mm x 200 mm x 800 mm e P300 o prisma de 100 mm x 100 mm x 400 mm. Da mesma maneira que no Exemplo II, as análises realizadas são todas no regime de serviço.

É possível observar dessa figura que o efeito escala é perceptível em regiões de carregamento mais elevado. Como a análise deste trabalho

se restringe a regimes de serviço e os resultados neste caso foram coincidentes, todas as análises seguintes foram realizadas com os parâmetros determinados a partir do prisma de 600 mm de vão livre. A força de ruína experimental da viga foi de 111,88 kN e a força de serviço estimada para análise da mesma foi de 44,75 kN. Neste caso, o deslocamento no meio do vão da viga para este carregamento foi de 0,503 mm. Já da análise numérica, o deslocamento correspondente a esse carregamento foi de 0,514 mm, apresentando um erro de apenas 2%.

A Figura 21 apresenta o perfil de dano em tração próximo ao regime de carregamento de 50 kN. É possível perceber que mesmo em regiões de baixos carregamentos a viga já apresenta uma danificação acentuada no meio do vão, o que se deve à baixa taxa de armadura longitudinal utilizada no ensaio da viga. Assim, a partir desse carregamento há a formação de macrofissuras no ensaio da viga. O modelo numérico tenta reproduzir esse fenômeno com a queda de resistência para uma força próxima de 55 kN, porém em seguida há uma recuperação da resistência da viga e o comportamento a partir daí passa a ser influenciado pelas propriedades obtidas para o modelo de homogeneização. A Figura 22 evidencia esse fenômeno ao ilustrar o aumento brusco da danificação na primeira camada da viga, no meio do vão, com o incremento do carregamento de 50 kN para 60 kN.

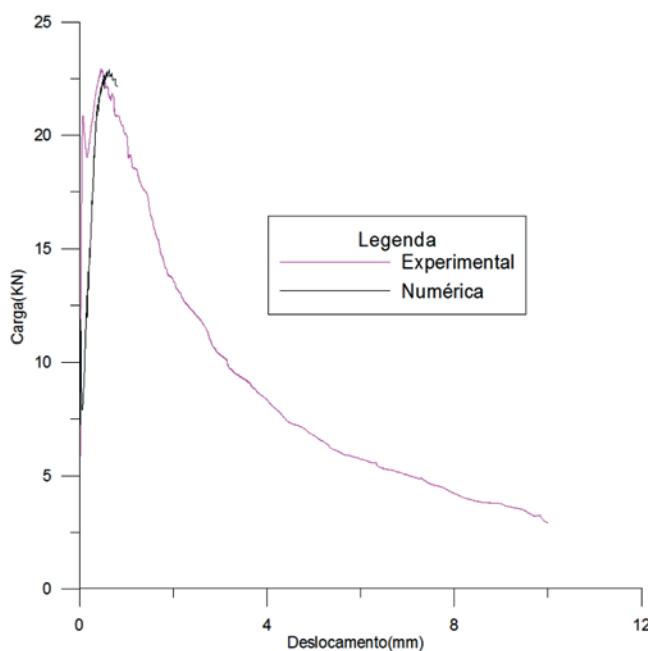
Tabela 19 – Parâmetros do modelo de homogeneização de La Borderier (4) obtidos da retroanálise das vigas ensaiadas por Oliveira (17)

| Viga | Volume de fibras (%) | $F_{\text{pico}} (\text{kN})$ | Tensão de pico – σ_{pic} (MPa) | Tensão de escoamento – σ_s (MPa) | Deformação de ruptura – $\varepsilon_{\text{rupt}}$ (m/m) | $F_{\text{pico, num}} / F_{\text{pico, exp}}$ |
|------|----------------------|-------------------------------|--|---|---|---|
| V7 | 0,50 | 110,21 | 220,00 | 187,00 | 0,020 | 1,49% |
| V8 | 0,75 | 130,88 | 240,00 | 204,00 | 0,020 | 5,69% |
| V9 | 1,25 | 170,66 | 245,00 | 208,50 | 0,020 | 2,09% |

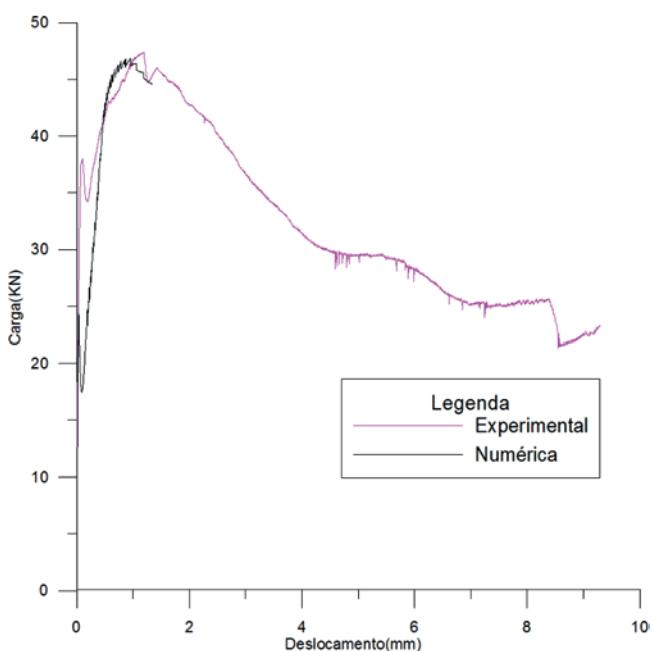
Já a Figura 23 apresenta o comportamento carga *versus* deslocamento numérico e experimental da viga V8, com 0,75% de fibras. Para esta viga, a análise numérica não conseguiu obter resultados após valores superiores a 80 kN, devido a intensa danificação no sistema. A força de serviço dessa viga, que atingiu um máximo de

138,21 kN, foi estimada em 55,29 kN. Para este carregamento, o deslocamento no meio do vão medido no ensaio foi de 0,730 mm. O resultado do modelo numérico para esse carregamento foi um deslocamento de 1,398 mm, isto é, um erro de 92%. Para forças inferiores a 53 kN, o modelo de dano apresentou um erro bem

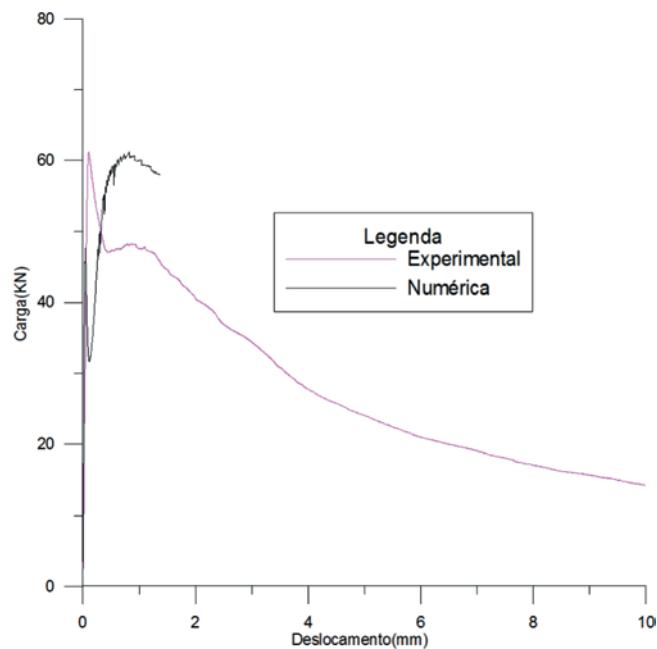
Figura 18 – Curva numérica versus experimental para corpos de prova da viga V7 de Oliveira (17) com 0,50% de fibras



A Corpo de prova de
100 mm x 100 mm x 450 mm



B Corpo de prova de
150 mm x 150 mm x 500 m



C Corpo de prova de
200 mm x 200 mm x 800 mm

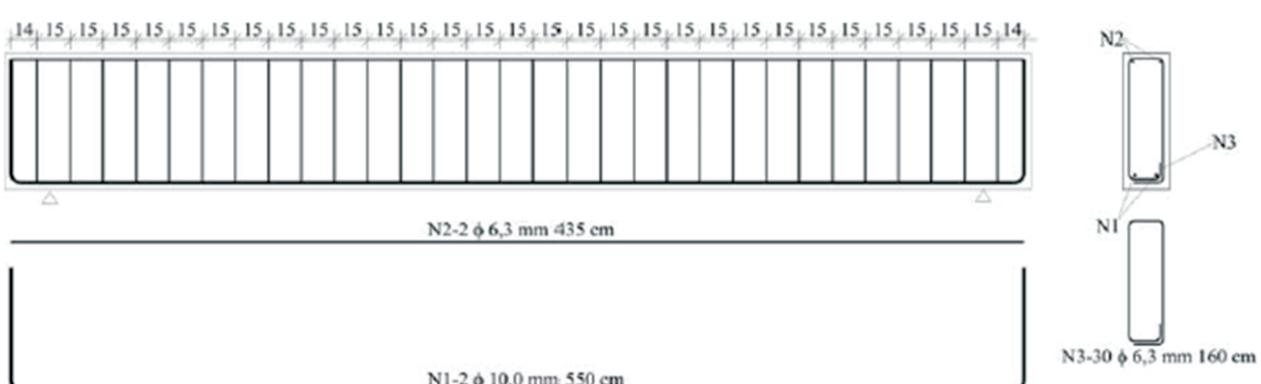
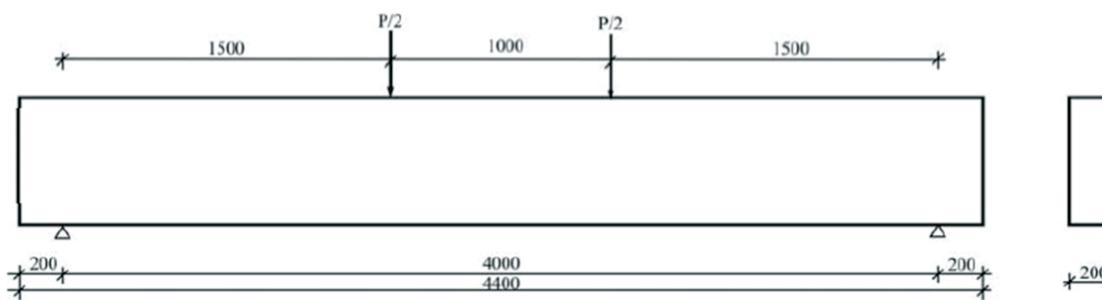
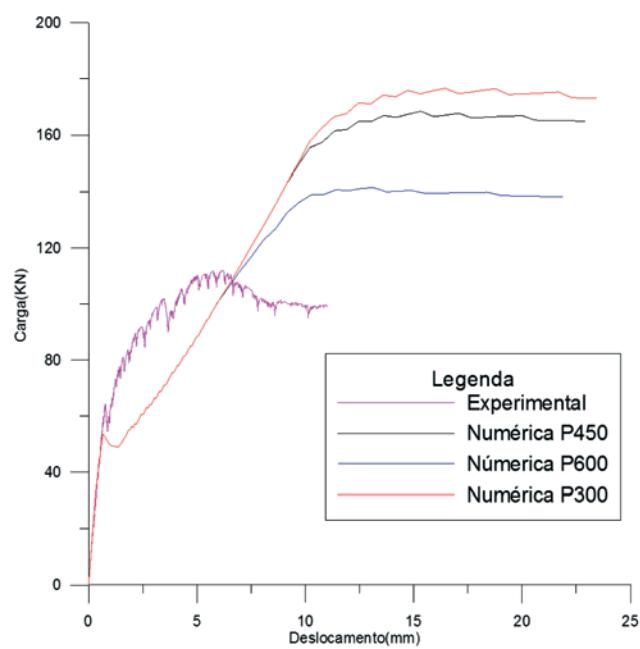
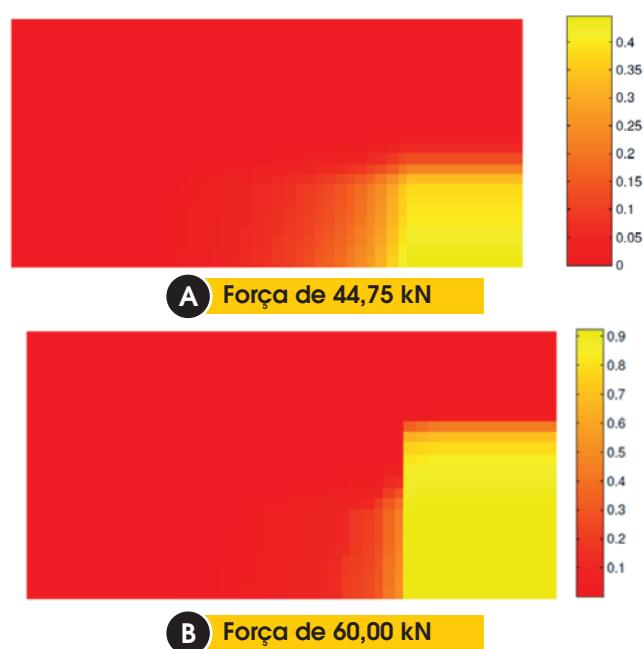
Figura 19 – Viga ensaiada numericamente com embasamento na geometria de Oliveira (18)**Figura 20 – Curvas numérica e experimental da viga V7 de Oliveira (17)****Figura 21 – Danificação a tração (D_t) na viga V7 de Oliveira (17) para força específica**

Figura 22 – Comparação do dano na primeira camada dos elementos da viga V7

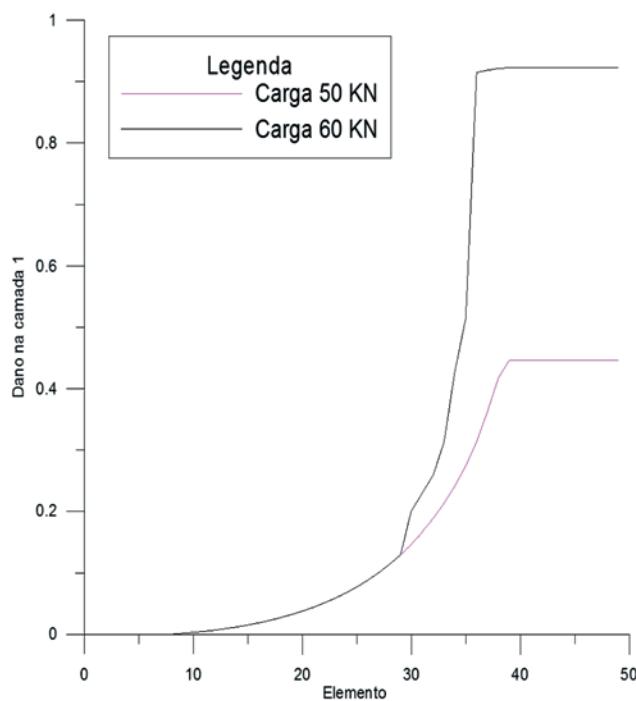


Figura 24 – Carga versus deslocamento numérico e experimental da viga V9 de Oliveira (17)

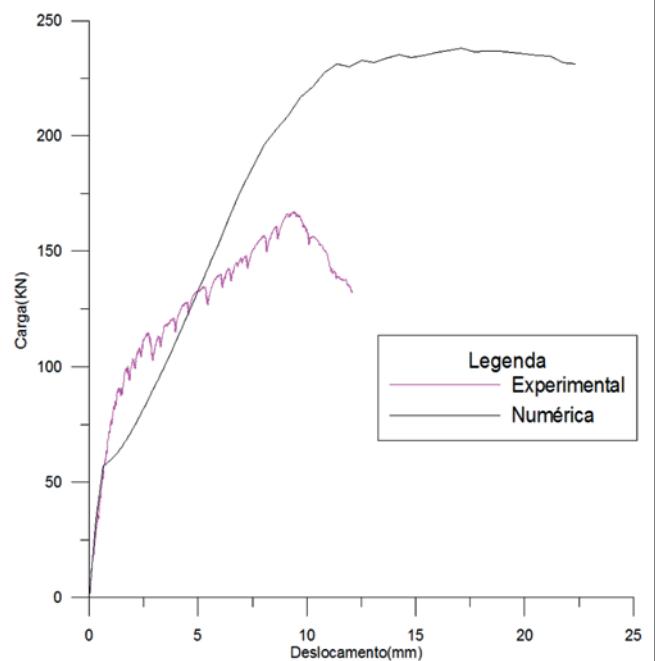


Figura 23 – Carga versus deslocamento numérico e experimental da viga V8 de Oliveira (17)

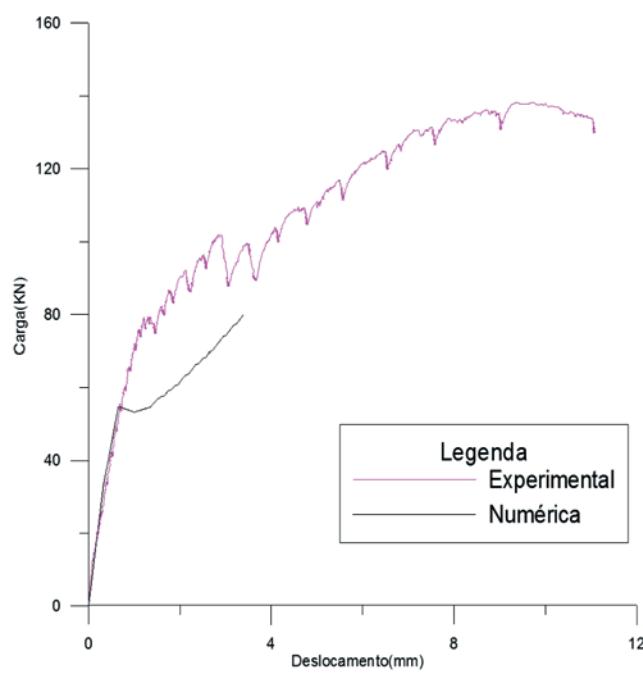


Figura 25 – Identificação paramétrica através da viga V7 com 0,5% de fibras

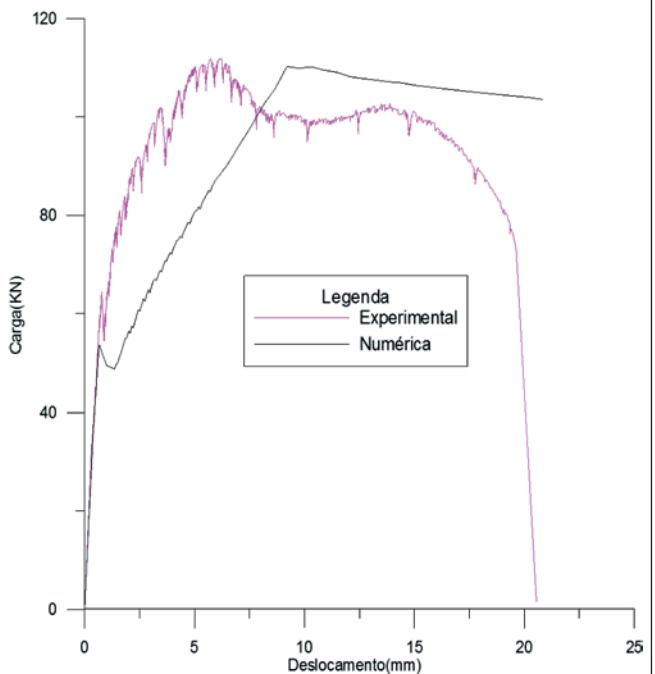


Figura 26 – Identificação paramétrica através da viga V8 com 0,75% de fibras

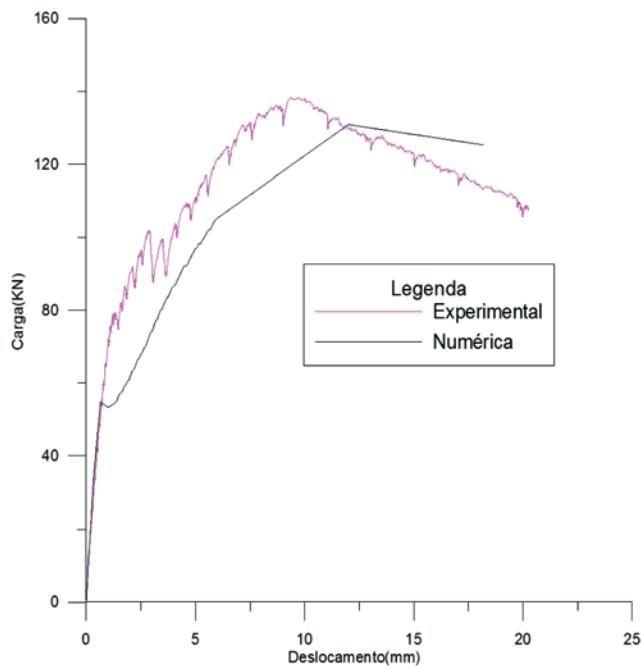
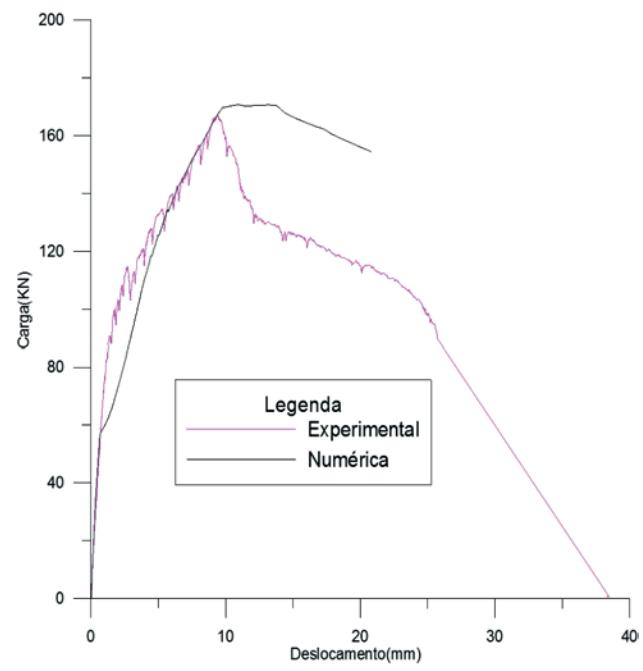


Figura 27 – Identificação paramétrica através da viga V9 com 1,25% de fibras



menor quando comparado com o deslocamento medido no ensaio da viga. Por exemplo, para uma força de 52,11 kN o erro foi de apenas 7%. Neste caso, a flecha avaliada pelo modelo de cálculo da NBR 6118 fornece um deslocamento de 0,510 mm. Esse valor é 23% menor que o observado no ensaio.

Para a viga V9, o comportamento numérico e experimental é apresentado na Figura 24. A força de serviço dessa viga foi estimada em 66,84 kN. Neste caso, o deslocamento obtido do ensaio foi de 0,844 mm e na modelagem pelo modelo de dano o deslocamento foi de 1,56 mm, isto é, 87% maior. Como na viga V8, entretanto, em carregamentos inferiores houve uma boa convergência dos resultados. Por exemplo, para o carregamento de 58,62 kN o erro no valor do deslocamento diminuiu para 17%. Neste caso, a flecha avaliada pelo modelo de cálculo da NBR 6118 fornece um deslocamento de 0,512 mm. Esse valor é 30% menor que o observado no ensaio.

Para uma avaliação da possível influência da orientação das fibras de aço no ensaio dos corpos de prova, as três vigas do exemplo III foram simuladas novamente a fim de encontrar novos parâmetros para o modelo de homogeneização. Neste caso, a retroanálise foi realizada na resposta experimental das próprias vigas. A Figura 25 a 27 apresenta as curvas carga versus deslocamento para os novos parâmetros do modelo de La Borderie, os quais são mostrados na Tabela 19.

Primeiramente, nota-se uma melhor aproximação na força de ruína obtida do modelo computacional quando comparado aos valores obtidos do ensaio. Entretanto, ainda se nota uma divergência na resposta do modelo computacional após a concentração do dano no meio do vão. Essa divergência tende a diminuir com o

aumento do volume de fibras, já que neste caso houve uma maior distribuição das fissuras ao longo das vigas ensaiadas. Outra observação importante é que os parâmetros do modelo de homogeneização variam com o volume de fibras, como era de se esperar do próprio modelo de La Borderie. Entretanto, eles apresentam pequena variação para volumes de fibras superiores a 0,75%, o que se refere, aproximadamente, ao volume crítico de fibras para essa matriz.

4. Conclusões

Primeiramente, é importante ressaltar a funcionalidade do modelo de dano na análise do regime de serviço das peças estudadas, pois foi possível perceber que em regiões medianas do regime de serviço (definido neste trabalho como cerca de 40% da carga de ruína) o modelo numérico se comportou bem, apresentando baixos erros em relação ao ensaio experimental.

Outro fato observado em todos os exemplos é o alto processo de danificações nas camadas mais tracionadas, mesmo em regime de serviço. Isto é um fator preponderante nesta análise, visto que o modelo representa bem zonas de microfissuração distribuída. Na medida em que esse padrão de fissuração se intensifica, naturalmente há a junção das microfissuras que levam ao processo de fratura do material. Dessa forma, na medida em que o carregamento aumenta e o processo de fissuração se intensifica, é esperado que o modelo de dano passe a apresentar problemas de convergência na sua resposta numérica, fato que fica evidenciado nas situações após o regime de serviço. Essa característica é mais acentuada nos prismas de concreto simples ou com baixo volume

de fibras, onde há a formação de fraturas localizadas devido à ausência da armadura de flexão. Assim, o modelo de dano, por ser distribuído, não consegue capturar o efeito da localização de deformação. Em trabalho futuro, pretende-se investigar o problema de localização descrito aqui com a utilização de uma modelagem 2D acoplando um modelo de fratura ao modelo de danificação. Um fator preponderante na análise numérica de estruturas é a identificação paramétrica do material utilizado na modelagem. Foi possível observar que as respostas obtidas na modelagem das vigas no exemplo III se distanciaram da resposta experimental no regime pós pico. Além do modelo de dano não considerar a situação de formação de fraturas, uma observação importante é o fato da possível influência do efeito escala e do efeito de orientação das fibras nas vigas. Em ambos os exemplos, II e III, a identificação paramétrica das propriedades do material foi realizada em corpos de prova prismáticos com dimensões menores que as das vigas. Como o modelo de dano utilizado não leva em conta esses dois fatores, pode ser que a resposta numérica tenha sido afetada, fazendo com que as vigas tenham uma resistência numérica acima do valor obtido dos ensaios. Esse efeito foi sentido com mais intensidade no exemplo III. Com a mudança do tamanho dos corpos de prova prismáticos da viga V7, houve alteração nos parâmetros de entrada da homogeneização e, consequentemente, na resposta numérica da viga. A influência da dimensão do elemento na orientação das fibras pode ser evidenciada quando a identificação dos parâmetros da homogeneização do modelo foi realizada nas próprias vigas. Neste caso, houve redução da tensão de pico do modelo quando comparado aos valores obtidos dos corpos de prova, o que indica menor orientação das fibras na direção longitudinal das vigas, e o aumento dessa tensão na viga não foi proporcional ao aumento do volume de fibras. Para o exemplo II é importante ressaltar que mesmo com as limitações da modelagem, a mesma conseguiu obter êxito em trechos iniciais do regime de serviço e na questão da representação da carga de pico experimental, conclusão que é explicada devido ao fato das dimensões da seção transversal do prisma e da viga se aproximarem. Conclui-se que o modelo de Dano pode ser aplicado na análise de vigas de concreto armado com reforço fibroso, sendo que os resultados apresentados neste trabalho validam o emprego do modelo principalmente em regime de serviço. Em uma análise preliminar, quando a resposta desse modelo é comparada com o deslocamento avaliado pelo critério especificado na NBR 6118 (ABNT, 2003) para elementos lineares, o modelo de dano tende a fornecer valores mais próximos dos observados nos ensaios. Contudo, essa afirmação deve ser melhor investigada em trabalhos futuros.

5. Agradecimentos

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo suporte financeiro fornecido durante a realização do trabalho.

6. Referências bibliográficas

- [1] MATAZZAH, M.; LA BORDERIE, C. Inelasticity-damage-based model for numerical modeling of concrete cracking, *Engineering Fracture Mechanics*, v. 76, pp. 1087–1108, 2009.
- [2] BIELSKI, J.; SKRZYPEK, J. J.; KUNA-CISKAL, H. Implementation of a model of coupled elastic-plastic unilateral damage material to finite element code. *International Journal of Damage Mechanics*, v. 15, pp. 5–39, 2006.
- [3] PITUBA, J. J. C.; FERNANDES, G. R.. Anisotropic damage model for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 137, pp. 610–624, 2011.
- [4] LA BORDERIE, C. Phenomenes unilateraux dans un matériau endommageable: modélisation et application à l'analyse de structures en béton. Tese (Doutorado em Engenharia), Universidade de Paris, Paris, 1991, 140 p.
- [5] LI, F., LI, Z. Continuum damage mechanics based modeling of fiber reinforced concrete in tension. *International Journal of Solid and Structures*. Hong Kong, v. 38, p. 777–793, 1999.
- [6] LEE, H. K., LIANG, Z. Computational modeling of the response and damage behavior of fiber reinforced cellular concrete. *Computers & Structures*. USA, v. 82, p. 581–592, 2004.
- [7] HAMEED, R., SELLIER, A., TURATSINZE, A., DUPRAT, F. Damage modeling of metallic fiber-reinforced concrete. *Engineering Procedia*. France, v. 10, p. 1670–1678, 2011.
- [8] PASA, V. F. Análise do comportamento de estruturas de concreto reforçado com fibras de aço via método dos elementos finitos. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007, 130 p.
- [9] GUELLO, G. A. Simulação computacional de estruturas de concreto por meio da mecânica do dano. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola Politécnica de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002, 105 p.
- [10] PITUBA, J. J. C. Sobre a formulação de um modelo de dano para concreto. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003, 151 p.
- [11] COMI, C.; PEREGO, U. A bi-dissipative damage model for concrete with applications to dam engineering. European Congress on Computational Methods in Applied Sciences and Engineering (ECCOMAS 2000), 2000.
- [12] RAMTANI, S.; BERTHAUD, Y.; MAZARS, J. Orthotropic behavior of concrete with directional aspects: modeling and experiments. *Nuclear Engineering Design*, v. 133, pp. 97–111, 1992.
- [13] VELASCO, R. V. Concretos auto-adensáveis reforçados com elevadas frações Volumétricas de fibras de aço: propriedades reológicas, Físicas, mecânicas e térmicas. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2008, 349 p.
- [14] ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15530: Fibras de aço para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2007, 7 p.
- [15] LOPES, M. M. Substituição parcial de armadura de flexão por fibras de aço em vigas de concreto. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005, 155 p.
- [16] PEREIRA JUNIOR, W. M. Análise numérica de estruturas de concreto com fibras utilizando mecânica do dano. Dissertação (Mestrado em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil), Escola de Engenharia Civil da Universidade de Goiás, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014, 157 p.

- [17] OLIVEIRA, C. A. S. Avaliação da redução de armadura mínima de flexão em vigas de concreto armado com adição de fibras de aço. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2008, 231 p.
- [18] BENTUR, A., MINDESS, S. Fiber Reinforced Cementitious Composites. Elsevier Science, 1990.

Global stability analysis of structures and actions to control their effects

Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos

F. C. FREITAS ^a
felipecf@ymail.com

L. A. R. LUCHI ^a
lorenzo.luchi@terra.com.br

W. G. FERREIRA ^a
walnorio@gmail.com

Abstract

In this moment in which civil engineering is undergoing a phase where structural projects have been developed with structural systems composed of different and complex elements, some methods and criteria are used for the purpose of evaluating important aspects with regard to global and local stability. Among them, it is necessary to mention the parameters of instability α and γ_z . In this sense, this work has the objective to present the basic concepts of the instability parameters α and γ_z in accordance with what is clearly defined in the Brazilian standard ABNT NBR 6118; to present the results of simulations of models in the Brazilian structural software TQS varying the stress of compression in the columns in order to relate these values with the stability parameters.

Keywords: global stability, gama-z, structural analysis.

Resumo

Nesse momento em que a Engenharia civil vem passando por uma fase onde os projetos estruturais têm sido elaborados com sistemas estruturais compostos por elementos diferenciados e complexos, alguns critérios e métodos são utilizados com a finalidade de avaliar aspectos importantes no que diz respeito à estabilidade global e local. Entre eles, faz-se necessário citar os parâmetros de instabilidade α e Gama-z. Nesse sentido, este artigo tem o objetivo de apresentar os conceitos básicos dos parâmetros de instabilidade α e Gama-z de acordo com o que é claramente definido na norma brasileira ABNT NBR 6118; apresentar os resultados de simulações de modelos no software estrutural Brasileiro TQS variando a tensão de compressão nos pilares com a finalidade de relacionar estes valores com os parâmetros de estabilidade.

Palavras-chave: estabilidade global, gama-z, análise estrutural.

^a Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil, Vitória – ES, Brasil.

Received: 10 Jun 2015 • Accepted: 18 Sep 2015 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introduction

The analysis of global stability of structures has become very important nowadays. Civil Engineering, as well as other branches of Engineering, has experienced major advances in their fields. This can be noticed by the total amount built or about to be built by the different companies who operate in construction and design. Not only by the significant number of services, this increasing request of Civil Engineering also becomes cause and incentive for the development of new technical production methods aimed at better results.

Major projects are launched to supply the demand, which comes day after day, whether in residential, commercial or industrial construction. Behind this demand, technical production brings an increase for goods and the requirement for the excellence.

Best practices in design and development projects have been considered in the viability procedures of the projects.

One of the advances is evidenced by the improvement design procedures. Factors previously considered only in special buildings (tall buildings or engineering structures), such as the second order effects and global and local stability of the structures, now become necessary in the evaluation in more joint ventures.

These advances are used by most of the current versions of software to simulate with greater precision the effects to which the structure is subjected in different situations.

The Brazilian regulatory standard "NBR 6118:2014 - Concrete Structures Project – Procedure" establishes, in item 15.5, guidelines for dismissal of the global second-order efforts. To analyze stability, the standard uses two parameters to estimate the second-order efforts: α (alfa) and γ_z (Gama-Z).

The parameter α , the simpler of the two, is used to evaluate the global stability in the structure, but is not able to estimate the second-order efforts. This parameter allows classifying a structure as fixed or mobile nodes. Parameter γ_z , on the other hand, by means of its formulation, allows estimation of the second-order efforts.

In this context, this paper is presented, aiming to discuss the main concepts involved in the study of global stability of structures, making use of the stability parameters α and γ_z .

2. Brief history of stability parameters: the beginning

The study on the parameters of stability was started in 1967 by Hubert Beck and Gert König (1967, cited by Vasconcelos, 1991) after presentation of a doctoral dissertation Germany. This study analyzed the structure of a building with many floors, which were considered the columns braced by rigid walls with a slim structure. Studies led to a complicated solution of the differential equation with variable coefficients, but after a mathematical simplification, the equation was reduced to Bessel functions. Based on the solution of this equation, a parameter called "stability coefficient α " was proposed.

This coefficient was able to provide information of what is the displacement and definitions about fixed and mobile nodes of the structure under analysis. By simplifying displacement calculations of the structure, it states that fixed node structures would be those in which the addition of internal forces (existing moments) was less than 10% of the internal forces already present. For these cases, the value of the coefficient α would be below 0.6.

2.1 Differential equation

Starting from the differential equation of a straight bar of length L , with constant section and made of a linear elastic material, subject to an axial load P at the ends, one has:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + a^2 \cdot y = 0 \quad (1)$$

where $y(x)$ represents the displacement curve of the bar in the transverse direction and EJ the flexural rigidity. From the equation of the straight bar, it follows that:

$$a_{cr}^2 = \frac{P_{cr} \cdot L^2}{EJ} \quad (2)$$

where a_{cr} is treated such as a stability coefficient and its value is related to the conditions of support from the bar ends. The value of a_{cr} is low when the bar is embedded and high when the bar is biarticulated or mono crimped.

2.2 The differential equation according Beck e König

The equation proposed by Beck and König (1967, cited by Vasconcelos, 1991) at the time of their studies, was:

$$y''''(\xi) + \alpha^2 \cdot [y'(\xi) \cdot (\xi)]' = \frac{w \cdot L^4}{EJ} \quad (3)$$

when:

$$\xi = x/L \quad (4)$$

In this equation, w is the horizontal distributed load across the height L of the building.

After some mathematical operations, the equation of the value of α found by Beck and König was:

$$\alpha_{cr}^2 = (p + v)_{cr} \cdot \frac{L^3}{EJ} \quad (5)$$

where p is the distributed load to which the bracing structure is subjected and v is the distributed load at the braced structure. In table 1 the limit values found by Beck and König according with the number of floors are shown.

These results were obtained considering that the bracing structure of the building could be replaced by a structure composed of only

Table 1 – Value of α_{cr} found by Beck and König

| α_{cr} | n (number of floors) | Restriction |
|---------------|----------------------|--|
| 2.80 | $n \geq 4$ | - |
| 0.60 | $n \geq 4$ | $\Delta M_{adic} \leq 0.10 \cdot M_{1^{\text{Ordem,exist}}}$ |
| 0.50 | $n = 3$ | - |
| 0.40 | $n = 2$ | - |
| 0.30 | $n = 1$ | - |

Source: Origem dos Parâmetros de Instabilidade α_{cr} e γ_z (Vasconcelos, 1991)

a single column whose geometric characteristics were equivalent to the original. Thereby, it was decided that the sum of the stiffness of the bracing structure was equal to the rigidity of a single column. To calculate the equivalent rigidity in cases of bracing columns, the horizontal force acting on the spatial frame should be applied, in order to determine the value of the deformation with the horizontal loads. This deformation must be the same as the one obtained from the equivalent column subject to the same horizontal loads. Once calculated the α value, it must be verified to make sure it does not exceed the limit value. In affirmative case, modify the dimensions of the structural elements in order to get below the limit values.

Studies of parameters for stability analysis were continued by other authors with interest in the subject (CEB e ABNT). In 1978, the CEB started using the values α_{lim} described by Beck & König, as well as ABNT NBR 9062 (Brazilian code pre-shaped structure). In 1985, Mario Franco (1985) studied again how to obtain the limit values of the stability coefficient for buildings with more than three floors finding values ranging close to 0.6 in structures with wall-like columns, frames and combination frames and wall-like columns. Vasconcelos (1985) found for structures with 1, 2 and 3 pavements values as described in Table 2.

In 1986, Augusto C. Vasconcelos took over studies by Beck & König, but this time with the advent of the computer, he could assess the same structure previously studied discretized, instead of continuous structure. The results were not different for up to three floors, and from four floors the difference between α_{cr} and $\alpha = 2.8$ was decreasing with the increase of the amount of floors. This study resulted in the suggestion of a formula for calculating α_{cr} according to the number n of floors. Follows the formula:

Table 2 – Values of α_{cr} in accordance with the number of floors

| α_{cr} | n (floors) |
|---------------|------------|
| 0.50 | 1 |
| 0.55 | 2 |
| 0.60 | 3 |

Source: Origem dos Parâmetros de Instabilidade α_{cr} e γ_z (Vasconcelos, 1991)

$$\alpha_{cr} = 2.8 - 1.1 \cdot e^{0.22n} \quad (6)$$

In 1990, the CEB decides to drop the considerations on the calculation of α stability parameter. In this context, Mario Franco and Augusto C. Vasconcelos (1997, Franco, M. and Vasconcelos, AC, cited Vasconcelos, 1991) introduced the first concept of the amplification coefficient of the moment γ_z in the state of Rio de Janeiro, as an auxiliary tool in the study of global stability. Through the P-Delta process, come up to the idea of γ_z .

When the structure is requested by the loads, it undergoes a displacement altering its original configuration. From this new configuration, new internal forces are created, which in turn generate new displacements. In this continuous process, it is noted that at every step new strains are generated which, compared to the previous results, can be represented by a geometric progression. This progression has the following ratio:

$$q = \frac{\Delta M}{M_1} \quad (7)$$

where:

$$\Delta M = P \cdot y_1 \quad (8)$$

and y_1 is the eccentricity of first order, and M_1 it is the first order moment.

Years after the definition of the moment amplification γ_z , several studies were conducted on this topic. In the year 1993, the TQS creates the Spatial Frame module in which it begins to use the parameters of stability α and γ_z . Correlations between α and γ_z were also formulated as approaches for practical applications. Table 3 has some of the correlations that were presented in articles and studies.

3. Study of global stability of structures

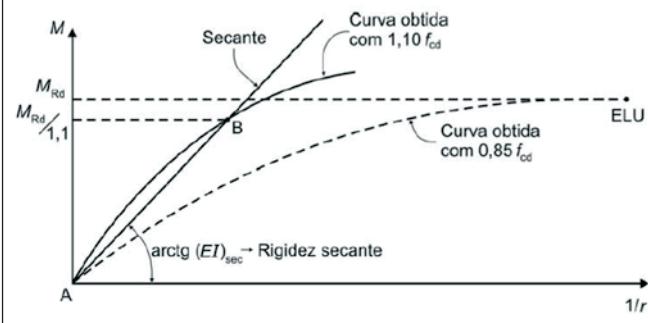
The study of global stability of the structures has gained a high

Table 3 – Correlations of α_{cr} and γ_z

| Authors | Correlations |
|---|--|
| Prof. Mário Côrrea e Prof. Marcio Ramalho | $\gamma_z = 1.10 - 0.33\alpha + 0.50\alpha^2$ |
| Regina Maria dos Santos Carmo | $\gamma_z = 0.90 + 0.52\alpha - 0.62\alpha^2 + 0.46\alpha^3$ |

Source: Origem dos Parâmetros de Instabilidade α_{cr} e γ_z (Vasconcelos, 1991); "Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios Usuais de Concreto Armado", (Carmo, 1995)

**Figure 1 – Relation moment-curvature
(extracted by NBR 6118)**



importance position because it has become common to development projects in which buildings have been increasingly high, slender and with features aimed at excellent performance, low consumption of materials, structural systems with speed of execution without giving up the structural safety of the guarantee to the ultimate limit state.

Accordingly, the verification of the global stability can be checked through the global stability parameters, which are described in the standard NBR 6118, in the items 15.5.2 and 15.5.3.

Using these parameters allows us to estimate data on the stability of the structure and estimate the second-order effects in a simplified manner. For this reason, it is necessary to present some concepts related to second-order effects and that should be considered in the project.

3.1 Related concepts to global stability of structures

3.1.1 Physical nonlinearity

According to NBR 6118, in section 15.3, structural analysis considering the effects of second order shall take into account the effects of physical nonlinearity. The nonlinearity is related to the behavior of the material, which in the case of reinforced concrete can be considered a non-linear material. The effects caused by creep, shrinkage and concrete cracking affect the final value of concrete elastic modulus, hence the physical non-linearity of concrete. For consideration of these effects, the rule establishes the concept of moment-curvature, shown in Figure 1.

According to Moncayo (2011), the advantage in using the moment-curvature relationship is due to the fact that is possible to directly obtain the value of rigidity EI , which is used in the structural analysis. In the case of the study of global stability, the NBR 6118 states, in section 15.7.3, that the consideration of the approximated nonlinearity takes as stiffness of structural elements the following values:

$$\text{Slabs: } (EI)_{\text{sec}} = 0,3E_{\text{ci}}I_c$$

$$\text{Beams: } (EI)_{\text{sec}} = 0,4E_{\text{ci}}I_c \text{ para } A'_s \neq A_s$$

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,5E_{\text{ci}}I_c \text{ para } A'_s = A_s$$

$$\text{Columns: } (EI)_{\text{sec}} = 0,8E_{\text{ci}}I_c$$

where:

I_c is the moment of inertia of the gross concrete section, including, where applicable, the co-operating tables (T section),

A'_s is the compression reinforcement when double armor,
 A_s is the tensile armor,
 E_{ci} is the initial modulus of elasticity of the concrete, given by $E_{\text{ci}} = 5600 \cdot \sqrt{f_{\text{ck}}}$;
 f_{ck} is the characteristic compressive strength of concrete in MPa. The approximate stiffness values must be used according to the conditions described in paragraph 15.7.3 of NBR 6118.

3.1.2 Geometric nonlinearity

The consideration of the effects of geometric nonlinearity is related to changes that may occur in the geometry of the structural elements. Like the physical nonlinearity, it is also determined by analyzing the deformed structure. Specially for high buildings, the consideration of the effects of geometric nonlinearity becomes important because it generates increased internal forces due to vertical loads and horizontal displacements.

For the consideration of geometric nonlinearity it is common to use the P-Δ process, where is conducted the study considering the deformed structure.

3.1.3 Stiffness of structural elements

The rigidity of the structural elements has a direct influence on the overall stability of a structure. In a conventional structure, consisting of columns, beams and slabs, the main elements that will work to ensure stability are the columns and beams. This fact can be seen taking the NBR 6118 approximate stiffness values for the slabs, which are lower compared to the stiffness of the beams and columns. In fact, the slabs will work in another property giving overall stability study: The hard diaphragm. The slabs are considered as rigid elements in their own plane, aligning the displacements at all points of this plane.

Another important consideration to be made is the consideration of hard cores in the buildings. Normally they are formed by large columns with "C" shape, and located in the stairs and elevators. This type of structure has a high flexural rigidity in the analysis of stability and horizontal displacement parameters, contribute significantly.

3.2 Global stability parameters

Following studies on the effects of second-order structures, the NBR 6118 code, in chapter 15 - "Instability and second-order effects", provides guidelines on how to apply test methods and analysis of second-order effects.

For their use, it is considered that it is applied to structures with bars subject to flexion-compression efforts that must disregard the twist. The concepts apply to shells structures, walls and wall-beams. The second order effects are those in which the equilibrium analysis is done using the deformed configuration.

The code adopts that to disregard the second-round effects the increases caused by these should not exceed 10% in the reactions and the loads of the structure. It should also ensure that the calculated bearing capacity should not be surpassed.

3.2.1 Stability parameters (α)

The structure classification as the lateral displaceability of the nodes

Figure 2 – Equivalence of stiffness – analogy with column in balance



is performed by the Stability parameter α . Above a certain limit value, the structure is classified as of mobile nodes, and therefore should be considered second-order analysis. It is emphasized that the parameter is not able to estimate the effects of second order.

Assuming initially that the bracing structure may be represented by a single column clamped at the base and free at the top, an equivalent EJ_k stiffness of the sum of the stiffness of the bracing columns of the structure (figure 2) and being constant over the height H of the building, we have the following value for the parameter of instability:

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{P_k}{EJ_k}} \quad (9)$$

In equation 9, P_k is the sum of all the vertical loads of the structure. It will be a caveat that the amounts to be used are characteristic.

$$P_d = \gamma_f \cdot P_k = 1.4 \cdot P_k \quad (10)$$

$$(EJ)_d = 0.7 \cdot (EJ)_k \quad (11)$$

The index "d" indicates design values.

The condition for the structure to be fixed nodes is that $\alpha < \alpha_1$, thereby α_1 equal to:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0.2 + 0.1 \cdot n \text{ if } n \leq 3 \text{ floors} \\ \alpha_1 &= 0.6 \text{ if } n \geq 4 \text{ floors} \end{aligned} \quad (12)$$

The limit value $\alpha_1 \leq 0.6$, when used in structures with less than

four floors, is generally well applicable to most building structures. However, when the bracing structure is formed exclusively by wall-like columns and frames, the value of α_1 should be changed. The new limit values are described below:

- $\alpha_1 = 0.7$ For bracing with wall-like columns;
- $\alpha_1 = 0.6$ For mixed bracing (wall-like columns + frames);
- $\alpha_1 = 0.5$ For bracing in frames.

The equivalent stiffness of the bracing elements (framed systems and mixed systems) of the structure is calculated by using the lateral characteristic load over the entire height of the building and determining its roof top displacement δ .

Obtained the deformation on top of the building is done with that for a new column equivalent balance, with constant equivalent stiffness, under the action of the same loading, this new column in balance suffer the same displacement at its end cantilevered. Assuming that the load is constant over the entire height of the building, it becomes

$$(EI)_k = \frac{q_k \cdot H^4}{8 \cdot \delta} \quad (13)$$

where:

q_k is the lateral load characteristic;

H is the total height of the building;

δ is the displacement at the top of the building.

3.2.2 Coefficient γ_z

The Brazilian code gives the coefficient γ_z assessing the presence or absence of second-order global efforts in framed structures with at least four floors.

For the determination of its value, it is necessary to make a first order analysis for each loading case. The formula for γ_z is:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{TOT,d}}{M_{1,TOT,d}}} \quad (14)$$

where:

$M_{1,TOT,d}$ is the moment of tipping. It is the sum of the moments of all horizontal forces in the considered combination, with design values, in relation to the base structure.

$\Delta M_{TOT,d}$ is the sum of the multiplication of the vertical forces acting on the structure, in the combination design values considered, for horizontal displacement of the respective points of application. The above values are obtained by first order analysis.

For the structure to be considered as a fixed node structure, the condition is that:

$$\gamma_z \leq 1.1 \quad (15)$$

The condition above being satisfied, the structural calculation with fixed nodes can be performed on each compressed element alone.

The element will be with the end linked to the other structural elements. According to NBR 6118: 2014, in section 15.6 - "nodes fixed structure Analysis", under the action of horizontal forces the structure is always calculated as displaceable.

The fact that the structure can be treated as fixed allows to disregard only the verification of the second order global effects. Local second-order effects must be considered.

The code NBR 6118 says that the global analysis of second order provides only internal forces at the ends of the bars and should be performed an analysis of the local second order effects along the axes of the compressed bars.

On the other hand, when the value of γ_z obtained from a first order analysis is higher than $\gamma_z > 1.1$, the structure should be considered of mobile nodes. In this case, the effects of physical and geometric nonlinearity should be necessarily be considered. It is therefore necessary to check the local and global second order effects.

When the value of γ_z is in the range of $1.1 < \gamma_z \leq 1.3$, NBR 6118:

2014 says that the global second order internal forces can be considered in an approximate way by adopting different values of stiffness for structural elements, which should be the same as shown in item 3.1.1. Finally, the final solution to the approximate consideration of the global second order internal forces is to increase the horizontal forces from the combination of load seen by $0.95\gamma_z$, obtained after analysis of the first order structure. This process only applies to $\gamma_z \leq 1.3$.

In other cases in which $\gamma_z > 1.3$ the structure will be of mobile nodes and must be verified the analysis of second-order effects considering refined methods such as $P - \Delta$.

4. Structural modeling

To apply the concepts of structural stability, this article will simulate of a building in a structural modeling software. The CAD/TQS software is one of the tools available in the Brazilian market to professionals involved in the preparation of structural design of re-

Figure 3 – Floor plan without wall-like columns

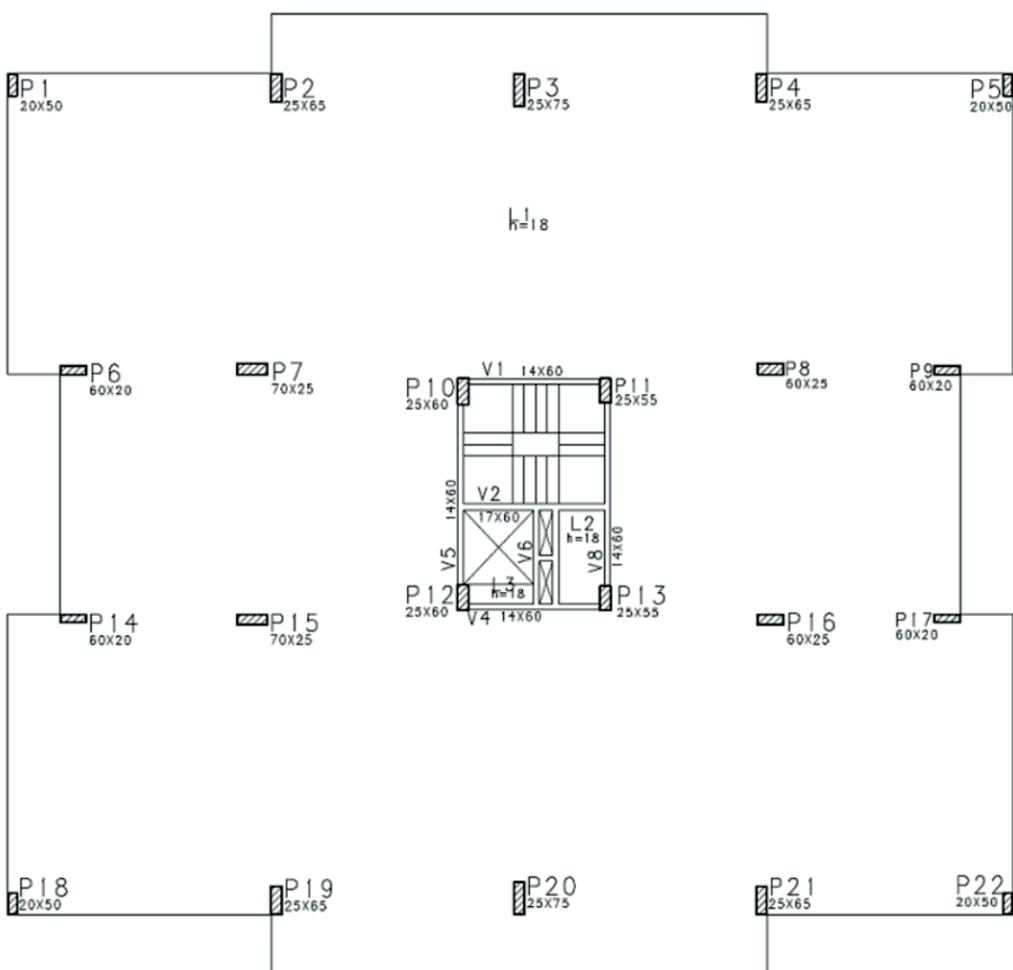
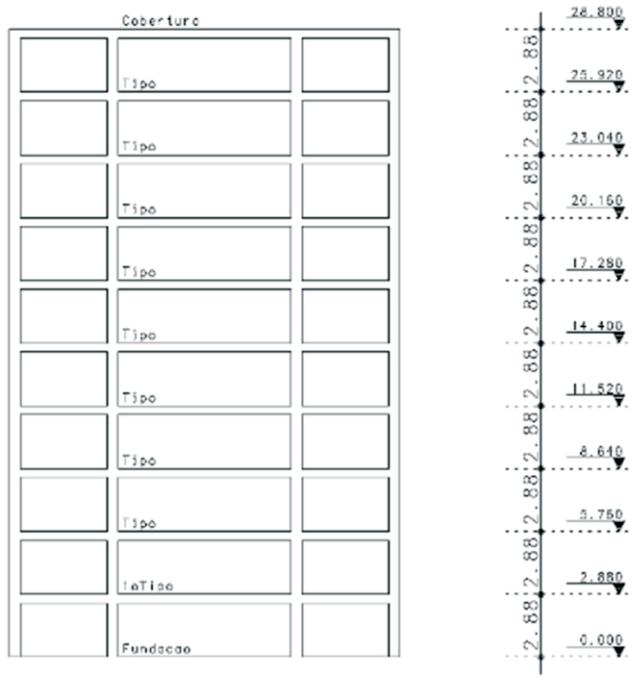


Figure 4 – Structure**CORTE EQUEMÁTICO**

inforced concrete buildings and one of the most widely used. Next will be presented the floor plan of the building used for simulation, variations of each model used, the description of vertical and horizontal loads to which the building is subject, the conditions and considerations adopted for structural analysis and presentation of values of α and γ_z .

4.1 Structural model adopted

The building consists of 10 floors (Figure 4) in accordance with the floor plan shown in Figures 3 and 5. Were adopted two structural solutions: one without wall-like columns (figure 3) and the other with wall-like columns (Figure 5). This condition was set to com-

Table 4 – Loads used on the structural model

| Description of the vertical load | Value of the vertical load (kN/m ²) |
|----------------------------------|---|
| Weight of the slab h=18cm | 18x0.25=4.5 |
| Dead load | 1 |
| Live load | 1.5 |
| Weight of walls | 3 |
| Total | 10 |

Tabela 5 – Types of models in accordance with the stress on the columns

| Variation | Stress adopted | Limit value of stress adopted (MPa) |
|-----------|------------------------|-------------------------------------|
| V1 | 50% of reference value | 11,6 |
| V2 | 60% of reference value | 14,0 |
| V3 | 70% of reference value | 16,3 |
| V4 | 80% of reference value | 18,6 |
| V5 | 90% of reference value | 21,0 |

pare which are the effects when using wall-like columns.

The CAD / TQS version 17.8 software provides six models for design and structural analysis. In the case of this article "Model VI", also known as Flexibility Model with Slabs, was adopted. This model is the most appropriate when is used to structural analysis of reinforced concrete buildings, because the model considers a three-dimensional space frame consisting of beams, columns and slabs. The model consists of bars, which simulate the slabs, beams and columns.

Table 6 – Preliminary design of Column P1 – Variation V1

| Floor | Number | A.I. | C/Pav. | C. Pav. | C. Acum. | b | h | P.P. | Stress |
|------------|--------|------|--------|---------|----------|----|----|------|--------|
| 10th Floor | 10 | 11,1 | 7 | 77 | 79 | 20 | 50 | 7 | 0,0794 |
| 9th Floor | 9 | 11,1 | 10 | 111 | 198 | 20 | 50 | 7 | 0,1976 |
| 8th Floor | 8 | 11,1 | 10 | 111 | 316 | 20 | 50 | 7 | 0,3158 |
| 7th Floor | 7 | 11,1 | 10 | 111 | 434 | 20 | 50 | 7 | 0,4340 |
| 6th Floor | 6 | 11,1 | 10 | 111 | 552 | 20 | 50 | 7 | 0,5522 |
| 5th Floor | 5 | 11,1 | 10 | 111 | 670 | 20 | 50 | 7 | 0,6704 |
| 4th Floor | 4 | 11,1 | 10 | 111 | 789 | 20 | 50 | 7 | 0,7886 |
| 3th Floor | 3 | 11,1 | 10 | 111 | 907 | 20 | 50 | 7 | 0,9068 |
| 2nd Floor | 2 | 11,1 | 10 | 111 | 1025 | 20 | 50 | 7 | 1,0250 |
| 1st Floor | 1 | 11,1 | 10 | 111 | 1143 | 20 | 50 | 7 | 1,1432 |
| Fundação | 0 | - | 0,0 | 0,0 | 1143 | 20 | 50 | 0 | 1,1432 |

The structure was modeled considering the following horizontal loads provided in the code: plumb and wind; they were considered automatically by the software during the structural analysis. The wind speed was considered to 30 m/s, factor S1, S2 and S3 are respectively 1, category IV-B and 1.

The vertical loads considered in the floors below according to Table 4. In order to simplify the study and facilitate the comparison of results between each model, we chose to use surface charges for the masonry load.

4.2 Pre-dimensioning of the columns

The principal objective of this article is to vary the compression stress on the columns in order to relate these values with the stability parameters. For this, the pre-sizing of the columns was determined by the method of the areas of influence on each floor of the building. In accordance with what was previously presented by Table 4, the total load surface is 10 kN/m².

The area of influence of each pavement was determined by the structural calculation software, but could be obtained manually considering that the distribution of loads occurs simply, i.e., a span between two columns in a defined direction, the influence of loads in each of these columns, is given until the middle of this span. Reworking this step for the other directions will be obtained an

area. This area is equivalent to the distributed load that this column absorbs.

The characteristic strength of compression adopted for design was:

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

(16)

The variation of compression stress in the columns is related according with the criteria that the reference value for design would be:

$$\frac{2}{3} \times f_{ck} = \frac{2}{3} \times 35 \text{ MPa} = 23.3 \text{ MPa}$$

(17)

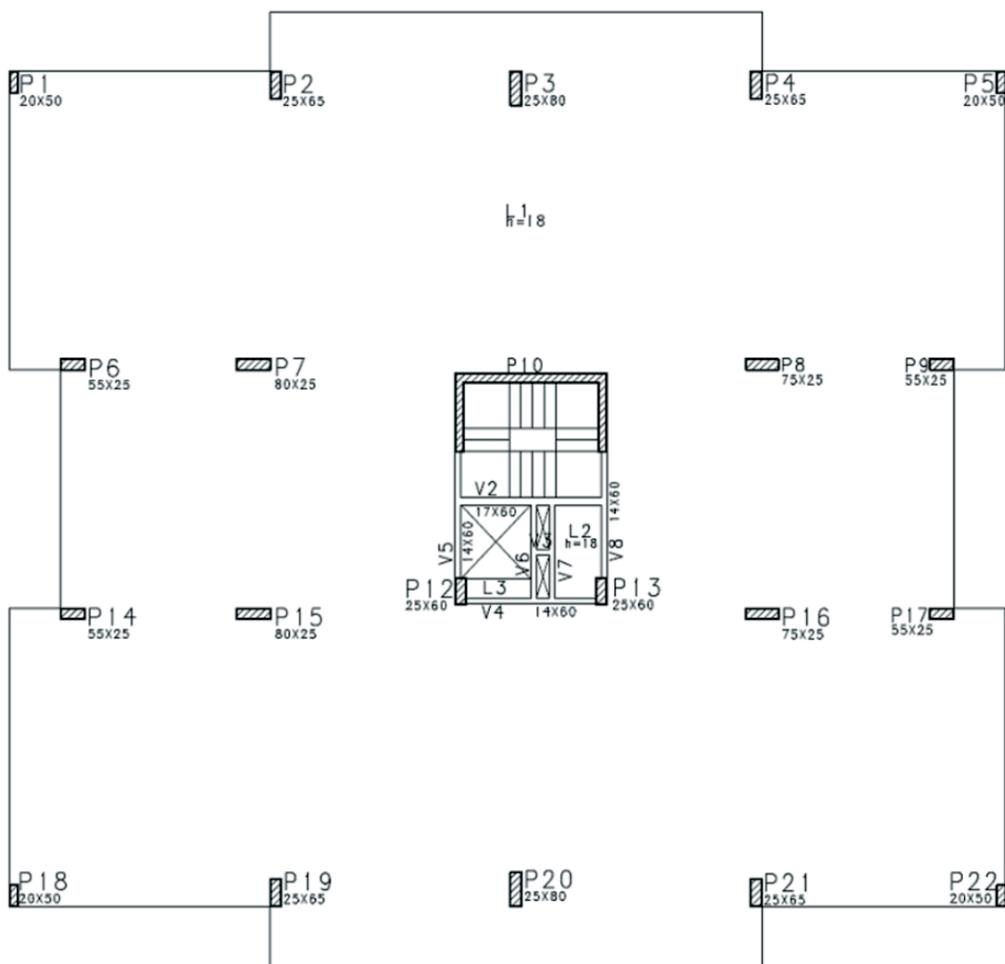
The models studied followed stress variations according to Table 5. As an example, Table 6 presents how is determined the preliminary design of column P1, without wall-like columns, following V1 variation:

where:

Pav is the floor considered;

A.I. is the Influence Area in m²;

Figure 5 – Floor plan with wall-like columns



C/Pav is the Full charge adopted on the pavement (given in Table 4), units in kN/m²;

C. Pav is the Load obtained in the pavement for the column P1 ($C.Pav = C / Pav \times A.I.$), units in kN; C. Acum: Load accumulated on the floor, where: $C.Acum = C.Pav + P.P. + C.Acum_{pav.superior}$; b and h are the column section dimensions of the considered floor, in cm;

P.P. is the Weight of the column, obtained by multiplying the cross-sectional area of the column by floor height (2,88 m) and the dead weight of the concrete (25 kN/m³);

Column Stress for each floor is a value obtained by $C.Pav/b \times h$, units in kN/m²;

It is observed that the stress in the foundation and first floor do not exceed the limit value for the V1 range: 11.6 MPa = 1.16 kN/m².

To simplify the presentation of the results, were developed the following models with the variations V1 to V5 (Table 5), where the dimensions of the columns were pre-determined by each floor plan with and without wall-like columns. Ten different models were determined in accordance with Table 7.

To obtain the results, the load combinations were considered in models presented in Table 8.

The dead and live loads were increased by $\gamma_f = 1.4$ and wind loads with coefficient $\gamma_0 = 0.6$. These values were obtained from the Brazilian code NBR 6120: 1980 - Loads for Building Structures Design.

5. Results

The proposed models were processed in the CAD/TQS software,

through three-dimensional frame analysis, and the values obtained of α e γ_z are presented on table 9.

6. Conclusion

After the presentation of the results using Table 9 and Graph 1, it can be seen that the values of γ_z obtained for the models calculated without wall-like columns are higher compared to models with wall-like columns, which was expected because the presence of the wall-like columns increases the bending stiffness of the building.

It is also observed that the variation of stress on the columns of the models with wall-like columns results in small differences of the coefficient γ_z , with values between 1.064 and 1.161. On models without wall-like columns, the variation of the column stress modify significantly the values of γ_z , making them between 1.197 and 1.426. It is possible to conclude, therefore, that the variation of the column stress is not the determining factor in acceptable γ_z values, but the presence of elements that contribute to increase stiffness bending. In this case, the author has chosen to use wall-like columns, but alternatives can also be used, like beams with high stiffness, walls of reinforced concrete, increase of the columns sections in the direction of less rigidity of the structure.

In this article, the models with wall-like columns have γ_z values below the limit, being possible to disregard the second order analysis of the structure. It is only needed to perform first-order analysis and increase the internal forces according to the code recommendations. In models without wall-like columns, all of them with stress over 70% of the reference value, second-order analysis is needed.

Table 7 – Types of models

| Description of the models | Name used for the model |
|--|-------------------------|
| Model without wall-like columns and V1 | 1-1 |
| Model without wall-like columns and V2 | 1-2 |
| Model without wall-like columns and V3 | 1-3 |
| Model without wall-like columns and V4 | 1-4 |
| Model without wall-like columns and V5 | 1-5 |
| Model with wall-like columns and V1 | 2-1 |
| Model with wall-like columns and V2 | 2-2 |
| Model with wall-like columns and V3 | 2-3 |
| Model with wall-like columns and V4 | 2-4 |
| Model with wall-like columns and V5 | 2-5 |

Table 8 – Used combinations

| Combination | Weight slab | Dead load | Live load | Wind 90° | Wind 270° | Wind 0° | Wind 180° |
|-------------|-------------|-----------|-----------|----------|-----------|---------|-----------|
| C1 | X | X | X | X | - | - | - |
| C2 | X | X | X | - | X | - | - |
| C3 | X | X | X | - | - | X | - |
| C4 | X | X | X | - | - | - | X |

Table 9 – Results

| Model | α | | | | γ_z | | | |
|-------|----------|-------|-------|-------|------------|-------|-------|-------|
| | C1 | C2 | C3 | C4 | C1 | C2 | C3 | C4 |
| 1-1 | 0.944 | 0.944 | 0.962 | 0.962 | 1.197 | 1.197 | 1.220 | 1.220 |
| 1-2 | 0.877 | 0.877 | 0.986 | 0.986 | 1.196 | 1.196 | 1.255 | 1.255 |
| 1-3 | 1.064 | 1.064 | 1.071 | 1.071 | 1.353 | 1.353 | 1.324 | 1.324 |
| 1-4 | 1.094 | 1.094 | 1.145 | 1.145 | 1.390 | 1.390 | 1.391 | 1.391 |
| 1-5 | 1.117 | 1.117 | 1.174 | 1.174 | 1.416 | 1.416 | 1.426 | 1.426 |
| 2-1 | 0.714 | 0.714 | 0.562 | 0.562 | 1.114 | 1.114 | 1.064 | 1.064 |
| 2-2 | 0.756 | 0.756 | 0.582 | 0.582 | 1.130 | 1.130 | 1.069 | 1.069 |
| 2-3 | 0.776 | 0.776 | 0.597 | 0.597 | 1.138 | 1.138 | 1.074 | 1.074 |
| 2-4 | 0.818 | 0.818 | 0.609 | 0.609 | 1.157 | 1.157 | 1.078 | 1.078 |
| 2-5 | 0.826 | 0.826 | 0.615 | 0.615 | 1.161 | 1.161 | 1.080 | 1.080 |

In interpreting the values of α it is observed that most of the models set up with mobile nodes.

Thereby, this article presented the basic concepts of stability parameters α and γ_z ; presented the results of models simulations on the structural software CAD/TQS varying the compressive stress in the columns for the purpose of relating these values with the stability parameters α and γ_z and presented actions that could be taken in buildings to minimize the effects of global instability.

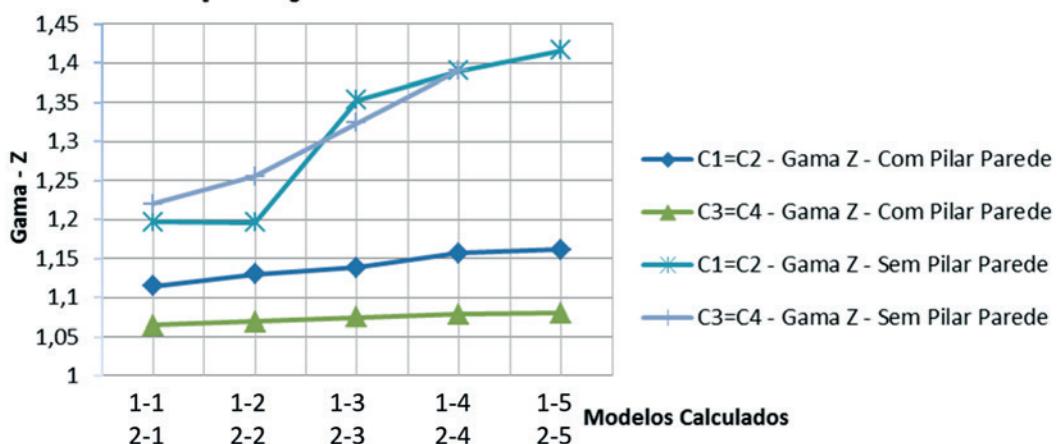
7. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118, Rio de Janeiro, RJ.

- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). Cargas para cálculo de estruturas de edificações, NBR 6120, Rio de Janeiro, RJ.
- [3] MONCAYO, W. J. Z (2011). Análise de Segunda Ordem Global em Edifícios com Estrutura de Concreto Armado. Master's degree dissertation, USP. São Carlos, 2011.
- [4] VASCONCELOS, A. C. (1997). Origem dos Parâmetros de Estabilidade α e γ_z - Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios. São Paulo, 1997.
- [5] VASCONCELOS, A. C. e FRANCO, M. (1997) – Avaliação Prática dos Efeitos de 2a Ordem em Edifícios Altos – Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios. São Paulo, 1997.

Graph 1 – Comparison of obtained results

Comparação dos Valores obtidos de Gama-Z



- [6] VASCONCELOS, A. C. e FRANÇA, R. C. (1997) - Um método Simplificado e Muito Preciso para Avaliação dos Momentos de 2a Ordem em Edifícios Altos Usuais – Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios. São Paulo, 1997.
- [7] CARMO, R.M.S (1995) – Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios Usuais de Concreto Armado – Master's degree dissertation. College of Engineering of São Carlos, University of São Paulo. São Carlos – SP, 1995.

Global stability analysis of structures and actions to control their effects

Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos

F. C. FREITAS ^a
felipecf@ymail.com

L. A. R. LUCHI ^a
lorenzo.luchi@terra.com.br

W. G. FERREIRA ^a
walnorio@gmail.com

Abstract

In this moment in which civil engineering is undergoing a phase where structural projects have been developed with structural systems composed of different and complex elements, some methods and criteria are used for the purpose of evaluating important aspects with regard to global and local stability. Among them, it is necessary to mention the parameters of instability α and γ_z . In this sense, this work has the objective to present the basic concepts of the instability parameters α and γ_z in accordance with what is clearly defined in the Brazilian standard ABNT NBR 6118; to present the results of simulations of models in the Brazilian structural software TQS varying the stress of compression in the columns in order to relate these values with the stability parameters.

Keywords: global stability, gama-z, structural analysis.

Resumo

Nesse momento em que a Engenharia civil vem passando por uma fase onde os projetos estruturais têm sido elaborados com sistemas estruturais compostos por elementos diferenciados e complexos, alguns critérios e métodos são utilizados com a finalidade de avaliar aspectos importantes no que diz respeito à estabilidade global e local. Entre eles, faz-se necessário citar os parâmetros de instabilidade α e Gama-z. Nesse sentido, este artigo tem o objetivo de apresentar os conceitos básicos dos parâmetros de instabilidade α e Gama-z de acordo com o que é claramente definido na norma brasileira ABNT NBR 6118; apresentar os resultados de simulações de modelos no software estrutural Brasileiro TQS variando a tensão de compressão nos pilares com a finalidade de relacionar estes valores com os parâmetros de estabilidade.

Palavras-chave: estabilidade global, gama-z, análise estrutural.

^a Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil, Vitória – ES, Brasil.

Received: 10 Jun 2015 • Accepted: 18 Sep 2015 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introdução

A análise da estabilidade global das estruturas tem se tornado de extrema importância nos dias atuais. A Engenharia Civil, assim como outros ramos da Engenharia, tem experimentado grandes avanços em suas áreas de atuação. É observado tal fato, quando se quantifica o volume produzido e a produzir entre as diversas empresas que atuam tanto na área de execução quanto na área de projetos. Não somente na expressiva quantidade de serviços, essa crescente solicitação da Engenharia Civil também se torna agente causador e fomentador do surgimento de novos métodos técnicos de produção que visam melhores resultados.

Grandes obras têm sido lançadas a fim de suprir a demanda a qual surge dia após dia, seja na construção residencial, comercial ou industrial. Por trás desta demanda, a produção técnica tem sentido um acréscimo na quantidade de produtos e na exigência dos mesmos com relação à qualidade de excelência requerida.

Melhores práticas aprimoradas de concepção e desenvolvimento de projetos têm sido consideradas nos trâmites da viabilização dos empreendimentos.

Um destes avanços vividos tem sido evidenciado no aperfeiçoamento da maneira de se projetar. Fatores antes considerados apenas em edificações especiais (edifícios altos ou obras de arte), como os efeitos de segunda ordem e estabilidade global e local das estruturas, agora se tornam necessárias à avaliação destes, em empreendimentos mais comuns.

Estes avanços são aplicados em versões de softwares mais atualizados, simulando com maior precisão os efeitos ao qual uma estrutura está submetida em diferentes situações.

A norma brasileira de regulamentação ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento estabelece no item 15.5 as diretrizes para dispensa da consideração dos esforços globais de 2^a ordem. Para a análise da estabilidade, a norma utiliza dois parâmetros para auxiliar na estimativa os esforços de segunda ordem de maneira simplificada, são eles: α (alfa) e γ_z (Gama-Z).

O parâmetro α , o mais simples dos dois, é utilizado para avaliar a estabilidade global da estrutura, mas não é capaz de estimar os esforços de segunda ordem. Este permite classificar uma estrutura como sendo de nós fixos ou móveis. Já o parâmetro γ_z , por meio de sua formulação é possível obter estimativa dos esforços de segunda ordem.

É neste contexto que este artigo é apresentado, com o objetivo de apresentar os principais conceitos envolvidos no estudo da estabilidade global das estruturas, fazendo o uso dos parâmetros de estabilidade: α e γ_z .

2. Breve histórico sobre parâmetros de instabilidade: origem

O estudo sobre os parâmetros de instabilidade foi iniciado em 1967 por Hurbert Beck e Gert König (1967, apud VASCONCELOS, 1991) após a defesa da tese de doutorado defendida na Alemanha. Neste estudo, foi analisada a estrutura de um edifício de diversos pavimentos, em que seus pilares eram considerados contraventados por paredes rígidas com estrutura esbelta. Os estudos os levaram a uma equação diferencial de complicada solução com coeficientes variáveis, mas após uma simplificação matemática, a

equação matemática foi reduzida às funções de Bessel. A partir da solução desta equação, chegou-se a um parâmetro chamado por “Coeficiente de Instabilidade α ”.

Este coeficiente era capaz de informar qual o deslocamento da estrutura permitindo chegar-se às definições de Nós Fixos e Nós Móveis para a estrutura em análise. Por simplificação dos cálculos do deslocamento da estrutura, convencionou-se que as estruturas de nós fixos seriam aquelas, as quais, o acréscimo de esforços (momentos existentes) fosse menor que 10% dos esforços já obtidos. Para estes casos, o valor do coeficiente α ficaria abaixo de 0,6.

2.1 Equação diferencial

Partindo-se da equação diferencial de uma barra reta de comprimento L , de seção constante e material elástico linear sujeita a carga axial P nas extremidades, tem-se:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + a^2 \cdot y = 0 \quad (1)$$

$y(x)$ representa o deslocamento dos pontos do eixo da barra na direção transversal e EJ a sua rigidez à flexão. A partir da equação diferencial da barra reta, tem-se que:

(Equação 2)

a_{cr} é tratado como coeficiente de estabilidade e seu valor está relacionado com as condições de apoio das extremidades da barra. O valor de a_{cr} é baixo quando a barra está engastada e alto quando a barra é birrotulada ou monoengastada.

2.2 Equação diferencial segundo Beck & König

A equação encontrada por Beck e König (1967, apud VASCONCELOS, 1991), na ocasião de seus estudos, foi:

$$y''''(\xi) + \alpha^2 \cdot [y'(\xi) \cdot (\xi)]' = \frac{w \cdot L^4}{EJ} \quad (3)$$

Em que:

$$\xi = x/L \quad (4)$$

Nesta equação, w é a carga horizontal distribuída em toda a altura L do edifício.

Após algumas operações matemáticas, a equação com o valor de α encontrado por Beck e König foi:

$$\alpha_{cr}^2 = (p + v)_{cr} \cdot \frac{L^3}{EJ} \quad (5)$$

Onde p é a carga distribuída à qual a estrutura de contraventa-

Tabela 1 – Valor de α_{cr} encontrados por Beck e König

| α_{cr} | n (quant. pavimentos) | Restrição |
|---------------|-----------------------|---|
| 2,80 | $n \geq 4$ | - |
| 0,60 | $n \geq 4$ | $\Delta M_{adic} \leq 0,10 \cdot M_{1^{\text{a Ordem, exist}}}$ |
| 0,50 | $n = 3$ | - |
| 0,40 | $n = 2$ | - |
| 0,30 | $n = 1$ | - |

Fonte: Origem dos Parâmetros de Instabilidade α_{cr} e γ_z (Vasconcelos, 1991)

mento está submetida e ν é a carga distribuída na estrutura contraventada.

Na tabela 1, encontram-se os valores limites encontrados por Beck e König em função da quantidade de pavimentos.

Estes resultados foram obtidos considerando que a estrutura de contraventamento do edifício pudesse ser substituída por uma estrutura composta apenas de um único pilar cujas características geométricas fossem equivalentes à original. Desta forma, definiu-se que o somatório das rigidezes da estrutura de contraventamento fosse igual à rigidez de um pilar único. Para calcular a rigidez equivalente nos casos de pilares de contraventamento, deve-se aplicar a força horizontal atuante no pórtico espacial, de forma a conhecer o valor da flecha para cargas horizontais. Esta flecha deve ser a mesma flecha obtida no pilar equivalente sujeito às mesmas cargas horizontais.

Calculado o valor de α , basta verificar se este não supera o valor limite. Em caso afirmativo, modificar as dimensões dos elementos estruturais de forma a obter valores abaixo do limite.

Os estudos sobre parâmetros para análise da estabilidade tiveram continuidade por outros autores e órgãos com interesse no assunto (CEB e ABNT). Em 1978, o CEB passou a utilizar os valores de α_{lim} descrito por Beck & König, assim como a ABNT na norma NBR 9062 (norma brasileira de estrutura pré-moldada). No ano de 1985, Mário Franco (1985) estudou novamente a forma de obtenção dos valores limites do coeficiente de estabilidade para edifícios com mais de três pavimentos encontrando valores variando próximo a 0,6 em estruturas com pilares-paredes, pórticos e combinação de pórticos e pilares-paredes.

Vasconcelos (1985) encontrou para estruturas de 1, 2 e 3 pavimentos valores como descritos na tabela 2.

Tabela 2 – Valores de α_{cr} em função da quantidade de pavimentos

| α_{lim} | n (floors) |
|----------------|------------|
| 0,50 | 1 |
| 0,55 | 2 |
| 0,60 | 3 |

Fonte: Origem dos Parâmetros de Instabilidade α_{cr} e γ_z (Vasconcelos, 1991)

No ano de 1986, Augusto C. Vasconcelos retomou os estudos feitos por Beck & König, mas desta vez, com o advento do computador, pôde-se avaliar a mesma estrutura anteriormente estudada discretizada, ao invés de estrutura contínua. Os resultados por ele encontrados não foram diferentes para até 3 pavimentos, e a partir de 4 pavimentos, a diferença entre α_{cr} e $\alpha = 2,8$ ia diminuindo à medida que aumentava-se a quantidade de pavimentos. Desse estudo, resultou uma fórmula de sugestão para o cálculo do α_{cr} em função do numero n de pavimentos. Segue a fórmula:

$$\alpha_{cr} = 2,8 - 1,1 \cdot e^{0,22n} \quad (6)$$

Em 1990, o CEB decide retirar as considerações sobre o cálculo do parâmetro de instabilidade α . Neste contexto, Mário Franco e Augusto C. Vasconcelos (1997, Franco, M. e Vasconcelos, A. C., apud VASCONCELOS, 1991) apresentaram pela primeira vez o conceito do coeficiente de amplificação de momentos γ_z , no estado do Rio de Janeiro, como ferramenta auxiliar no estudo da estabilidade global. Por meio do processo P-Delta, chegou-se à idéia do γ_z .

Quando a estrutura é solicitada pelas cargas atuantes, sofre um deslocamento alterando a sua configuração original. A partir desta nova configuração, são gerados novos esforços, que por sua vez, geram novos deslocamentos. Neste processo contínuo, observa-se que a cada passo, as novas deformações comparadas às anteriores resultam em uma progressão geométrica (PG) para as deformações. Chega-se a uma PG de razão:

$$q = \frac{\Delta M}{M_1} \quad (7)$$

Onde:

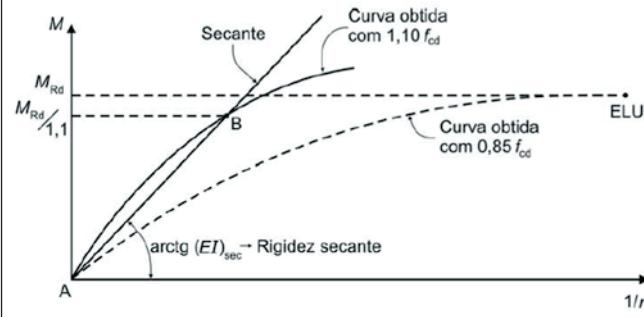
$$\Delta M = P \cdot y_1 \quad (8)$$

Tabela 3 – Correlações de α_{cr} e γ_z

| Autores | Correlações |
|---|--|
| Prof. Mário Côrrea e Prof. Marcio Ramalho | $\gamma_z = 1,10 - 0,33\alpha + 0,50\alpha^2$ |
| Regina Maria dos Santos Carmo | $\gamma_z = 0,90 + 0,52\alpha - 0,62\alpha^2 + 0,46\alpha^3$ |

Fonte: Origem dos Parâmetros de Instabilidade α_{cr} e γ_z (Vasconcelos, 1991); "Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios Usuais de Concreto Armado", (Carmo, 1995)

**Figura 1 – Relação Momento Curvatura
(Extraído Norma NBR 6118)**



γ_1 : é a excentricidade de 1^a ordem e M_1 : é o momento de 1^a ordem.

Anos depois da definição do conceito de ampliação de momentos γ_Z , vários estudos foram realizados com este tema. No ano de 1993, a TQS cria o módulo Pórtico Espacial em que ele passa a utilizar os parâmetros de instabilidade α e γ_Z . Algumas correlações entre α e γ_Z também foram formuladas como aproximações para as aplicações práticas. Na tabela 3 seguem algumas dessas correlações que foram apresentadas em artigos e estudos.

3. Estudo da estabilidade global das estruturas

O estudo da estabilidade global das estruturas tem ganhado posição de relevada importância, visto que se tem tornado comum a elaboração de projetos em que os edifícios têm sido cada vez mais elevados e esbeltos e com características que visam um excelente desempenho, baixo consumo de materiais, sistemas estruturais com rapidez na execução sem deixar de lado a garantia da segurança da estrutura perante o estado limite último.

Neste sentido, a verificação da estabilidade global pode ser verificada por meio dos parâmetros de estabilidade global α e γ_Z e que são descritos na NBR 6118, nos itens 15.5.2 e 15.5.3.

O uso destes parâmetros permite estimar dados sobre a estabilidade da estrutura e estimar os efeitos de segunda ordem de maneira simplificada. Por este motivo, torna-se necessário apresentar alguns conceitos relacionados aos efeitos de segunda ordem e que devem ser considerados no projeto.

3.1 Conceitos relacionados à estabilidade global das estruturas

3.1.1 Não linearidade física

De acordo com a NBR 6118, no item 15.3, a análise estrutural considerando os efeitos de 2^a ordem deve obrigatoriamente considerar os efeitos da não linearidade física. A não linearidade Física está relacionada ao comportamento do material, que no caso do concreto armado, material não linear. Os efeitos causados pela fluência, retração e fissuração do concreto afetam o valor final do módulo de elasticidade do concreto, daí a não linearidade física do concreto. Para consideração destes efeitos, a norma estabelece o conceito de Momento-curvatura, indicado na figura 1.

Segundo Moncayo (2011), a vantagem em utilizar a relação momento-curvatura deve-se ao fato de obter diretamente o valor da rigidez EI, que é utilizada na análise estrutural. Para o caso do estudo da estabilidade global, a norma NBR 6118, estabelece no item 15.7.3, a consi-

deração da não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c$

Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$ para $A'_S \neq A_S$

$(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c$ para $A_S = A'_S$

Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$

Sendo:

I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes (seção T)

A'_S é a armadura de compressão quando houver armadura dupla

A_S é a armadura de tração

E_{ci} é o módulo de Elasticidade inicial do concreto, dado por $E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, em MPa.

Os valores de rigidez aproximada devem ser utilizados de acordo com as condições descritas no item 15.7.3 da NBR 6118.

3.1.2 Não linearidade geométrica

Já a consideração dos efeitos da não linearidade geométrica, está relacionada às mudanças que possam ocorrer na geometria dos elementos estruturais. Da mesma forma que a não linearidade física, esta também é determinada pela análise da estrutura deformada. Principalmente em edifícios altos, a consideração dos efeitos da não linearidade geométrica torna-se importante, pois esta gera acréscimos de esforços devido ao carregamento vertical e aos deslocamentos horizontais.

Para a consideração da não linearidade geométrica, é comum o uso do processo P-Δ em que é realizado o estudo considerando a estrutura deformada.

3.1.3 Rigidez dos elementos estruturais

A rigidez dos elementos estruturais tem influencia direta na estabilidade global de uma estrutura. Em uma estrutura convencional, formada por pilares, vigas e lajes, os principais elementos que irão trabalhar para garantir a estabilidade são os pilares e as vigas. Este fato pode ser observado tomando na norma NBR 6118 os valores de rigidez aproximada para as lajes, que é de $0,3 \cdot E_{ci} I_c$, valor menor comparado à rigidez das vigas e pilares. Na verdade, as lajes irão trabalhar conferindo outra propriedade no estudo da estabilidade global: o diafragma rígido. As lajes são consideradas como um elemento rígido no seu plano, compatibilizando os deslocamentos em todos os pontos deste plano.

Outra consideração importante a ser feita, é a consideração de núcleos rígidos nos edifícios. Normalmente são formados por pilares de grandes dimensões em formato de "C", e localizados nas escadas ou elevadores. Este tipo de estrutura possui grande rigidez à flexão e na análise dos parâmetros da estabilidade e deslocamentos horizontais, contribuem de maneira significativa.

3.2 Parâmetros de estabilidade global

Seguindo os estudos sobre os efeitos de segunda ordem em estruturas, a norma NBR 6118, no capítulo 15 – "Instabilidade e efeitos de segunda ordem" são fornecidas diretrizes sobre como aplicar métodos de verificação e análise dos efeitos de segunda ordem. Para a sua utilização, considera-se que ela é aplicada às estruturas com as barras sujeitas aos esforços de flexo-compressão em que se deve desprezar a torção. Os conceitos se aplicam às estruturas de cascas, paredes e vigas-paredes. Os efeitos de segunda ordem são aqueles em que a análise do equilíbrio é feita utilizando a configuração deformada.

A norma adota que, para se desprezar os efeitos de segunda ordem, os acréscimos causados por este, não devem ser superiores a 10% nas

Figura 2 – Equivalência de rigidez – analogia com pilar em balanço



reações e nas solicitações da estrutura. Deve-se assegurar também que não ocorrerá o esgotamento da capacidade resistente de cálculo.

3.2.1 Parâmetros de instabilidade (α)

A classificação da estrutura quanto à deslocabilidade lateral dos nós é realizada por meio do parâmetro de instabilidade α . Acima de certo valor limite, a estrutura é classificada com de nós móveis, e, portanto, deve ser considerada a análise de segunda ordem. Destaca-se que o parâmetro α não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem. Adotando inicialmente que a estrutura de contraventamento possa ser representada por um único pilar engastado na base e livre no topo, de rigidez EJ_k equivalente à soma das rigidezes dos pilares de contraventamento da estrutura (figura 2) e sendo constante ao longo da altura H do edifício, temos o seguinte valor para o parâmetro de instabilidade:

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{P_k}{EJ_k}} \quad (9)$$

Na equação 9, tem-se que P_k é a soma de todas as cargas verticais da estrutura. Faz-se uma ressalva que os valores a serem usados são característicos.

$$P_d = \gamma_f \cdot P_k = 1.4 \cdot P_k \quad (10)$$

$$(EJ)_d = 0.7 \cdot (EJ)_k \quad (11)$$

O índice “d” indica valores de cálculo.

A condição para que a estrutura seja de nós fixos é de que $\alpha < \alpha_1$, sendo α_1 igual a:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ se } n \leq 3 \text{ pavimentos} \\ \alpha_1 &= 0,6 \text{ se } n \geq 4 \text{ pavimentos} \end{aligned} \quad (12)$$

O valor limite de $\alpha_1 \leq 0,6$, quando utilizado em estruturas com menos de 4 pavimentos é, em geral, bem aplicável a maioria das estruturas de edifícios. Entretanto, quando a estrutura de contraventamento é formada exclusivamente por pilares-parede ou pórticos, o valor de α_1 deve ser alterado. Os novos valores limite de α_1 estão descritos abaixo:

- $\alpha_1 = 0,7$ Para contraventamento em pilares-parede;
- $\alpha_1 = 0,6$ Para contraventamento misto (pilares-parede + Pórticos);
- $\alpha_1 = 0,5$ Para contraventamento em pórticos.

A equivalência da rigidez dos elementos de contraventamento (sistemas mistos e sistemas aporticados) da estrutura é calculada aplicando-se a carga lateral característica sobre toda a altura da edificação e determinando-se o seu deslocamento δ do topo do edifício.

Obtido o valor do deslocamento no topo do edifício, faz-se com que, para um novo pilar equivalente em balanço, de rigidez equivalente constante, sob a ação da mesma carga, este novo pilar em balanço sofra o mesmo deslocamento na sua extremidade em balanço. Admitindo-se que a carga é constante sobre toda a altura do edifício, tem-se:

$$(EI)_k = \frac{q_k \cdot H^4}{8 \cdot \delta} \quad (13)$$

Em que:

q_k é a carga lateral característica;

H : Altura total da edificação;

δ : Deslocamento no topo da edificação.

3.2.2 Coeficiente γ_z

A norma atribui ao coeficiente γ_z a avaliação da ocorrência ou não dos esforços globais de segunda ordem para estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos.

Para a determinação de seu valor, faz-se uma análise de primeira ordem em cada caso de carregamento. Segue a fórmula para γ_z :

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{TOT,d}}{M_{1,TOT,d}}} \quad (14)$$

Sendo:

$M_{1,TOT,d}$: momento de tombamento. É a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

$\Delta M_{TOT,d}$: é a soma da multiplicação das forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada e com valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação.

Os valores acima são obtidos por análise de primeira ordem.

Para a estrutura ser considerada como de nós fixos, a condição estabelecida é de que:

$$\gamma_z \leq 1,1 \quad (15)$$

Sendo satisfeita a condição acima, o cálculo em estruturas com nós fixos pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente. O elemento estará com a extremidade vinculada aos demais elementos estruturais. De acordo com a norma NBR 6118:2014, no item 15.6 – “Análise de estrutura de nós fixos”

é dito que sob a ação de forças horizontais, a estrutura é sempre calculada como deslocável.

O fato de a estrutura ser tratada como de nós fixos permite apenas a não verificação dos efeitos globais de segunda ordem. Os efeitos locais de segunda ordem devem ser considerados.

A norma NBR 6118 diz: "A análise global de 2^a ordem fornece apenas os esforços nas extremidades das barras, devendo ser realizada uma análise dos efeitos locais de 2^a ordem ao longo dos eixos das barras comprimidas".

Por outro lado, quando o valor de γ_z obtido a partir de uma análise de primeira ordem, for maior que $\gamma_z > 1,1$, a estrutura deve ser considerada de nós móveis. Nesse caso, devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não linearidade física e geométrica, sendo, portanto, necessária a verificação dos efeitos locais e globais de segunda ordem.

Quando o valor de γ_z estiver no intervalo entre $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$, a norma NBR 6118:2014 diz que os esforços globais de segunda ordem podem ser considerados de maneira aproximada adotando-se valo-

res diferentes de rigidezes para os elementos estruturais, os quais devem ser iguais aos demonstrados no item 3.1.1. Por fim, a solução final para consideração aproximada dos esforços globais de 2^a ordem consiste na majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$, obtidos após análise de primeira ordem da estrutura. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$. Nos demais casos em que $\gamma_z > 1,3$ a estrutura será de nós móveis, sendo obrigatória a análise dos efeitos de segunda ordem considerando métodos refinados, como o $P - \Delta$.

4. Modelagem estrutural

Para aplicação dos conceitos sobre estabilidade estrutural, este artigo fará a simulação de um edifício em software de modelagem estrutural. O software utilizado, CAD/TQS, é uma das ferramentas disponíveis no mercado brasileiro à disposição dos profissionais ligados à elaboração de projetos estruturais de edifícios de concreto armado e um dos mais utilizados atualmente.

Figura 3 – Planta baixa sem pilar parede

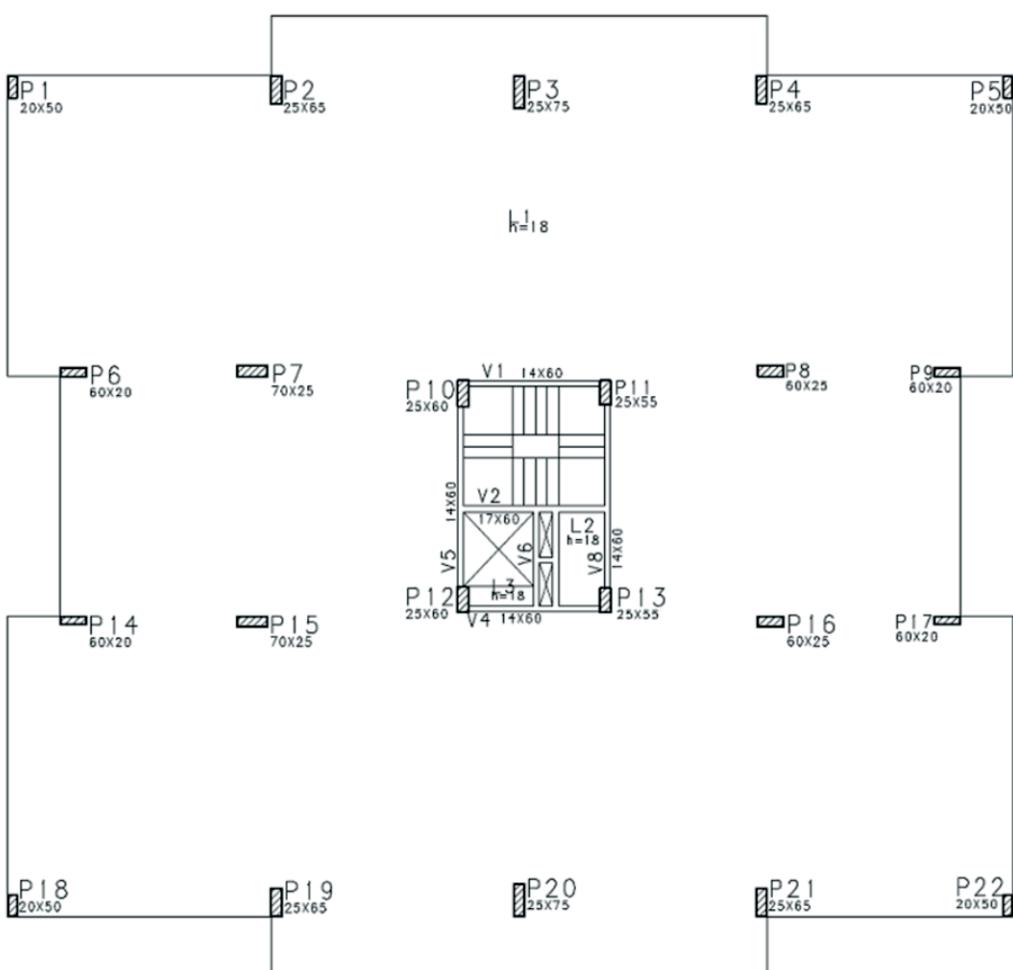
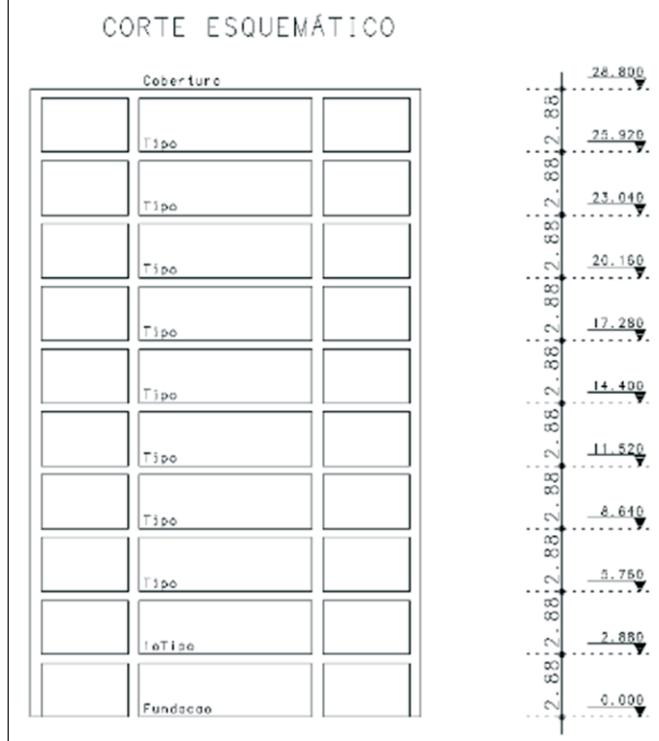


Figura 4 – Corte esquemático

A seguir será apresentada a planta baixa utilizada para simulação do edifício, variações de cada modelo adotado, descrição das cargas verticais e horizontais à qual o edifício está submetido, as condições e considerações adotadas para análise estrutural e apresentação dos valores de α e γ_z .

4.1 Modelo estrutural adotado

O edifício é constituído de 10 pavimentos (figura 4) de acordo com a planta baixa indicada nas figuras 3 e 5. Foram adotadas duas soluções estruturais: uma sem pilar parede (figura 3) e outra com pilar parede (figura 5). Esta condição foi definida para que possa ser comparado qual efeito gerado quando se usa pilares parede.

Tabela 4 – Cargas utilizadas no modelo estrutural

| Descrição da carga vertical | Valor da carga vertical (kN/m ²) |
|------------------------------|--|
| Peso da laje $e=18\text{cm}$ | $18 \times 0,25 = 4,5$ |
| Permanente | 1 |
| Acidental | 1,5 |
| Peso da alvenaria | 3 |
| Total | 10 |

Tabela 5 – Tipos de variação de modelos de acordo com a tensão nos pilares

| Tipo de variação | Tensão adotada | Valor limite adotado (MPa) |
|------------------|----------------------------|----------------------------|
| V1 | 50% do valor de referência | 11,6 |
| V2 | 60% do valor de referência | 14,0 |
| V3 | 70% do valor de referência | 16,3 |
| V4 | 80% do valor de referência | 18,6 |
| V5 | 90% do valor de referência | 21,0 |

O software CAD/TQS versão 17.8 disponibiliza 6 modelos de referência para o dimensionamento e análise estrutural. No caso deste artigo, foi adotado o “Modelo VI”, conhecido também como Modelo Flexibilizado com Lajes. Este modelo é o mais recomendado quando se trata de análise estrutural de edifícios de concreto armado, pois o modelo é considerado um pórtico espacial tridimensional formado por vigas, pilares e lajes. O modelo é composto por barras que simulam as lajes, vigas e pilares. O modelo estrutural foi modelado considerando as seguintes cargas horizontais previstas na norma: desaprumo e vento; e foram

Tabela 6 – Pré-dimensionamento Pilar P1 – Variação V1

| Pav. | Piso | A.I. | C/Pav. | C. Pav. | C. Acum. | b | h | P.P. | Tensão |
|----------|------|------|--------|---------|----------|----|----|------|--------|
| 10º tipo | 10 | 11,1 | 7 | 77 | 79 | 20 | 50 | 7 | 0,0794 |
| 9º tipo | 9 | 11,1 | 10 | 111 | 198 | 20 | 50 | 7 | 0,1976 |
| 8º tipo | 8 | 11,1 | 10 | 111 | 316 | 20 | 50 | 7 | 0,3158 |
| 7º tipo | 7 | 11,1 | 10 | 111 | 434 | 20 | 50 | 7 | 0,4340 |
| 6º tipo | 6 | 11,1 | 10 | 111 | 552 | 20 | 50 | 7 | 0,5522 |
| 5º tipo | 5 | 11,1 | 10 | 111 | 670 | 20 | 50 | 7 | 0,6704 |
| 4º tipo | 4 | 11,1 | 10 | 111 | 789 | 20 | 50 | 7 | 0,7886 |
| 3º tipo | 3 | 11,1 | 10 | 111 | 907 | 20 | 50 | 7 | 0,9068 |
| 2º tipo | 2 | 11,1 | 10 | 111 | 1025 | 20 | 50 | 7 | 1,0250 |
| 1º tipo | 1 | 11,1 | 10 | 111 | 1143 | 20 | 50 | 7 | 1,1432 |
| Fundação | 0 | - | 0,0 | 0,0 | 1143 | 20 | 50 | 0 | 1,1432 |

consideradas automaticamente, pelo software, durante a análise estrutural. A velocidade do vento considerada foi de 30m/s, fator S1, S2 e S3 são respectivamente 1, categoria IV-B e 1. As cargas verticais consideradas nos pavimentos seguem de acordo com a tabela 4. Com o objetivo de simplificar o estudo e facilitar a comparação dos resultados entre cada modelo, optou-se por utilizar cargas superficiais para as cargas de alvenaria.

4.2 Pré-dimensionamento dos pilares

Um dos objetivos principais deste artigo é variar a tensão de compressão nos pilares com a finalidade de relacionar estes valores com os parâmetros de estabilidade. Para isto, o pré-dimensionamento dos pilares foi determinado por meio do método das áreas de influencia em cada pavimento tipo da edificação. De acordo com o que foi apresentado anteriormente pela tabela 4, a carga total por pavimento é de 10 kN/m².

A área de influência do pavimento tipo foi determinada pelo software de cálculo estrutural, mas poderia ser obtida manualmente considerando que a distribuição das cargas ocorre de maneira simplificada, isto é, dado um vão entre 2 pilares em uma direção definida, a influencia de cargas em cada um destes pilares, se dá até a metade deste vão. Refazendo este passo para as outras direções, pode-se obter então uma área. Esta área equivale à carga distribuída que este pilar absorve.

A resistência característica a compressão adotada para dimensionamento foi de:

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa} \quad (16)$$

A variação da tensão de compressão nos pilares seguiu o critério de que o valor de referência para dimensionamento seria de:

$$\frac{2}{3} \times f_{ck} = \frac{2}{3} \times 35 \text{ MPa} = 23.3 \text{ MPa} \quad (17)$$

Os modelos estudados seguiram as variações de tensão de acordo com a tabela 5.

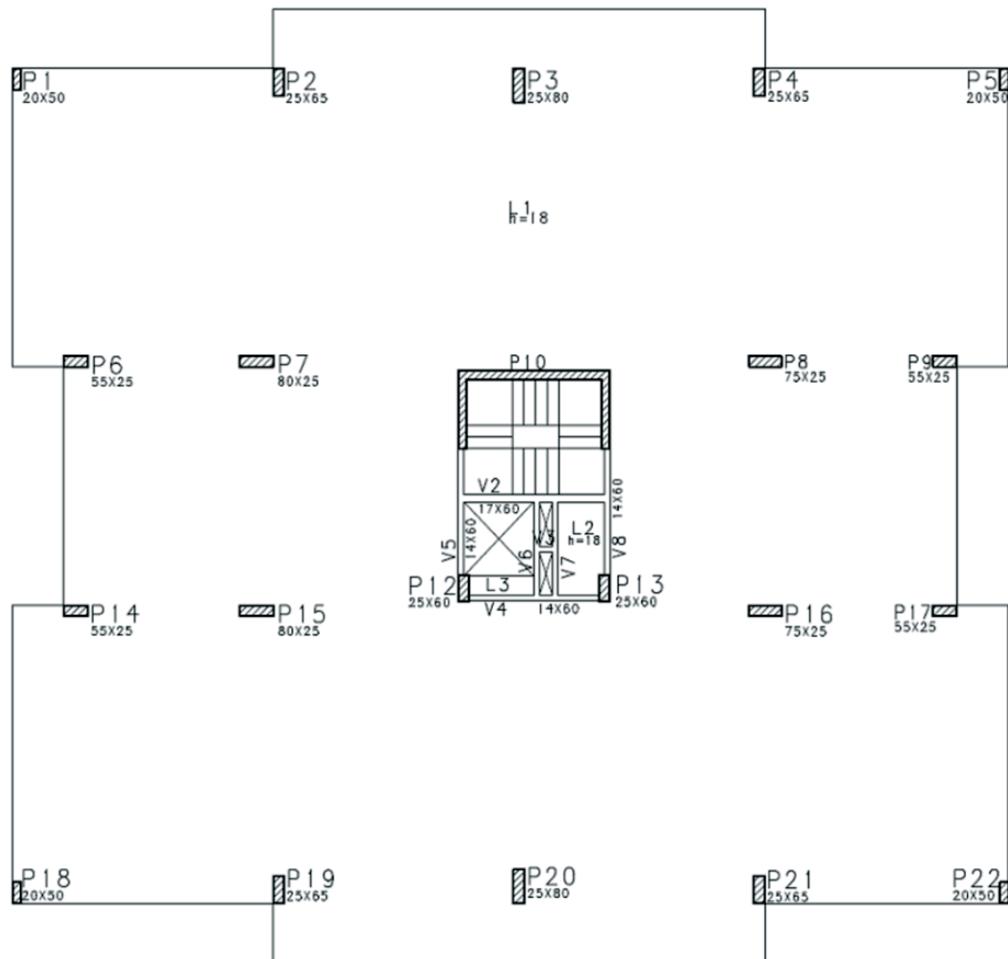
Como exemplo, será apresentado na tabela 6 como é determinado o pré-dimensionamento do pilar P1, do modelo sem pilar parede seguindo a variação V1:

Sendo:

Pav: Pavimento considerado;

A.I.: Área de Influencia, em m²;

Figura 5 – Planta baixa com pilar parede



C/Pav: Carga total adotada no pavimento (determinado na tabela 4), valor em kN/m²;

C. Pav: Carga obtida no pavimento para o pilar P1 ($C.Pav = C/Pav \times A.I.$), valor em kN;

C. Acum: Carga acumulada no pavimento, sendo: $C.Acum = C.Pav + P.P. + C.Acum_{pav,superior}$

b e h: seção do pilar no pavimento considerado, em cm;

P.P.: Peso próprio do pilar, obtido pela multiplicação da área da seção transversal do pilar pela altura do pavimento (2,88m) e pelo peso próprio do concreto (25 kN/m³);

Tensão do pilar por pavimento: valor obtido por $C.Pav/b \times h$, dado em kN/m²;

Observa-se que o valor da tensão no pavimento fundação e 1º

Tipo não ultrapassam o valor de limite para a variação V1: 11,6 MPa=1.16kN/m².

Para a modelagem e simplificação da apresentação dos resultados, foram elaborados edifícios seguindo as variações V1 a V5 (tabela 5), foram pré-determinadas as dimensões dos pilares para as plantas baixas com e sem pilares parede. Com isto foram determinados 10 modelos diferentes, de acordo com a tabela 7.

Para obtenção dos resultados, foram consideradas as combinações de cargas nos modelos apresentadas na tabela 8.

As cargas Peso próprio, Permanente e acidental foram majoradas em $\gamma_f = 1,4$ e as cargas de vento com coeficiente $\gamma_0 = 0,6$. Estes valores foram obtidos da norma brasileira NBR 6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificação.

5. Resultados

Os modelos propostos foram processados no software CAD/TQS e, por meio da análise de pórtico tridimensional, foram obtidos os valores de α e γ_Z apresentados na tabela 9.

6. Conclusão

Após a apresentação dos resultados por meio da tabela 9 e do gráfico 1, pode-se observar que os valores de γ_Z obtidos para os modelos calculados sem pilar parede se apresentam maiores comparados aos modelos com pilar parede, o que já era esperado pois a presença deste tipo de pilar aumenta a rigidez a flexão da edificação.

Observa-se também que, a variação de tensões nos pilares dos modelos com pilar parede faz com que a diferença entre os resultados de γ_Z seja de pequena intensidade, com valores entre 1,064 e 1,161. Já para os modelos sem pilar parede, a variação da tensão nos pilares alterou de maneira significativa os valores de γ_Z , fazendo-os estar entre 1,197 a 1,426. Permite-se concluir, portanto, que a variação da tensão dos pilares não é o fator determinante na determinação dos valores de γ_Z aceitáveis, e sim a presença de elementos que colaborem com aumento da rigidez a flexão. Neste caso, optou-se pelo uso de pilares parede, porém podem-se usar também vigas com rigidez elevada, paredes estruturais em concreto armado, aumento da seção dos pilares na direção de menor rigidez da estrutura.

Tabela 7 – Tipos de modelos

| Descrição do modelo | Nomenclatura adotada para o modelo |
|------------------------------|------------------------------------|
| Modelo sem pilar parede e V1 | 1-1 |
| Modelo sem pilar parede e V2 | 1-2 |
| Modelo sem pilar parede e V3 | 1-3 |
| Modelo sem pilar parede e V4 | 1-4 |
| Modelo sem pilar parede e V5 | 1-5 |
| Modelo com pilar parede e V1 | 2-1 |
| Modelo com pilar parede e V2 | 2-2 |
| Modelo com pilar parede e V3 | 2-3 |
| Modelo com pilar parede e V4 | 2-4 |
| Modelo com pilar parede e V5 | 2-5 |

Tabela 8 – Combinações adotadas

| Combinação | Peso próprio | Permanente | Acidental | Vento 90° | Vento 270° | Vento 0° | Vento 180° |
|------------|--------------|------------|-----------|-----------|------------|----------|------------|
| C1 | X | X | X | X | - | - | - |
| C2 | X | X | X | - | X | - | - |
| C3 | X | X | X | - | - | X | - |
| C4 | X | X | X | - | - | - | X |

Tabela 9 – Resultados obtidos

| Modelo | α | | | | γ_z | | | |
|--------|----------|-------|-------|-------|------------|-------|-------|-------|
| | C1 | C2 | C3 | C4 | C1 | C2 | C3 | C4 |
| 1-1 | 0,944 | 0,944 | 0,962 | 0,962 | 1,197 | 1,197 | 1,220 | 1,220 |
| 1-2 | 0,877 | 0,877 | 0,986 | 0,986 | 1,196 | 1,196 | 1,255 | 1,255 |
| 1-3 | 1,064 | 1,064 | 1,071 | 1,071 | 1,353 | 1,353 | 1,324 | 1,324 |
| 1-4 | 1,094 | 1,094 | 1,145 | 1,145 | 1,390 | 1,390 | 1,391 | 1,391 |
| 1-5 | 1,117 | 1,117 | 1,174 | 1,174 | 1,416 | 1,416 | 1,426 | 1,426 |
| 2-1 | 0,714 | 0,714 | 0,562 | 0,562 | 1,114 | 1,114 | 1,064 | 1,064 |
| 2-2 | 0,756 | 0,756 | 0,582 | 0,582 | 1,130 | 1,130 | 1,069 | 1,069 |
| 2-3 | 0,776 | 0,776 | 0,597 | 0,597 | 1,138 | 1,138 | 1,074 | 1,074 |
| 2-4 | 0,818 | 0,818 | 0,609 | 0,609 | 1,157 | 1,157 | 1,078 | 1,078 |
| 2-5 | 0,826 | 0,826 | 0,615 | 0,615 | 1,161 | 1,161 | 1,080 | 1,080 |

Neste artigo, os modelos com Pilar parede se enquadram abaixo do limite permitido para que seja dispensada uma análise de segunda ordem na estrutura, ou seja, $\gamma_z \leq 1,3$. Basta realizar análise de primeira ordem e majorar os esforços de acordo com as recomendações da norma. No caso dos modelos sem pilar parede, os modelos com tensões acima de 70% do valor de referência precisam de análise de segunda ordem.

Ao interpretar os valores de α observa-se que a maioria dos modelos adotados configura-se com de nós móveis.

Desta forma, este artigo apresentou os conceitos básicos dos parâmetros de instabilidade α e γ_z ; apresentou os resultados de simulações de modelos no software estrutural Cad/TQS variando a tensão de compressão nos pilares com a finalidade de relacionar estes valores com os parâmetros de estabilidade α e γ_z e

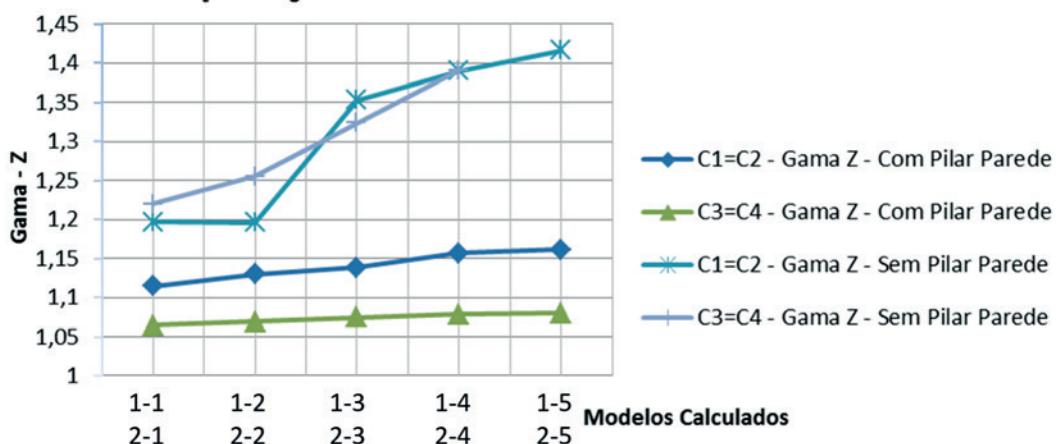
apresentou ações que poderiam ser adotadas em edifícios para minimizar os efeitos da instabilidade global.

7. Referências

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118, Rio de Janeiro, RJ.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). Cargas para cálculo de estruturas de edificações, NBR 6120, Rio de Janeiro, RJ.
- [3] MONCAYO, W. J. Z (2011). Análise de Segunda Ordem Global em Edifícios com Estrutura de Concreto Armado. Master's degree dissertation, USP. São Carlos, 2011.

Gráfico 1 – Comparativo dos resultados obtidos

Comparação dos Valores obtidos de Gama-Z



- [4] VASCONCELOS, A. C. (1997). Origem dos Parâmetros de Estabilidade α e γ_z - Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios. São Paulo, 1997.
- [5] VASCONCELOS, A. C. e FRANCO, M. (1997) – Avaliação Prática dos Efeitos de 2a Ordem em Edifícios Altos – Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios. São Paulo, 1997.
- [6] VASCONCELOS, A. C. e FRANÇA, R. C. (1997) - Um método Simplificado e Muito Preciso para Avaliação dos Momentos de 2a Ordem em Edifícios Altos Usuais – Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios. São Paulo, 1997.
- [7] CARMO, R.M.S (1995) – Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios Usuais de Concreto Armado – Master's degree dissertation. College of Engineering of São Carlos, University of São Paulo. São Carlos – SP, 1995.

Shear strength of hollow circular sections

Resistência ao cisalhamento de seções circulares vazadas

F. O. QUEIROZ JUNIOR ^a
francinaldo.queiroz@anac.gov.br

B. HOROWITZ ^a
horowitz@ufpe.br

Abstract

The number of buildings higher than 30 floors has shown remarkable growth; many of them are supported on foundations of hollow circular piles. This increasing of height of constructions causes an increment of the shear stresses that are transmitted to their foundations, however these elements are more shear critical due to the hollow core. Most of the existing codes are based on shear models for rectangular sections, and guidelines for assessment of shear strength of members with hollow circular cross sections are practically non-existent. This study evaluates, on a comparative basis, the shear strength of elements with hollow circular cross sections, obtained from experimental tests, with values computed using the Canadian Code (CSA A23.3) and using a proposed simple procedure based on the Brazilian standard (NBR 6118).

Keywords: shear strength, hollow circular cross section, modified compression filed theory.

Resumo

O número de edifícios com mais de 30 pavimentos tem apresentado notável crescimento, muitos dos quais apoiados sobre fundações de estacas circulares vazadas. Este aumento da altura das edificações provoca o aumento das tensões de cisalhamento que são transmitidas para suas respectivas fundações, no entanto tais elementos são mais críticos em relação ao cisalhamento devido ao seu núcleo vazado. A maioria das normas existentes é baseada em modelos de cisalhamento para seções retangulares, enquanto que diretrizes para avaliação da resistência ao cisalhamento de membros com seções circulares vazadas são praticamente inexistentes. Este estudo avalia, de forma comparativa, a resistência ao cisalhamento de elementos de seções circulares vazadas, obtida através de ensaios experimentais, com valores calculados utilizando a Norma Canadense (CSA A23.3) e utilizando um procedimento simples proposto baseado na norma Brasileira (NBR 6118).

Palavras-chave: resistência ao cisalhamento, seção circular vazada, teoria do campo de compressão modificada.

^a Agência Nacional de Aviação Civil, Imbiribeira, Recife – PE, Brazil.
^b Civil Engineering Department, Federal University of Pernambuco, Recife – PE, Brazil.

Received: 27 Jul 2015 • Accepted: 21 Dec 2015 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introduction

Despite the frequent use of members with hollow circular cross sections, little research work has been done to perform behavior analysis of such members when subjected to bending, shear and normal forces. The codes requirements for designing of elements subjected to shear forces are based on rectangular sections models. Some codes, such as ACI 318 [1], for example, recommend the transformation of circular sections into equivalent rectangular sections, which may be questionable since stirrups contribute differently to the shear strength of both sections.

The literature presents a few models developed especially for members with hollow circular cross sections, and the number of specimens tested is very limited. JENSEN & HOANG [2] considered that the shear strength of a specimen will, depending on the axial compressive force, be governed either by shear failure in cracked concrete or in uncracked concrete. They proposed a combination of a classical upper bound model with the so-called crack sliding model. Figure 1 shows typical shear collapse of a hollow cored specimen tested by KISHIDA et al. [3].

VÖLGYI et al. [4] presents a model based on the analysis of potential rupture sections subjected to bending and shear. It was applied a compatibility criteria which considers the way that a member carry the applied load. It is also presented an analogy between the failure of the concrete compression zone and the failure of a soil along a sliding surface.

COLLINS et al. [5] defends the use of the Modified Compression Field Theory (MCFT) to predict the shear strength for circular elements. Several authors all over the world consider the MCFT one of the most accurate models on determining the shear strength of members. According to VÖLGYI et al. [4] the final draft of FIB Model Code for Concrete Structures [6] implements three approximation levels to calculate the shear resistance of members with shear reinforcement; and the approximation level III, which is based on the MCFT, is the most accurate one. However the MCFT was not

considered a simple method by the designers, then BENTZ et al. [7] presented a simplification for the model which formed the basis of AASHTO LFRD [8] and CSA A23.3 [9].

NBR 6118 [10] considers two calculation models, both based on the truss model along with complementary resistant mechanisms that develop inside the element. The truss model has been considered the basis for the design of transverse reinforcement of concrete beams for over half a century, and is far from being overcome. Researches suggest only modifications or additions to its theory, maintaining its fundamental aspect, the analogy between the beam of reinforced concrete, after cracked, and a truss.

For the particular case of hollow circular section there is lack of experimental data. As a consequence, proposed models found in the literature are either limited or too complex for routine design work, like the model proposed By VÖLGYI et al. [4]. Additionally, the main reinforced concrete codes do not establish parameters to determine the shear strength of members with hollow circular sections. In this context it is up to the designer to determine such parameters, which many times are established without any technical support. Therefore, this paper aims to propose a suggestion to NBR 6118 of safe parameters (b_w and d) that allows to include a simple and safe analysis of the shear strength of members with hollow circular cross sections subjected to bending, shear and axial force.

2. Methodology

Values for parameters b_w and d for hollow circular sections submitted to shear, bending and axial force are here discussed. In order to achieve such goal, this study was divided into six methodological steps, which are: searching for codes and experimental data; establishing parameters based on the existing codes and studies found in the literature; computation of the shear strength using the proposed models adopted by Brazilian and Canadian Codes, including the new parameters determined by the previous step; and comparison of the results found, using the codes, with

Figure 1 – Collapse of the member JP12 00 15 35 tested by KISHIDA et al (3)



experimental results. The main idea is to find and propose parameters (b_w and d) that if adopted by the Brazilian Standard would lead to conservative results of shear strength when compared to the few experimental values available. At the same time compare such results using NBR 6118 [10] with results obtained using Canadian code, CSA A23.3 [9], which is based on the MCFT.

By analyzing existing codes, basically there exist two approaches for shear design of members: the first approach presents empirical and truss-based models, like for instance, ACI 318, NBR 6118 and EUROCODE 2; The second one presents mechanical based models, like CSA A23.3, ASSHTO LFRD and FIB 2010. Hence, it was chosen a representative code for each approach in order to make a comparison of their accuracy.

3. The Modified Compression Field Theory – MCFT

Developed initially by VECCHIO & COLLINS [11] and afterwards by COLLINS & MICHEL [12], the MCFT is a general model used to find the load deformation response of cracked reinforced concrete elements subjected to shear forces. This model considers equilibrium, compatibility of deformations and stress-strain relationship of the materials. Unlike other models, the MCFT considers the tension strength between the cracks. Thus, after cracked, the concrete carries shear by a field of diagonal compression and by

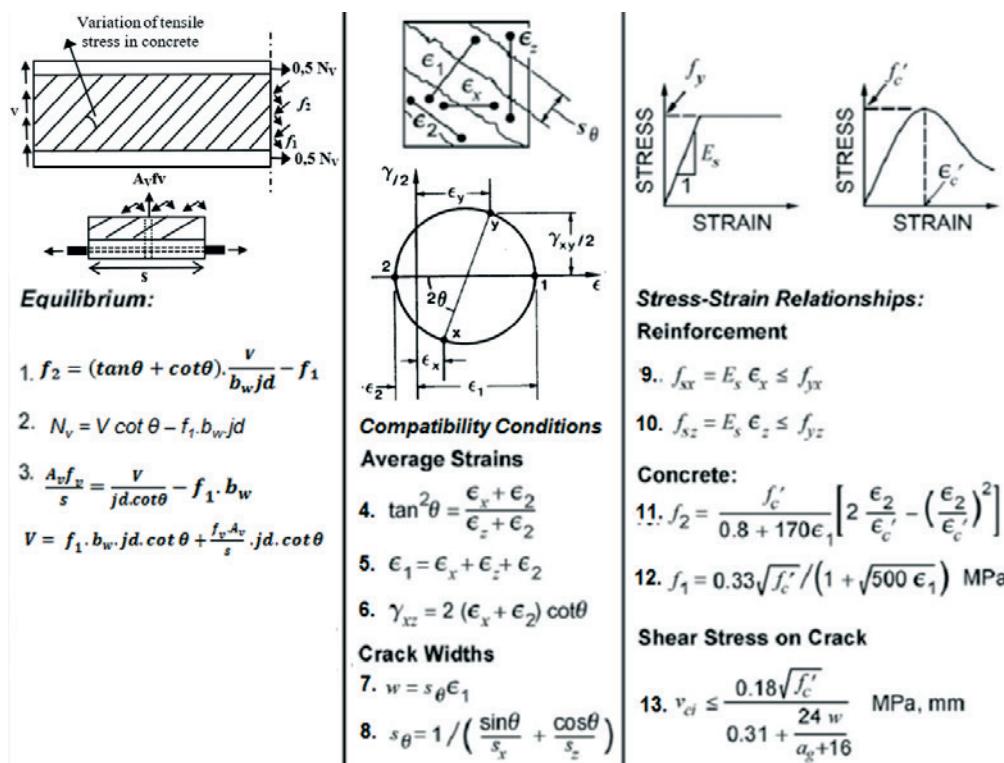
tension stresses between the cracks, which in turn lead to smaller strains and therefore shear strength less conservative. This tension stresses at the other hand varies in magnitude from zero at the cracks to its maximum value between the cracks.

As expected, the MCFT brings a new unknown to be determined; the tension stress (f_1), nevertheless it additionally presents two strain compatibility equations and constitutive relationships for the materials, which link stresses and strains. It is important to notice that reinforced concrete is treated as a continuous material, and consequently there is no slipping between steel and concrete, moreover compatibility relationships are expressed in terms of average strains. Another important aspect of the MCFT is that it considers that the principal stresses and principal strains have the same inclination, θ . Thereby, such model makes it possible to determine the average stresses and strain for any level of load until the member collapses. The MCFT was used as the base of the general method in the 1994 CSA and continues being used in the current Canadian code. The equations of the MCFT are shown in the Figure 2.

4. Codes and studies developed

The design of a member subject to shear usually consists of two steps: verification of the concrete web crushing and verification of the diagonal tension. The web crushing verification establishes the maximum shear strength of a member.

Figure 2 – Equations of the Modified Compression Field Theory (Adapted from COLLINS & MICHEL (12))



The diagonal tension generally determines the actual shear strength of a member, which should be smaller than the shear strength determined by the web crushing verification. Such resistance is composed by the concrete contribution (V_c) plus the shear reinforcement contribution (V_s). The formulation proposed for V_s is uniform among most of the codes. The main challenge lies on determining the contribution of the concrete V_c .

4.1 Shear strength according to NBR 6118

This study only considered the model I of the Brazilian standard, which considers that the inclination (θ) is equal to 45° , differently from the model II, which allows the designer choose any value among 30° and 45° . The Model I was adopted due to its simplicity involving less parameters and also due to the lack of experimental data.

According to NBR 6118 [10], the design shear force (V_{sd}) must be smaller than the design shear resistance concerning the collapse by diagonal tension (V_{Rd3}) and also smaller than the shear resistance concerning the collapse of the compressed diagonals of concrete (V_{Rd2}).

The shear resistance regarding the collapse by diagonal tension (V_{Rd3}) is equal to the sum between the shear resistance provided by the shear reinforcement (V_s) and the strength provided by the complementary mechanism (V_c). For members subject to bending and compression, the complementary mechanism is given by:

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,max}} \right) \leq 2V_{c0} \quad (1)$$

Where V_{c0} is the concrete contribution for members subjected to pure bending, or combined tension and bending with neutral axis through the cross section, and is given by:

$$V_{c0} = 0,6 f_{cd} b_w d \quad (2)$$

NBR 6118 [10] considers the influence of the compression force on shear strength of a member by adding the term between brackets in Equation (1), where: M_0 is the value of the bending moment that annuls the compression stress on the edge of the section (tensioned by $M_{sd,max}$), caused by normal forces of different origins with concomitant V_{sd} ; $M_{sd,max}$ is the maximum bending moment within the analyzed portion; f_{cd} is the design shear strength of concrete. One may note that the larger the compressive force is, the larger will be M_0 , and as consequence the concrete's contribution will increase.

Concerning the verification of the web crushing, considering vertical stirrups, the shear strength (V_{Rd2}) will be given by:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (3)$$

Here α_{v2} is a reduction factor of concrete design resistance; f_{cd} is

the design compressive strength of concrete; and b_w is effective web width.

It is important to notice that the Brazilian standard does not specifically mention circular cross section, neither hollow nor solid.

4.2 Shear strength according to CSA A23.3

According to the Canadian standard, regions of members, where it is reasonable to assume that the plane sections remain plane, should be designed to shear using both methods based on MCFT or strut-and-tie models. Thus, beams, columns and walls are typically designed using the "engineering beam theory", which assumes the shear stresses are distributed over the height of the member.

Differently from the Brazilian standard, CSA A23.3 [9] establishes parameters for circular cross sections. In such cases the effective web width (b_w) should be taken as the diameter of the section, whereas the depth (d) need not be less than $0,8h$ for prestressed members with circular sections.

For the Canadian standard, V_c is considered as the concrete's ability to transmit shear stress through the cracks by the action of aggregates interlocking. Thus the shear strength provided by the concrete will be given by:

$$V_c = \lambda \varphi \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad (4)$$

where $\beta \cdot f'_c^{1/2}$ is the shear stress (see Figure 2), also called aggregate interlock, φ is the resistance factor for concrete and λ is a factor to account for low-density concrete. However CSA A23.3 [9] limits the specified compressive strength of concrete (f'_c) to 64 MPa in order consider that the aggregate interlock is less effective in high strength concretes.

The most general procedure of the Canadian standard for determining the factor accounting for shear resistance of cracked concrete (β) and the inclination (θ) takes into account the axial force (N), prestressing (V_p), crack spacing (s_{ze}), longitudinal reinforcement ratio, and ratio between shear force and bending moment. The equations for determining β and θ according to the general method are given below:

$$\beta = \left(\frac{0,40}{1 + 1500\epsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{ze}} \right) \quad (5)$$

$$\theta = 29 + 7000\epsilon_x \quad (6)$$

Where ϵ_x is the longitudinal strain and s_{ze} is the equivalent crack spacing parameter dependent on crack control characteristics of longitudinal reinforcement.

For sections containing at least the minimum transverse reinforcement, the equivalent space of crack, s_{ze} , can be adopted as

300 mm, or alternatively by Equation (7), where s_z is the crack spacing parameter, adopted as the effective shear depth, d_v , or as the maximum distance between layers of distributed longitudinal reinforcement, whichever is less; and a_g is the specified nominal maximum size of the coarse aggregate.

$$s_{ze} = \frac{35s_z}{15 + a_g} \geq 0,85s_z \quad (7)$$

CSA A23.3 [9] considers ε_x at the mid-depth of the cross-section by conservatively approximating ε_x to half of the strain at the bending tension reinforcement. Thus the longitudinal strain is given, conservatively, by the following equation:

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p \cdot f_{po}}{2 \cdot (A_s \cdot E_s + A_p \cdot E_p)} \quad (8)$$

where M_f is the bending moment due to design loads; N_f is the design axial loading, normal to the cross section, including tension effects due to creep and shrinkage (adopted as positive for tension and negative for compression); A_p is the area of prestressing reinforcement on the tension side of the member; E_p is the modulus of elasticity of prestressing tendons; A_s is the area of non-prestressed longitudinal reinforcement; E_s is modulus of elasticity of non-prestressed longitudinal reinforcement; and V_p is the factored vertical component of the effective prestressing force, V_f is the factored shear force, and f_{po} is the stress in prestressed tendons when strain in the surrounding concrete is zero.

One may notice that the bigger the compressive force, the smaller the longitudinal strain, and as consequence V_c will be larger because it is a function of β .

4.3 Other codes and studies that deal with hollow circular and solid circular cross sections

Traditional standards generally propose empirical formulas to evaluate the shear force resisted by complementary mechanisms (V_c). Such formulations are usually taken from tests on beams with rectangular cross sections, and the results are extrapolated to members with any cross section. The same holds true for analytic formulas proposed to assess shear force resisted by the stirrups (V_s). Parameters established by codes and studies that somehow deal with circular cross sections are discussed below.

The American standard ACI 318 [1], as mentioned previously, presents a simplified method for calculating the shear strength of members with circular cross sections. It is recommended a replacement of the circular cross-section by an equivalent rectangular cross section with the effective web width (b_w) equal to the diameter, D ; and effective height (d) equal to 0,8. D .

The American standard, AASHTO LRFD [8] specifies that for circular sections, such as prestressed concrete columns or piles, d

may be adopted as 0,9 d_e , as can be seen in the Figure 3, where d_e is the effective depth from extreme compression fiber to the centroid of the tensile force in the tensile reinforcement, D_r is the diameter of the circle passing through the centers of the longitudinal reinforcement and d_v is the effective shear depth.

$$d_e = \frac{D}{2} + \frac{D_r}{\pi} \quad (9)$$

ACI 371R [13] which deals with analysis, design and construction of concrete-pedestal water towers, considers that the shear forces caused by wind and earthquakes are resisted by two equivalent shear walls parallel to the direction of the applied load. The length of each shear wall cannot exceed $0,78d_w$, where d_w is the mean diameter of the concrete cylinder as can be seen in Figure 4. Although the EUROCODE 2 [14] does not treat any type of circular sections, it considers an important aspect not addressed by any other codes presented in this study. The European standard considers the degrading effect of shear strength due to high compressive stresses. Such behavior is included in the resistance check of the compressed diagonals, $V_{rd,max}$, by the inclusion of the coefficient α_{cw} which takes account of the state of the stress in the compression chord. Hence, when σ_N/f_{cd} is equal to 0,6; α_{cw} is taken as 1, and the upper limit for the enhancement due to compression force is achieved. For any ratio σ_N/f_{cd} larger than 0,6 and smaller than 1, linear interpolation between this solution and zero must be used to determine α_{cw} . Here σ_N is the compressive stress in the concrete at the centroid axis, due to normal and prestressing forces.

REGIS [15] presented an experimental study where he proposed some modifications to a computational program in order to include hollow circular cross sections in the analysis of shear strength of members subject to shear, bending and compression forces. According REGIS [15], the failure mechanisms of members with hollow circular cross sections differ substantially from mechanisms of solid circular sections, due to the fact that the compression struts have curved axis. Consequently they undergo a more unfavorable stress state.

Figure 3 – Parameters bw, dv and de for circular cross sections according to the AASHTO LRF(8)

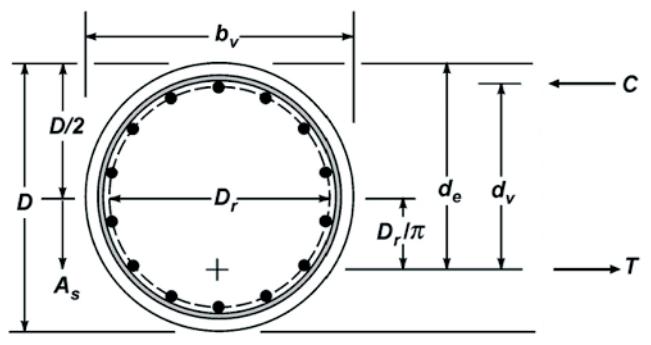
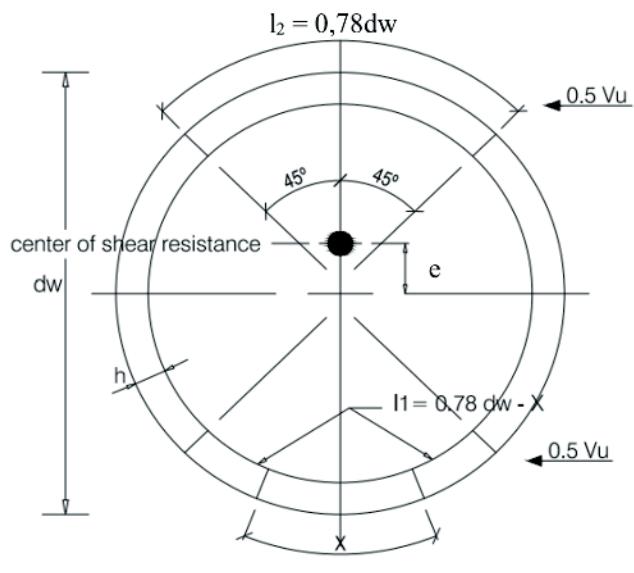


Figura 4 – Shear wall model equivalent for pedestal water towers according to the guide ACI 371R (13)



RUIZ & TURMO [16] aiming to study the rupture mechanisms of cylindrical and hollow bridges piers, subjected to shear forces, proposed an approximation of the hollow section to two equivalent webs, each one with an effective width (b_w) equal to the thickness of the hollow section (t) and the depth (d) equal to 90% of half the cylinder's outer perimeter.

JENSEN & HOANG [2] presented a model using a plasticity approximation to determine the shear strength of pillars and piles of bridges, loaded with combinations of shear and normal forces. Depending on the normal compressive force, it was assumed that the shear strength of a member with hollow circular cross section is determined by the shear failure in a cracked concrete or in an uncracked concrete. Thus, it was possible to calculate the beneficial effect on the shear strength due to axial compression. They found very similar results in comparison to the experimental data taken from the literature.

Recently VÖLGYI et al.[4] presented an experimental study where it was examined the ultimate shear resistance, propagation of characteristic crack and shape of the rupture sections as function of the wall thickness (t), of the longitudinal and transverse reinforcement amount, of the shear span (a), and of the axial force (N). The test results were used to verify a calculation model presented by VÖLGYI & WINDISCH [17]. The proposed method is based on a balance of internal forces along the collapse section. It proposes an adjustment in the calculation of the stirrups resistance, and an analysis of concrete contribution in the compression zone as a function of the distance between the end of the crack and the loading point (l_c), where the inclination of the central portion of the collapse section was adopted as being 45° (see Figure 5).

VÖLGYI et al. [4] concluded that the strength of reinforced concrete members with hollow circular cross sections, increases with

the increasing of the wall thickness (t), with the amount of longitudinal and transverse reinforcement, with the level of prestress applied, and with the reduction of the shear span (for a/D smaller than 3.5). It was also observed that the strength of members without stirrups has proved to be greater than the shear force at the appearance of the first shear crack.

4.4 Analysis of the existing codes and studies – proposition of parameters b_w and d

Although the ACI 318[1], the CSA A 23.3[9] and the AASHTO LFRD[8] present some parameters that allow the determination of the shear strength of members with solid circular cross sections, the only one that somehow deal with hollow circular cross sections, subjected to shear forces, is ACI 371R [13] which is applied to concrete pedestal water towers. According to this report, water towers are regarded as two equivalent shear walls and parallel to the direction of the applied load.

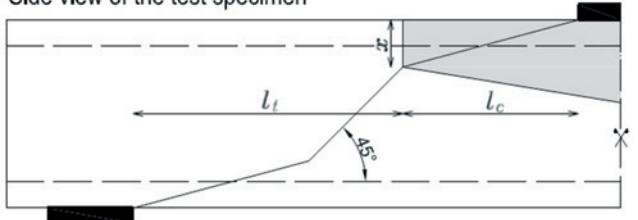
Thus, adopting the analysis done by ACI 371R [13] report, b_w was considered as being twice the thickness of the member ($2t$). With regard to the depth (d), after some analyses of the parameters suggested by the above mentioned codes, it was adopted the values suggested by CSA A23.3 [9] and ACI 318[1], i.e. d is equal to $0,8D$. Such analyses were performed by calculating the shear strength of some specimens, using the formulation proposed by both Brazilian and Canadian codes, replacing only b_w and d by the suggested parameters.

Concerning the degradation effect on the shear strength of members subjected to very high compression forces, it was adopted the approach suggested by the EUROCODE 2 [14]. However, since the Brazilian code already considers the enhancement effect of the shear strength of members subject to compression forces, the formulation proposed by the EUROCODE 2 [14] was adjusted in order to take into account only the degradation effect. Hence, we propose including the coefficient α_{cw} to the analysis of the shear strength to guard against possible detrimental effects on web crushing of high normal stresses.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot \alpha_{av} \cdot f_{al} \cdot b_w \cdot d \quad (10)$$

Figure 5 – Model proposed for the compression zone according to VÖLGYI & WINDISCH, (17)

Side view of the test specimen



Where,

$$\alpha_{av} = 1,00 \text{ if } 0 \leq \frac{\sigma_N}{f_{ad}} \leq 0,6$$

$$\alpha_{av} = 2,5 \left(1 - \frac{\sigma_N}{f_{ad}} \right) \text{ if } 0,6 < \frac{\sigma_N}{f_{ad}} < 1,0$$

Here σ_N is the compressive stress in the concrete at the centroidal axis due to axial load and/or prestress.

5. Experimental data base

To evaluate the calculation procedure established in the previous section of this paper, results of 79 tests have been collected. These tests are the only published tests found by the authors.

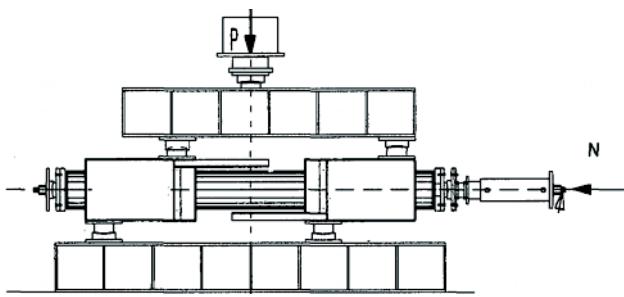
The specimens presented by REGIS [15] were tested as simply supported members subjected to two symmetric shear forces, and axial compression applied by means of a hydraulic jack. According to REGIS [15], all the members presented bending-shear failure.

The specimens tested by RUIZ & TURMO [16] were also simply supported, however without axial compression. The concentrated load was applied by means of a hydraulic jack at the mid-length of the beam. According to RUIZ & TURMO [16] all the members presented bending-shear failure.

The data presented by JENSEN & HOANG [2], was actually based on tests carried by KISHIDA et al [3]. The level of axial compression (σ_N/f_y) varied between zero (0) and 0,33; with axial compression applied either as combination of prestressing and external normal force, or as prestressing only. JENSEN & HOANG [2] published only members that presented bending-shear failure. In this study, it was omitted the specimens with central length of 600 mm, as well as some members with prestressing and/or axial compression for lack of precise data. Figure 6 shows the test setup performed by KISHIDA et al [3].

In the study developed by VÖLGYI et al. [4], they tested 45 specimens, from which 27 were not subjected to any type of axial compression, and the remainders were subjected to prestressing. The tests were performed by making an equivalent scheme of a horizontal beam, simply supported, subjected to a concentrated load, applied by means of a hydraulic jack, at variable distances (625, 825 and 975 mm) from the center of one of the supports. According to

Figure 6 – Test setup reproduced from KISHIDA et al (3)



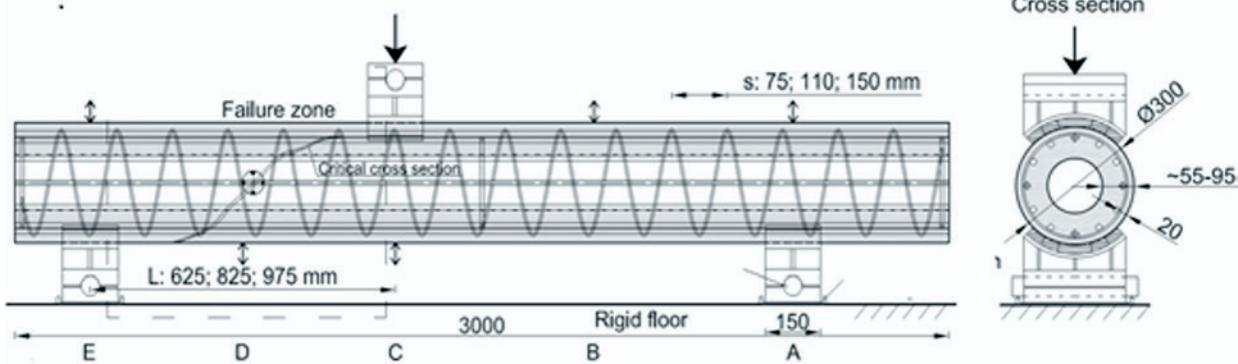
VÖLGYI et al. [4] all the members presented bending-shear failure. Figure 7 shows the test setup performed by VÖLGYI et al. [4]; and Tables 1 and 2 presents the collected experimental data base where: D and D_0 are the external and internal diameter of piles respectively; \varnothing_t is the diameter of the transverse reinforcement; \varnothing_l is the diameter of the longitudinal reinforcement; s is the spacing of headed shear reinforcement or stirrups; t is the wall thickness; σ_N is the compressive stress in the concrete at the centroidal axis; f_y is the specified yield strength of non-prestressed reinforcement, V_{exp} is the shear strength obtained experimentally through the test results, V_{Rd3} and V_r is the shear strength calculated through the Brazilian and Canadian codes respectively.

6. Results and analysis

6.1 Influence of axial compression force on shear resistance

Observing the experimental data base presented in Table 1 and 2, it is possible to notice that as the axial compressive forces increase so does the shear strength. Such behavior was observed either in members with stirrups as well as members without shear reinforcement.

Figure 7 – Test setup reproduced from VÖLGY et al (4)



As example, one may point out the specimens JP3-40-15-70 and JP3-40-15-105, presented by JENSEN & HOANG, [2] which have same characteristics except the normal compressive stresses which increase gradually, and as consequence the shear resistance also increases. In some cases the increase in normal stresses compensates for the decrease in longitudinal reinforcement as can be seen from the results of specimens JP3-40-15-70 and JP3-80-15-35.

6.2 Influence of wall thickness on shear resistance

By comparing the members 55-16-0-825 and 90-16-0-825 of Table 2 which have the same characteristics, except for the wall thickness, it is possible to notice that the shear resistance of the member 90-16-0-825 is about 57% higher than of member 55-16-0-825, whose thickness is 40% smaller. The same holds true for the members 55-12-0-625 and 90-12-0-625.

In general it is possible to state that: as the wall thickness increases, so does the shear strength. Greater wall thickness results greater effective web width (b_w), which in turn leads to larger shear area of aggregate interlock, therefore there is a greater contribution of the concrete for shear resistance.

6.3 Influence of the shear span ratio (a/D) on the shear resistance

Observing the results presented by VÖLGYI et al [4] in Table 2 one may see that: as shear span ratio (a/D) decreases, the shear strength increases. In the case of specimens 55-12-150-625 and 55-16-150-975 the reduction in longitudinal reinforcement is more than compensated by the reduction of shear span (a) and larger shear strength is obtained. Similarly in the case of specimens 90-16-150-F2-975 and 90-16-150-F1-625 the decrease in normal stresses is more than compensated by the decrease in the shear span.

6.4 Comparison of test results with shear resistance computed using the Brazilian and Canadian codes

Using the experimental data base, and adopting the effective width

($b_w = 2t$) and depth ($(d = 0,8D)$) as previously proposed in the section 4, the shear resistance of each member was calculated using the provisions of NBR 6118 [10] and CSA A23.3 [9], without the safety factors.

The last two columns of Table 1 and 2 present the results using both Brazilian and Canadian codes.

6.4.1 Results using CSA A23.3

Regarding the results obtained using the Canadian Code, it was observed that, similarly to the analysis of the experimental results, increasing normal compressive stress, results in an increase in shear strength. According to CSA A23.3 [9], as the normal compression stress increases, the longitudinal strain decreases, causing an increasing in β and consequently in V_c . At the same time there is also a decrease in θ , which in turn causes an increase in the shear strength supported by the stirrups (V_s).

It was also possible to verify that as shear span (a) decreases, the shear strength of the members increase, similarly to what was observed from the experimental data. Such behavior is considered by the Canadian Standard through the influence of the bending moment of the critical section, in the calculation of the longitudinal strain. Regarding the influence of the wall thickness (t), it was observed the same behavior observed in the experimental results, i.e., as the wall thickness increases, the shear strength also increases. The graph of Figure 8 presents the results of Table 1 and Table 2. It can be seen that all the shear strength calculated using the Canadian Standard are on the safe side. The average value of V_r/V_{exp} was 0,62 with a standard deviation of 0,077.

6.4.2 Results using NBR 6118

Regarding the results using the model I of NBR 6118 [10], one may notice that: as compressive stress increases shear strength also increases. Such behavior is modeled through the decompression bending moment M_o . Thus, as compression stresses increase, so does M_o , therefore the complementary mechanism (V_c) increases. Differently from the Canadian code, as the compressive stress increases there is no increasing of the stirrups contribution (V_s), due

Figure 8 – Ratio between the Shear strength calculated according to CSA A23.3 and experimental results, as a function of the applied compressive stress

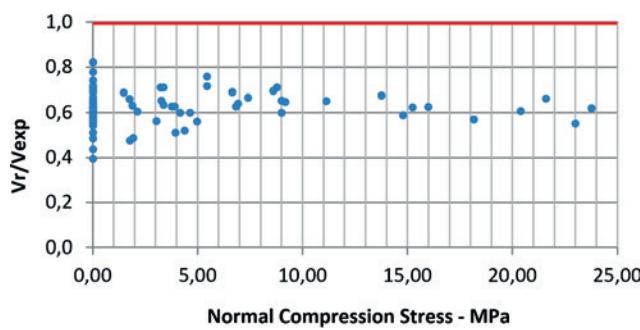
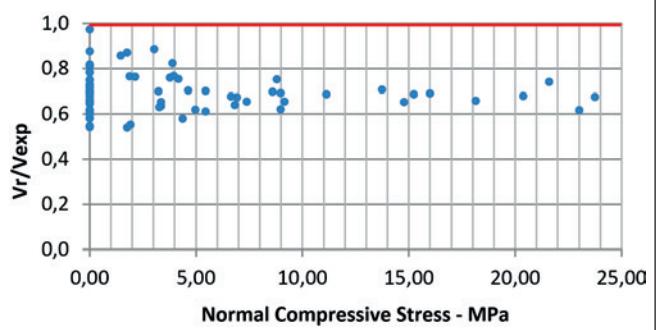


Figure 9 – Ratio between the Shear strength calculated according to NBR 6118 and experimental results, as a function of the applied compressive stress



to the fact that the model I considers a fixed angle, θ , of 45° . It was also observed when analyzing Table 2, that for elements that are not subject to compressive stress, the change in the shear

span (a) does not influence the shear strength of the members. However for the elements subjected to combined bending and compression, as the shear span (a) decreases, occurs a decrease

Table 1 – Data collected from REGIS (15), RUIZ & TURMO (16) and JENSEN & HOANG (10)

| Peças | D mm | D ₀ mm | t/D | Nº of long. bars | Ø _t mm | Ø _r mm | s mm | f _c MPa | f _y MPa | σ _N /f _c | V _{exp} (kN) | V _{rd3} kN NBR | V _r kN CSA |
|-------------------------|------|-------------------|-------|------------------|-------------------|-------------------|------|--------------------|--------------------|--------------------------------|-----------------------|-------------------------|-----------------------|
| REGIS, 1990 (15) | | | | | | | | | | | | | |
| V _{A1} | 300 | 180 | 0,2 | 12 | – | 16 | – | 34,2 | – | 0,25 | 55 | 38,23 | 43,51 |
| V _{A2} | 300 | 180 | 0,2 | 12 | – | 16 | – | 32,7 | – | 0 | 83 | 58,29 | 59,35 |
| V _{B1} | 300 | 180 | 0,2 | 12 | 6,35 | 16 | 150 | 35,5 | 600 | 0,25 | 130 | 84,80 | 106,96 |
| V _{B2} | 300 | 180 | 0,2 | 12 | 6,35 | 16 | 150 | 37 | 600 | 0 | 158 | 96,77 | 119,94 |
| RUIZ & TURMO, 2004 (16) | | | | | | | | | | | | | |
| V _{c1} | 600 | 400 | 0,17 | 12 | 6 | 20 | 300 | 31,93 | 500 | – | 233,20 | 162,49 | 153,0 |
| V _{c2} | 600 | 400 | 0,17 | 12 | 6 | 20 | 300 | 31,93 | 500 | – | 239,20 | 162,49 | 153,0 |
| V _{A1} | 600 | 400 | 0,17 | 12 | 6 | 20 | 300 | 24,72 | 500 | – | 236,70 | 143,36 | 144,9 |
| V _{A2} | 600 | 400 | 0,17 | 12 | 6 | 20 | 300 | 24,72 | 500 | – | 216,70 | 143,36 | 144,9 |
| JENSEN & HOANG, 2010(2) | | | | | | | | | | | | | |
| JP3401570 | 300 | 180 | 0,2 | 6 | 3,2 | 7,1 | 50 | 93,5 | 539 | 0,194 | 259,22 | 170,93 | 147,91 |
| JP34015105 | 300 | 180 | 0,2 | 6 | 3,2 | 7,1 | 50 | 93,5 | 539 | 0,274 | 300,39 | 186,60 | 159,99 |
| JP38015 | 300 | 180 | 0,2 | 8 | 3,2 | 9,0 | 50 | 93,5 | 539 | 0,074 | 214,43 | 144,34 | 137,45 |
| JP3801535 | 300 | 180 | 0,2 | 8 | 3,2 | 9,0 | 50 | 93,5 | 539 | 0,158 | 250,62 | 163,60 | 147,55 |
| JP3001535 | 300 | 180 | 0,2 | 10 | 3,2 | 9,0 | 50 | 93,5 | 539 | 0,094 | 198,60 | 149,49 | 141,23 |
| JP310015 | 300 | 180 | 0,2 | 10 | 3,2 | 9,0 | 50 | 93,5 | 539 | 0,096 | 216,69 | 149,93 | 141,90 |
| JP3001570 | 300 | 180 | 0,2 | 10 | 3,2 | 9,0 | 50 | 93,5 | 539 | 0,163 | 239,77 | 164,71 | 149,72 |
| JP31001535 | 300 | 180 | 0,2 | 10 | 3,2 | 9,0 | 50 | 93,5 | 539 | 0,171 | 240,67 | 166,38 | 150,77 |
| JP30015105 | 300 | 180 | 0,2 | 10 | 3,2 | 9,0 | 50 | 93,5 | 539 | 0,231 | 241,12 | 178,82 | 159,80 |
| JP6401570 | 300 | 210 | 0,15 | 6 | 2,9 | 7,2 | 55 | 93,5 | 589 | 0,246 | 228,92 | 141,49 | 126,28 |
| JP64015105 | 300 | 210 | 0,15 | 6 | 2,9 | 7,2 | 55 | 93,5 | 589 | 0,333 | 244,78 | 153,82 | 138,10 |
| JP68015 | 300 | 210 | 0,15 | 8 | 2,9 | 9,0 | 55 | 93,5 | 589 | 0,073 | 170,88 | 109,56 | 107,28 |
| JP6801570 | 300 | 210 | 0,15 | 8 | 2,9 | 9,0 | 55 | 93,5 | 589 | 0,288 | 248,02 | 147,60 | 129,80 |
| JP610015 | 300 | 210 | 0,15 | 10 | 2,9 | 9,0 | 55 | 93,5 | 589 | 0,096 | 183,85 | 114,38 | 110,47 |
| JP6001570 | 300 | 210 | 0,15 | 10 | 2,9 | 9,0 | 55 | 93,5 | 589 | 0,218 | 201,88 | 137,16 | 122,57 |
| JP60015105 | 300 | 210 | 0,15 | 10 | 2,9 | 9,0 | 55 | 93,5 | 589 | 0,306 | 228,56 | 150,16 | 133,30 |
| JP61001570 | 300 | 210 | 0,15 | 10 | 2,9 | 9,0 | 55 | 93,5 | 589 | 0,309 | 211,61 | 150,60 | 133,70 |
| JP610015105 | 300 | 210 | 0,15 | 10 | 2,9 | 9,0 | 55 | 93,5 | 589 | 0,396 | 228,56 | 161,93 | 146,50 |
| JP910015 | 300 | 220 | 0,133 | 8 | 2,9 | 9,0 | 50 | 93,5 | 589 | 0,098 | 164,67 | 107,86 | 106,21 |
| JP98015 | 300 | 220 | 0,133 | 10 | 2,9 | 7,1 | 50 | 93,5 | 589 | 0,079 | 159,44 | 104,37 | 106,93 |
| JP12 80 15 | 300 | 225 | 0,125 | 6 | 2,9 | 9,0 | 45 | 93,5 | 589 | 0,071 | 150,91 | 102,22 | 104,19 |
| JP12401535 | 300 | 225 | 0,125 | 6 | 2,9 | 7,2 | 45 | 93,5 | 589 | 0,147 | 162,36 | 114,92 | 109,71 |
| JP12401570 | 300 | 225 | 0,125 | 6 | 2,9 | 7,2 | 45 | 93,5 | 589 | 0,280 | 208,74 | 132,89 | 121,60 |
| JP1210015 | 300 | 225 | 0,125 | 8 | 2,9 | 9,0 | 45 | 93,5 | 589 | 0,092 | 151,91 | 105,99 | 100,84 |
| JP12001570 | 300 | 225 | 0,125 | 8 | 2,9 | 9,0 | 45 | 93,5 | 589 | 0,254 | 191,74 | 129,67 | 105,00 |
| JP12001535 | 300 | 225 | 0,125 | 8 | 2,9 | 9,0 | 45 | 93,5 | 589 | 0,119 | 160,81 | 110,52 | 119,00 |

Table 2 - Data collected from VÖLGYI et al. (4)

| Pecas | D mm | D ₀ mm | t/D | Nº of long. bars | Ø _t mm | Ø _l mm | s mm | a mm | f _c MPa | f _y MPa | σ _N /f _c | V _{exp} (kN) | V _r kN NBR | V _r CSA |
|------------------|------|-------------------|------|------------------|-------------------|-------------------|------|------|--------------------|--------------------|--------------------------------|-----------------------|-----------------------|--------------------|
| 55-12-0-975 | 300 | 190 | 0,19 | 12 | 12 | - | - | 975 | 72,9 | 581 | - | 68,60 | 60,16 | 40,49 |
| 55-12-0-625 | 300 | 190 | 0,19 | 12 | 12 | - | - | 625 | 72,9 | 581 | - | 105,00 | 61,22 | 46,08 |
| 55-12-150-825 | 300 | 190 | 0,19 | 12 | 12 | 5 | 150 | 825 | 66,9 | 581 | - | 105,00 | 85,09 | 74,09 |
| 55-12-150-625 | 300 | 190 | 0,18 | 12 | 12 | 5 | 150 | 625 | 66,9 | 581 | - | 135,00 | 83,09 | 78,25 |
| 55-14-0-825 | 300 | 190 | 0,20 | 12 | 14 | - | - | 825 | 66,1 | 581 | - | 71,70 | 58,34 | 49,47 |
| 55-14-0-625 | 300 | 190 | 0,20 | 12 | 14 | - | - | 625 | 66,9 | 581 | - | 82,80 | 59,80 | 53,29 |
| 55-14-150-825 | 300 | 190 | 0,18 | 12 | 14 | 5 | 150 | 825 | 66,9 | 581 | - | 133,00 | 82,10 | 79,99 |
| 55-14-150-625 | 300 | 190 | 0,20 | 12 | 14 | 5 | 150 | 625 | 66,9 | 581 | - | 162,00 | 88,08 | 87,94 |
| 55-14-75-825 | 300 | 190 | 0,19 | 12 | 14 | 5 | 75 | 825 | 66,1 | 581 | - | 143,00 | 111,92 | 111,39 |
| 55-14-75-789 | 300 | 190 | 0,20 | 12 | 14 | 5 | 75 | 789 | 66,1 | 581 | - | 153,50 | 114,88 | 113,69 |
| 55-16-0-975 | 300 | 190 | 0,21 | 12 | 16 | - | - | 975 | 66,9 | 581 | - | 78,00 | 63,79 | 54,30 |
| 55-16-0-825 | 300 | 190 | 0,19 | 12 | 16 | - | - | 825 | 66,9 | 581 | - | 85,40 | 56,81 | 52,26 |
| 55-16-150-975 | 300 | 190 | 0,18 | 12 | 16 | 5 | 150 | 975 | 72,9 | 581 | - | 115,00 | 86,32 | 82,60 |
| 55-16-150-825 | 300 | 190 | 0,20 | 12 | 16 | 5 | 150 | 825 | 72,9 | 581 | - | 140,00 | 90,54 | 87,69 |
| 90-12-0-825 | 300 | 120 | 0,32 | 12 | 12 | - | - | 825 | 70,2 | 581 | - | 95,00 | 92,63 | 59,25 |
| 90-12-0-625 | 300 | 120 | 0,31 | 12 | 12 | - | - | 625 | 70,2 | 581 | - | 158,00 | 94,69 | 62,38 |
| 90-16-0-825 | 300 | 120 | 0,32 | 12 | 16 | - | - | 825 | 66,9 | 581 | - | 134,00 | 95,68 | 74,49 |
| 90-16-0-825 | 300 | 120 | 0,33 | 12 | 16 | - | - | 825 | 66,9 | 581 | - | 135,00 | 98,67 | 76,02 |
| 90-16-150-975 | 300 | 120 | 0,31 | 12 | 16 | 5 | 150 | 975 | 70,2 | 581 | - | 158,00 | 123,99 | 99,17 |
| 90-16-150-825 | 300 | 120 | 0,32 | 12 | 16 | 5 | 150 | 825 | 66,9 | 581 | - | 177,00 | 123,96 | 106,20 |
| 90-16-150-825 | 300 | 120 | 0,31 | 12 | 16 | 5 | 150 | 825 | 66,9 | 581 | - | 169,00 | 121,96 | 105,32 |
| 90-16-150-825 | 300 | 120 | 0,31 | 12 | 16 | 5 | 150 | 825 | 70,2 | 581 | - | 178,00 | 123,99 | 103,44 |
| 90-16-150-625 | 300 | 120 | 0,32 | 12 | 16 | 5 | 150 | 625 | 70,2 | 581 | - | 218,00 | 127,08 | 111,73 |
| 90-16-150-625 | 300 | 120 | 0,31 | 12 | 16 | 5 | 150 | 625 | 70,2 | 581 | - | 228,00 | 125,02 | 110,77 |
| 90-16-110-825 | 300 | 120 | 0,30 | 12 | 16 | 5 | 110 | 825 | 66,9 | 581 | - | 187,00 | 129,26 | 115,25 |
| 90-16-110-625 | 300 | 120 | 0,31 | 12 | 16 | 5 | 110 | 625 | 66,9 | 581 | - | 210,00 | 130,25 | 123,32 |
| 90-16-75-635 | 300 | 120 | 0,33 | 12 | 16 | 5 | 75 | 635 | 66,9 | 581 | - | 258,00 | 155,22 | 146,00 |
| 55-16-150-F1-825 | 300 | 190 | 0,19 | 12 | 16 | 5 | 150 | 825 | 62,5 | 581 | 0,05 | 140,00 | 89,25 | 88,92 |
| 55-16-150-F1-625 | 300 | 190 | 0,20 | 12 | 16 | 5 | 150 | 625 | 62,5 | 581 | 0,05 | 147,00 | 92,86 | 96,09 |
| 55-16-75-F1-825 | 300 | 190 | 0,20 | 12 | 16 | 5 | 75 | 825 | 62,5 | 581 | 0,05 | 170,00 | 119,09 | 120,90 |
| 55-16-75-F1-625 | 300 | 190 | 0,19 | 12 | 16 | 5 | 75 | 625 | 62,5 | 581 | 0,05 | 180,00 | 117,54 | 127,81 |
| 90-16-150-F1-975 | 300 | 120 | 0,31 | 12 | 16 | 5 | 150 | 975 | 64,8 | 581 | 0,02 | 141,00 | 120,93 | 97,13 |
| 90-16-150-F1-975 | 300 | 120 | 0,31 | 12 | 16 | 5 | 150 | 975 | 69,8 | 581 | 0,03 | 146,00 | 127,13 | 96,38 |
| 90-16-150-F1-825 | 300 | 120 | 0,32 | 12 | 16 | 5 | 150 | 825 | 64,8 | 581 | 0,03 | 165,00 | 126,36 | 104,36 |
| 90-16-150-F1-825 | 300 | 120 | 0,31 | 12 | 16 | 5 | 150 | 825 | 69,8 | 581 | 0,03 | 167,00 | 127,55 | 101,32 |
| 90-16-150-F1-625 | 300 | 120 | 0,32 | 12 | 16 | 5 | 150 | 625 | 64,8 | 581 | 0,03 | 229,00 | 126,84 | 111,44 |
| 90-16-150-F1-625 | 300 | 120 | 0,32 | 12 | 16 | 5 | 150 | 625 | 64,8 | 581 | 0,03 | 234,00 | 126,36 | 111,86 |
| 90-16-150-F2-975 | 300 | 120 | 0,31 | 12 | 16 | 5 | 150 | 975 | 62,5 | 581 | 0,06 | 163,00 | 124,02 | 102,54 |
| 90-16-150-F2-975 | 300 | 120 | 0,32 | 12 | 16 | 5 | 150 | 975 | 69,7 | 581 | 0,06 | 161,50 | 133,17 | 101,42 |
| 90-16-150-F2-825 | 300 | 120 | 0,32 | 12 | 16 | 5 | 150 | 825 | 62,5 | 581 | 0,07 | 186,00 | 130,98 | 107,21 |
| 90-16-150-F2-825 | 300 | 120 | 0,32 | 12 | 16 | 5 | 150 | 825 | 69,7 | 581 | 0,06 | 179,00 | 135,06 | 111,69 |
| 90-16-150-F2-625 | 300 | 120 | 0,33 | 12 | 16 | 5 | 150 | 625 | 62,5 | 581 | 0,07 | 233,00 | 135,31 | 121,30 |
| 90-16-150-F2-625 | 300 | 120 | 0,32 | 12 | 16 | 5 | 150 | 625 | 62,5 | 581 | 0,08 | 216,00 | 133,88 | 121,47 |
| 90-0-150-F2-825 | 300 | 120 | 0,31 | 12 | 0 | 5 | 150 | 825 | 72,2 | 581 | 0,05 | 174,00 | 133,69 | 89,13 |
| 90-0-150-F2-975 | 300 | 120 | 0,30 | 12 | 0 | 5 | 150 | 975 | 72,2 | 581 | 0,04 | 145,00 | 128,55 | 81,59 |

in the maximum design bending moment, therefore increasing concrete resistance (V_c).

Concerning the influence of the wall thickness (t), NBR 6118 [10] formulation reproduces the observed effect of increase of shear strength with wall thickness.

The graph of Figure 9 presents the results of Table 1 and Table 2. It can be seen that for all members, the shear strength computed using the model I of NBR 6118[10] are safe. The average value of V/V_{exp} is 0,69 with standard deviation of 0,084.

Thus, it can be seen that the shear strength computed using the Brazilian Standard presents values closer to the experimental results than the shear strength calculated using the Canadian Standard. However the standard deviation of V/V_{exp} computed using NBR 6118 is higher.

7. Suggested procedure for hollow circular cross sections - NBR 6118

Finally, adopting the parameters proposed in item 4.4, it is possible to present a simple procedure that allows designers to compute safe shear strength for members with hollow circular cross sections, subjected to shear, bending and compressive axial forces. The procedure summarized below is based on model I of NBR 6118 provisions, and is valid for $0,125 < t/h < 0,33$.

Effective web width: $b_w = 2 \cdot t$ (t is the thickness of the section wall)

Depth: $d = 0,8D$ (D is the external diameter of the cross section)

Factored shear strength: $V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_s$

Maximum Shear strength: $V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{r2} \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{ad} \cdot b_w \cdot d$

Where, $\alpha_{r2} = 1$ if $0 \leq \nu \leq 0,6$

$\alpha_{cw} = 2,5 \cdot (1 - \nu)$ if $0,6 < \nu < 1$

$$\nu = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{ad}}$$

$$\alpha_{r2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$$

Shear strength carried by concrete (V_c)

For simple bending:

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ad} \cdot b_w \cdot d$$

For combined bending and axial compression:

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,max}} \right) \leq 2V_{c0}$$

Shear strength carried by the shear reinforcement

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \text{ where } f_{ywd} \leq 435 \text{ MPa}$$

8. Conclusions

Although there are few experimental data available in the literature, it was possible to carry out the necessary analyses through the 79 tests found. Thus, taking into account the existing codes and literature, and the results obtained in this study, it is possible make the conclusions below.

The codes analyzed for determining the shear strength do not specifically cover members with hollow circular cross sections;

Adopting b_w as $2 \cdot t$ and d as $0,8D$ and using the provisions of the Brazilian and Canadian codes to calculate the shear strength for

all tests found in the literature, the shear strength calculated presented safe results for specimens with $0,125 \leq t/h \leq 0,33$;

Shear strength increases by raising the axial compression force, the wall thickness (t), and by decreasing the shear span (a). However, excessive axial compressive stresses may be detrimental to shear strength;

Both standards A23.3-04 and NBR 6118 do not consider the shear strength deterioration due to a very large compression force N . EUROCODE 2 however considers such effect including the coefficient α_{cw} in the analysis of the shear strength regarding web crushing, which is incorporated in the proposed simplified procedure;

The proposed NBR 6118 based procedure to compute the shear strength of hollow circular sections subjected to combined axial compressive force, bending and shear is both simple and safe.

9. References

- [1] ACI 318-11 (2011). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and commentary. American Concrete Institute (ACI).Detroit, MI, Ed. 2011.
- [2] JENSEN, U.G AND HOANG, L.C.(2010) "Shear Strength of Reinforced Concrete Piers and Piles with Hollow Circular Cross Section Struct" Eng. Intern, Vol. 20, March 2010, pp 260–267.
- [3] KISHIDA, S.; HONRRI, M.; KAWABARA, F.; HAYASHI, S. (1998) "Experimental Study on Shear Strength of the PHC Pile with Large Diameter." J Struct. Const. Eng; 8 (519); 123-130 (in Japanese).
- [4] VÖLGYI, I., FARKAS, G., WINDISCH, A.(2014): Resistance of Reinforced Concrete members with hollow circular cross-sections under combined bending and shear – Part I: Experimental Investigation. Ernst & SohnVerlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin · Structural Concrete 15 (2014), No. 1, pp. 13–20.
- [5] COLLINS, M.P.; BENTZ E.C.; KIM Y.J.(2002) "Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns." In: S. M. Uzumeri symposium: Behavior of concrete structures for seismic performance. American Concrete Institute; p. 45-86.
- [6] FIB Model Code For Concrete Structures 2010 (final draft), (2012)
- [7] BENTZ, E.C.; VECCHIO F.J.; COLLINS, M.P.(2006). "Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements." ACI Struct J;103(4):614-24.
- [8] AASHTO. LRFD (2012) Bridge design specifications and commentary. 4th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington D.C, 4th ed, 2012.
- [9] CSA A23.3-04 (2004) Design of Concrete Structures. Standard CAN/CSA A23.3-04, Canadian Standards Association, Mississauga, Ont.
- [10] NBR 6118 (2014) Projeto de Estruturas de Concreto Procedimento, Associação Brasileira de Normas Técnicas Rio de Janeiro, RJ.
- [11] VECCHIO, F. J. AND COLLINS, M.P. (1986). "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements subjected to Shear" ACI Structural Journal, Vol. 83, no. 2, Mar-Apr. 1986, pp219-231.

- [12] COLLINS, M.P. AND MITCHELL, D. (1990). "Prestressed concrete structures". Publication, New Jersey, USA, 754 pp.
- [13] ACI 371R (1998). Guide for the Analysis, Design, and Construction of Concrete Pedestal Water Towers. Reported by ACI Committee 371.
- [14] EUROCODE 2 (2005). European Committee for Standardization. En 1992-1-1. Design of Concrete Structures –Part 1-1: General Rules and Rules for Building. Brussels CE, 2005.
- [15] REGIS P., (1990), "Resistência ao Esforço Cortante em Peças de Concreto Armado com Seção Circular Vazada" Tese de M.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.
- [16] RUIZ, G.; TURMO, J.; RAMOS, G. (2004) "Estudio del Comportamiento Frente al Esfuerzo Cortante de Pilas Cilíndricas Huecas para Puentes." Tesina UPC Barcelona, 182pp.[14]
- [17] VÖLGYI, I AND WINDISCH, A.(2014): Resistance of Reinforced Concrete members with hollow circular cross-sections under combined bending and shear – Part II: New Calculation Model. Ernst & SohnVerlag Structural Concrete 15 (2014), No. 1, pp. 13–20.

Influence of the addition sequence of PVA-fibers and water on mixing and rheological behavior of mortars

Influência da sequência de adição de fibras e da água no comportamento de mistura e reológico de argamassas com fibras de PVA

M. S. DE FRANÇA ^a
marylinda.de.franca@lme.pcc.usp.br

F. A. CARDOSO ^a
fabio.cardoso@lme.pcc.usp.br

R. G. PILEGGI ^a
rafael.pileggi@lme.pcc.usp.br

Abstract

The mixing process of fiber-containing cementitious suspensions is a crucial factor to obtaining a good dispersion of fibers and guarantee adequate mechanical performance of the hardened products. The addition of fibers into the suspension causes reduction of the fluidity of the system due to factors inherent to the fibers, the matrix and their interaction. During mixing, these interactions make dispersion and homogenization processes more difficult due to the formation of fibers - particles agglomerates. Conventional techniques to assess workability of mortars are inadequate to evaluate the rheological behavior of fiber-reinforced systems, in which parameters like viscosity and yield stress are not completely taken into account. Therefore, this work employs rotational rheometry to evaluate the influence of fiber and water addition sequences on mixing and rheological behavior of mortars containing Polyvinyl Alcohol (PVA) fibers. Constant test parameters were: mixing time of 317s; impeller velocity 126.5 rpm; water flow 128g/s. A constant mix design was used with a water content of 16%wt, and a 0.2%vol of fibers were added to the reference composition. Four mixing sequences were studied: S1 and S2 are based on the addition of fibers at different stages of the mixing process; while in S3 and S4 not only the fibers are added at different stages, but also the water addition is performed in two steps (25% first and 75% latter). Results showed that it is possible to optimize the mixing step of fiber-containing systems by changing the moment of fiber addition into the mixture. The introduction of fibers after mixing the dry mortar with water, when it already had achieved its fluidity point, demanded a lower mixing effort and produced a more flowable material.

Keywords: mixing sequence, rheology, PVA fibers.

Resumo

O processo de mistura de suspensões cimentícias contendo fibras é uma etapa crucial para que se obtenha uma boa distribuição das fibras, garantindo os benefícios que as mesmas podem trazer ao desempenho mecânico. A introdução das fibras na suspensão tende a provocar redução na fluidez. Isso ocorre devido a uma série de fatores inerentes às fibras, à matriz e, à interação entre elas. Durante a mistura, essas interações tornam a dispersão e homogeneização mais difícil devido à formação de aglomerados de partículas e fibras. Técnicas convencionais de avaliação da trabalhabilidade são insuficientes para avaliar o comportamento reológico de sistemas reforçados com fibras porque parâmetros como viscosidade e tensão de escoamento não são considerados em sua totalidade. Assim, este trabalho propõe utilizar técnicas de reometria rotacional, para avaliar a influência da sequência de adição da fibra e da água na mistura e no comportamento reológico de argamassas. O tempo de mistura é mantido fixo em 317s, a velocidade do equipamento é 126,5rpm e a taxa de adição de água 128g/s para todas as sequências. Uma mesma composição granulométrica foi usada fixando o teor de água em 16% e o de fibra em 0,2%. Quatro sequências de mistura foram estudadas: S1 e S2 são baseadas na adição das fibras em diferentes estágios do processo de mistura, enquanto na S3 e S4, não só as fibras são adicionadas em diferentes estágios, mas também a água é adicionada em duas etapas (primeiro 25% e depois 75%). Os resultados indicaram que é possível otimizar o preparo de sistemas com fibras de PVA modificando etapas simples do processo como o momento de introduzir as fibras. Entre as sequências avaliadas conclui-se que introduzir as fibras após a homogeneização prévia dos materiais, no ponto de fluidez, tende a produzir sistemas mais fluidos e com menor esforço para mistura.

Palavras-chave: sequência de mistura, reologia, fibras de PVA.

^a LME-PCC-POLI/USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo – SP – Brasil.

Received: 01 Sep 2015 • Accepted: 23 Nov 2015 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introduction

Mixing is the main preparation step of cementitious suspensions, since the adequate dispersion and homogenization of the raw materials in the system is the starting point for fresh and hardened properties to achieve their full potential based on the product's mix design. In this sense, fresh characteristics of the cementitious suspensions like rheological behavior, water retention capacity, and phase separation stability (robustness) are very important because they determine the initial conditions for a suitable microstructural development, which will have substantial effect on the hardened properties of cement-based products.

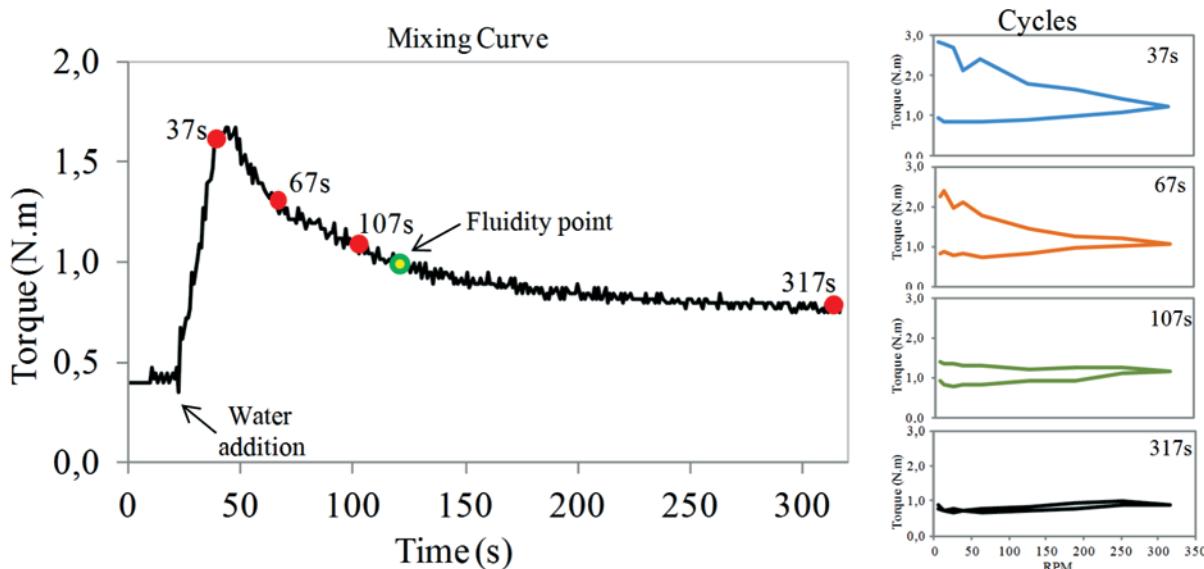
During mixing, the formation of agglomerates occurs when the liquid (water) get in contact with the solid particles, increasing the necessary efforts for mixing until a point of maximum cohesion between particles is achieved. At this point, the mixing efforts are high and there is a competition between the forces of agglomerate formation and their break. The agglomerates are destroyed by impact and shear energy provided by the mixing equipment, thus, promoting fines and aggregates dispersion, as well as, the homogenization of the solid particles between them and with water [1–6]. The efforts related to the mixing process can be assessed by special rheometers capable to withstand and measure the high levels of torque generated during mixing of highly concentrated suspensions (like mortars and concretes) [1–4], or by mixers equipped adequately to quantify the energy consumption [5–7] during the process, also allowing for the identification of the moment that the material starts to behave like a fluid [2,8], the fluidity point. This point can be determined in the mixing curve as the moment in which the torque levels start to stabilize and the first derivative of the curve tends to zero asymptotically, Figure 1 [2].

Mixing stages can be assessed by torque vs. time curves, while

shear cycles performed immediately after mixing provide information regarding the effects of mixing on the rheological behavior of the material, Figure 1 [9]. In Figure 1, each red point marked on the curve indicates a mixing time when the rheological profile of a mortar was evaluated by a shear cycle (accelerating and decelerating with steps at different rotation speeds). It can be noted that the shorter the mixing time, the larger the difference between acceleration and deceleration curves (hysteresis), indicating that the system was still rheologically unstable because the mixing was incomplete, therefore the mortar needed an additional energy – provided by the shear cycle – to proceed with dispersion and homogenization and, then, achieve a stable state. For longer mixing times, the hysteresis area gets progressively smaller until it zero or almost zero, which indicates that the procedure provided enough energy for an adequate mixing that produced a rheologically stable mortar for the experimental conditions applied [9].

Fibers are generally incorporated into cementitious materials as reinforcements aiming to improve their strength [10], dynamic properties [11,12], resistance to shrinkage cracking and post-failure residual strength [13]. The reinforcement depends on fibers' features – nature, mechanical properties, geometry – their anchorage within the matrix and their dispersion as well. A poor fiber distribution in the matrix promotes little or no reinforcement at all, and it can even generate critical defects within the composite if its concentration is extremely localized [14]. There are various types of fibers used in cementitious matrix: natural, metallic, ceramic, glassy, polymeric and recycled [15]. They are classified in function of the raw material from which they are produced, inorganic or organic types; and they can be also characterized by length, shape and diameter. According to their size, they are called macrofibers (diameter bigger than 0.3mm and length from 30 to 60mm) or microfibers (diameter between 10 and 30 μ m and length between 3 and 18mm) [16].

Figure 1 – Torque vs. time curve and rheological behavior of the reference composition at different mixing times. (adapted [9])



In general, microfibers are used to reduce shrinkage cracking and macrofibers for structural reinforcement [17]. Microfibers present an advantage over the larger ones to prevent cracking because they require a higher pressure to initiate or to propagate cracking due to their smaller diameter [18].

The addition of fibers in cementitious materials causes loss of their workability or reduction of fluidity. This phenomenon is mainly associated to the fiber content, its features (type, geometry, surface treatment, and stiffness), distribution and orientation of the fibers in the matrix, fiber-fiber and fiber-matrix interactions. All these factors make the rheological behavior of fiber-containing suspensions quite complex [19,20].

During mixing, these fiber-related interactions make dispersion and homogenization processes more difficult due to the formation of fibers-particles and even fiber-fiber agglomerates. Trying to reduce / avoid the perturbations caused by fiber interactions during mixing, some authors have suggested different mixing methods and sequences of addition of raw materials to improve the processing of cementitious composites. For mortars reinforced with polypropylene (PP) fibers, it was observed that sequence of addition of the materials and mixing time had influence on the homogeneity of the obtained mortar [21]. Others [22] showed that mixing the fibers with the liquid previously to the particulate materials affected fiber dispersion and consequently the toughness of the composite. An initial mixing of the fibers with the dry particulate materials also reported a better dispersion of sand and fibers [23]. In refractory castables technology, some authors investigating alumina-based concretes with PP fiber addition studied two types of processing: (i) mixing the fibers with the dry materials and (ii) addition of the fibers into the fluid concrete already mixed [4]. The study [4] concluded that depending on the addition method different shear levels during mixing and damage to the fibers were obtained. Damage was lower for shorter fibers and when they were added after the concrete was already mixed [4]. Another investigation also showed better results when the fibers were mixed in the final stage of the processing, after all particulate materials had already been mixed with water [18]. The cementitious composites reinforced with PVA fibers obtained by this mixing method presented a more homogeneous fiber distribution, improved mechanical properties, and reduced shrinkage [18].

The investigations of diverse mixing procedures for fiber-containing cementitious composites seek optimum dispersion of the fibers within the matrix with reduced damaged (that may be caused dur-

Figure 2 – PVA fibers



ing processing), in order that the fibers can perform their reinforcement role as expected and, consequently, to produce a composite that can achieve its designed properties. In this context, the goal of the present work is to use rheometry techniques to evaluate the influence of different addition sequences of PVA-fibers and water on mixing and rheological behavior of mortars. Four mixing sequences are studied: S1 and S2 are based on the addition of fibers at different stages of the mixing process; while in S3 and S4 not only the fibers are added at different stages, but also the water addition is performed in two steps (25% first and 75% latter).

2. Experimental

2.1 Materials

The reference composition – R – is composed of Portland cement CPII F, hydrated lime Brazilian type CH III, calcium carbonate filler and crushed sand with maximum particle size of 2mm. Mix design in volume is demonstrated in Table 1 along with the physical characteristics (specific gravity and specific surface area) of the raw materials. Water content in weight was 16% for all mixtures (water/solids ratio of 0.16).

Polyvinyl Alcohol or PVA fibers with 6mm in length, 16 μ m of diameter and specific gravity of 1.3 g/cm³ were employed, Figure 2. A fiber content of 0.2%vol was added to the reference composition (0% of fibers). Before all the mixing procedures with the mortars, the dry fibers were dispersed manually and, then, with the aid of an air jet flow inside a plastic bag.

2.2 Equipment

The rotational rheometer for mortars and concretes (Figure 3) developed at Poli-USP (Brazil) was used. The equipment performs speed-controlled tests while the electric power of the engine is measured and, then (using calibration constant), converted into torque values. The impeller used in the planetary setup for mixing

Table 1 – Mix proportions and physical characteristics (specific gravity, BET specific surface area) of the raw materials

| Raw material | BET surface area (m ² /g) | Stress (MPa) | Zone |
|---------------------|--------------------------------------|--------------|------|
| Filler | 1.23 | 2.76 | 12.3 |
| Cement | 1.43 | 3.10 | 14.5 |
| Hydrated Lime CHIII | 6.15 | 2.49 | 4.5 |
| Crushed sand | 0.27 | 2.79 | 68.7 |

and rheological tests has six blades in spiral configuration, and the blades pass in a minimum distance of 1mm from the wall and bottom of the vessel. The device is capable of mixing mortars from dry powder to fluid state and of performing shear cycles for determination of rheological behavior.

2.3 Mixing sequences

Four mixing sequences are studied. Sequences S1 and S2 are based on the addition of fibers at different stages of the mixing process: S1 – fibers are added in the beginning of the process with the particulate materials; S2 – fibers are introduced at the fluidity point. While in S3 and S4 procedures, not only the fibers are added at different stages, but also the water addition is performed in two steps (25% first and 75% latter). These last sequences were based on previous studies [1,24–26] that showed that the addition of water in two steps increased mixing energy and improved the dispersion of particles. All mixing sequences are described below and in Figure 4.

Mixing sequence 1 – S1 : Dry PVA fibers previously dispersed are incorporated into the 4kg-batch of the dry mixture of raw materials and the whole mixture is homogenized inside a plastic bag. Then, this mixture is transferred to the rheometer vessel. The first 20s of mixing in the rheometer consist of a dry homogenization step, then all the water is added at a rate of 128g/s. Mixing continues at 126.5rpm until 317s.

Sequence 2 – S2 : This sequence is similar to S1, but the mortar is mixed without the fibers, which are added manually for 10s only at the fluidity point (100s). This point was determined analyzing the mixing curve of sequence S1 with the same methodology used in [2].

Sequence 3 – S3 : Dry particulate materials are introduced in the vessel. After 20s of dry mixing, 25% of the water are added at a

rate of 128g/s and mixed for 120s. Then, the remaining 75% of water are added at the same rate and mixing continues. After 120s, the fibers are introduced manually into the system in 10s and mixing proceeds until 317s.

Sequence 4 – S4 : Dry particulate materials are introduced in the vessel. After 20s of dry mixing, 25% of the water are added at a rate of 128g/s and mixed for 120s. Then, the fibers are introduced manually into the system in 10s and mixing continues. At 200s, the remaining 75% of water are added at the same flow rate and mixing proceeds until 317s.

2.4 Assessment of mixing behavior

Batches of 4kg of dry material were mixed in the rotational rheometer with the planetary setup (Figure 3). Mixing speed, total mixing time and flow rate of water addition were kept constant and, respectively, equal to: 126.5rpm, 317s, and 128g/s. The variation of the torque required to maintain the impeller at a constant rotation speed was monitored by the rheometer during the whole process, from dry material mixing to the end of each procedure (described in 2.3), thus, resulting in the mixing curves as exemplified in Figure 1. The overall work during each mixing sequence is quantified by the area under the torque vs. time curve (integral).

2.5 Rheological evaluation

Immediately after mixing, the mortars are subjected to a rotational shear cycle with the same rheometer setup used for mixing (impeller geometry and planetary configuration). The shear cycle consists of accelerating and decelerating the mortar with 5-second steps at different rotations (6.3; 12.7; 25.3; 38; 63.3; 126.5; 190, 253; and 316 rpm), as illustrated in Figure 5. The rheological behavior is obtained from

Figure 3 – a) Rotational rheometer Poli-USP, (1) Rotational device, (2) base reaction and console, (3) elevator, (4) Mortar vessel, (5) mortar impeller; b) Details of impeller

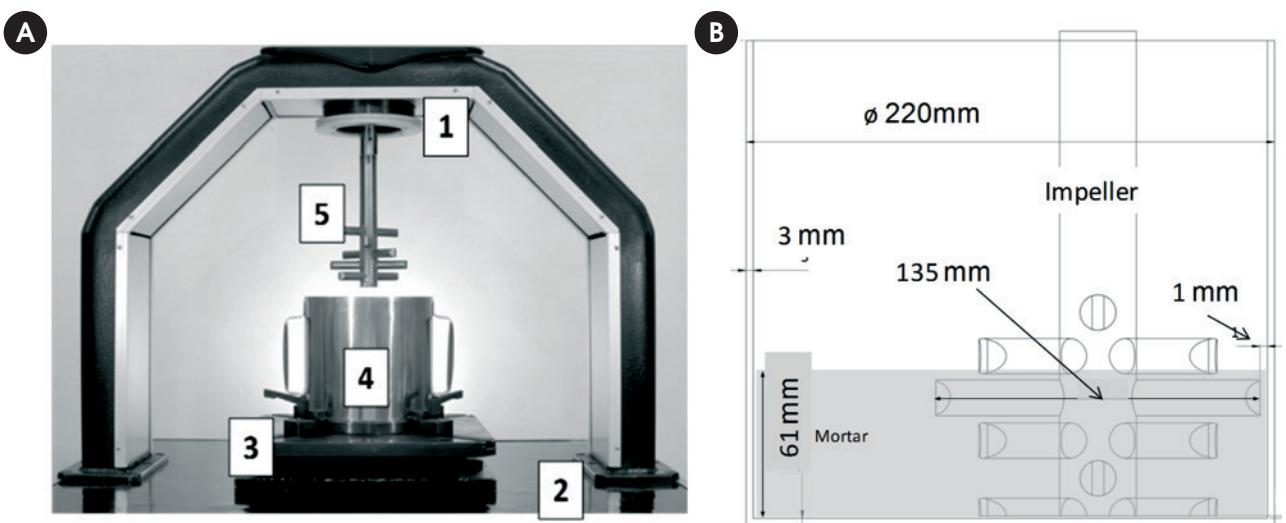


Figure 4 – Summary table of mixing sequences

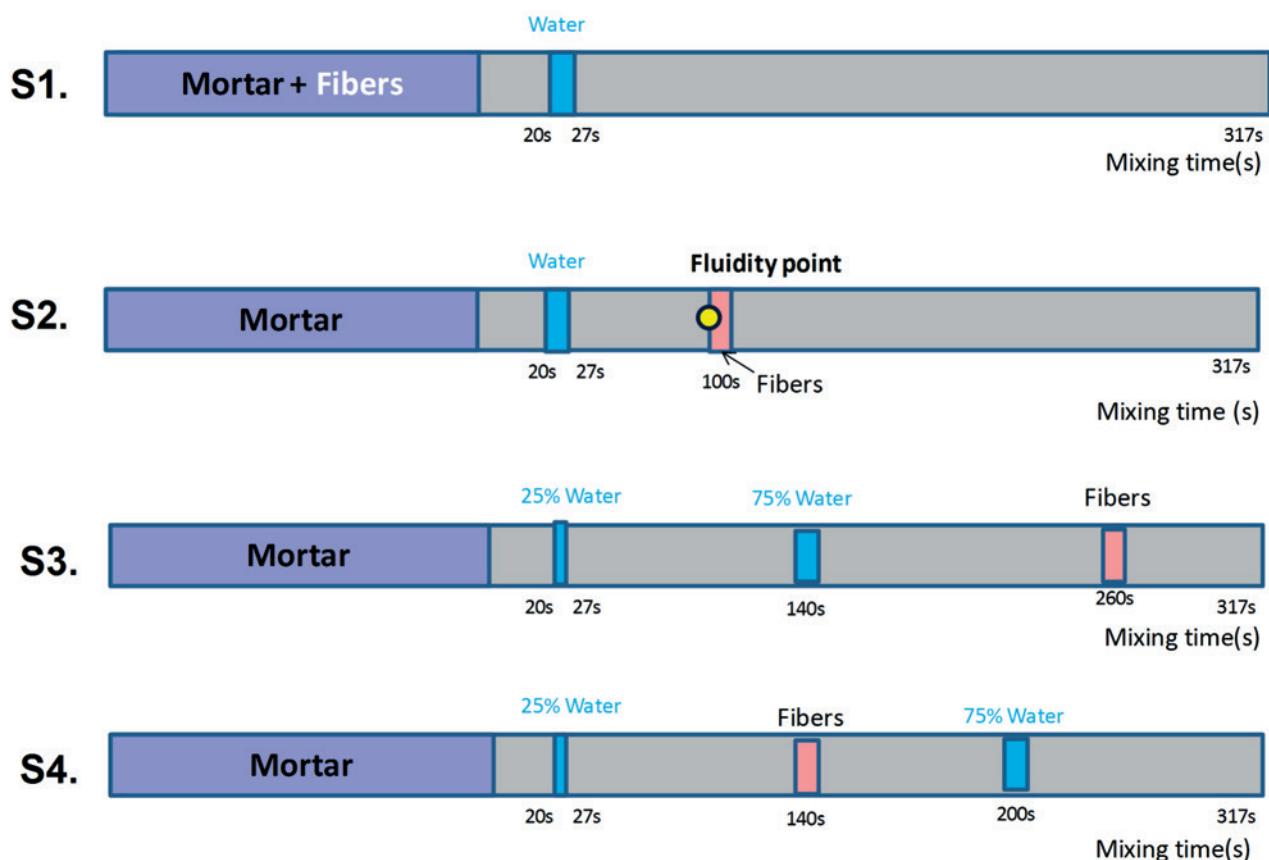


Figure 5 – a) Rotation program of the shear cycle; b) Typical shear cycle result

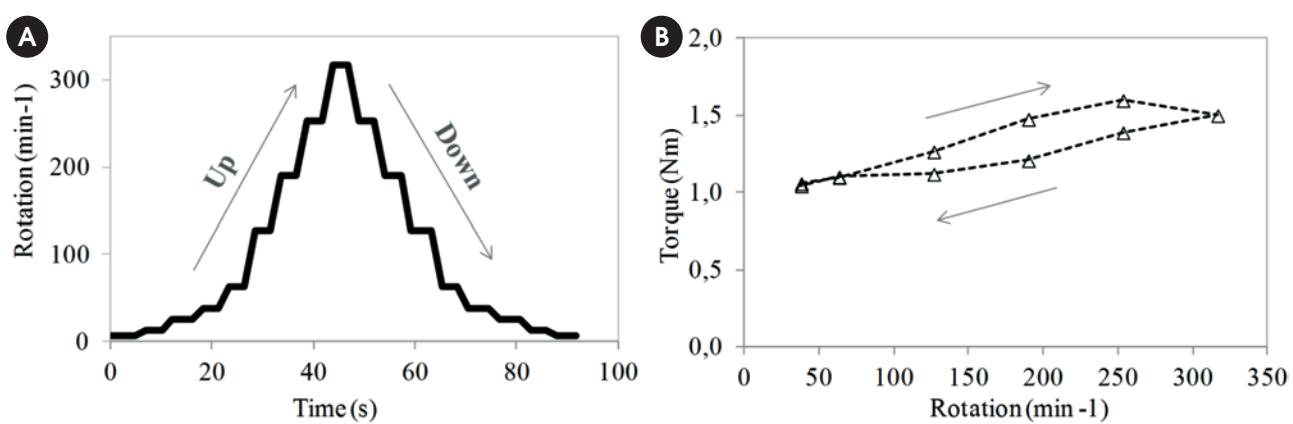


Table 2 – Air content of the mortars prepared by different mixing sequences

| 0% fiber | Air content (%) | 0,2% fibers | Air content (%) |
|----------|-----------------|-------------|-----------------|
| RS1_0% | 5.1 | RS1_0.2% | 5.6 |
| RS2_0% | 5.1 | RS2_0.2% | 5.8 |
| RS3_0% | 4.5 | RS3_0.2% | 7.8 |
| RS4_0% | 5.2 | RS4_0.2% | 6.5 |

the shear cycle, as well as, the hysteresis area (the difference between acceleration and deceleration curves) that regards the stability condition of the material, therefore, also indicating the mixing efficiency provided by the procedure applied [27].

After the rheological test, fresh density and air content of the mortars were determined by gravimetric method according to the Brazilian standard ABNT NBR 13278 (2005) [28].

3. Results and discussion

3.1 Air content

Table 2 shows the results of air content entrained in the mortars after the shearing cycle. For the reference composition (0% fiber), there is no observed influence of the mixing sequence on the entrained air. The fiber-containing mortars presented a slightly higher air content than the reference compositions, especially for sequences S3 and S4.

3.2 Mixing curves

Mixing curves for the mortars prepared by the diverse sequences are demonstrated in Figure 6. For sequences S1 and S2, Figure 6a, after water was added torque levels increased rapidly until peak, which corresponds to the point of maximum cohesion of the

mixture. Then, shear forces due to intense mixing started to overcome capillary and van de Walls forces breaking the agglomerates and distributing entrapped water throughout the system, causing a gradual decrease of torque. When torque levels tend to stabilize, it marks the point from which the material started to behave as a fluid, i.e. the fluidity point.

The torque levels of the mortars with PVA fibers mixed following S1 are considerably higher than for the reference mortar prepared by the same sequence. Due to the presence of the fibers a strong agglomerate structure is formed, because the non-linear shape of the flexible fibers creates a greater interaction between the particles [20], probably creating bigger agglomerates and mechanical bridging between agglomerates and between the fibers themselves as well. Moreover, van der Waals attractive forces added by the fibers collaborate for the formation of the agglomerates, making dispersion of the fine particles even more difficult and, consequently, increasing mixing efforts and reducing flowability [29].

The fibers were previously mixed with the dry mortar in S1 resulting in efforts greater than the ones observed for S2, in which the fibers were added only at the fluidity point. In S1, fibers participate in the formation of the agglomerates since the beginning of the process, having an adverse effect on dispersion and homogenization of particles, also on their own dispersion as well. It reasonably expected that mechanical damaged of the fibers could be more intense in the mortar prepared by S1 than in the one prepared by S2 because time and shear, that the fibers were subjected to, are considerably higher in the first than in the latter sequence. In S2, fibers were introduced when the material was already in a fluid condition, at a much lower torque when compared to S1. From this point on, fibers were most homogenized throughout the system and a moderate increase in torque occurred immediately after their addition, but it tended to decrease slightly until the end of the procedure.

In the preparation sequences S3 and S4, water was added in two steps (25% and 75%); therefore, the mixing curve profile was changed, as illustrated in Figure 6b. After the initial 25% of water addition, torque rose abruptly (as for S1 and S2) and reached a plateau ($\approx 5\text{ N.m}$) until the remaining 75% of water were introduced at 140s for S3. The amount of water corresponding to 25% of the total was not enough for this composition to turn into a fluid-like material, therefore torque levels remained high until the rest of the

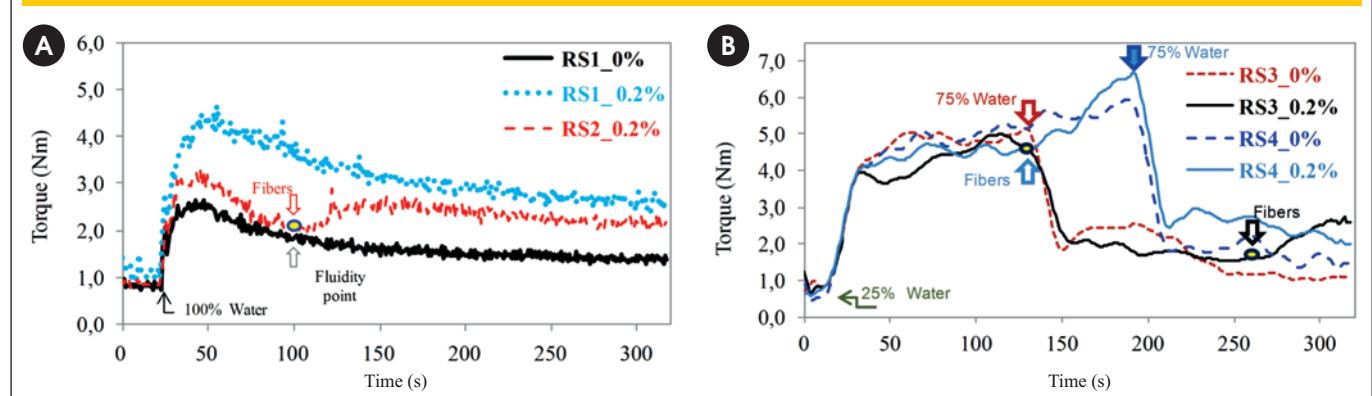
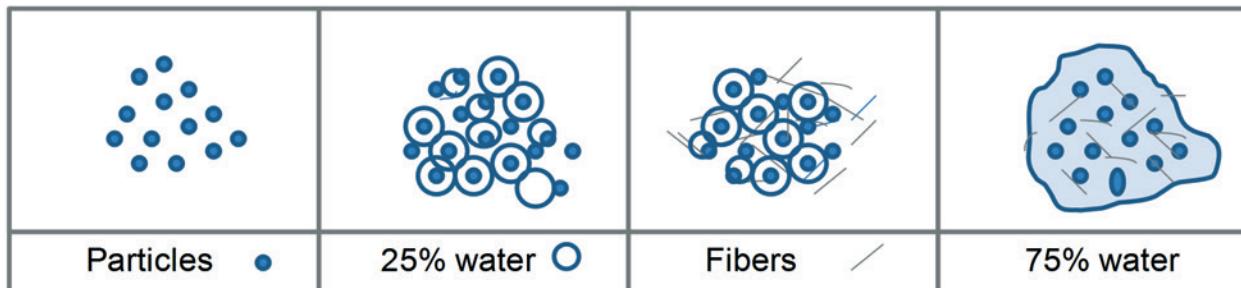
Figure 6 – Mixing curves with and without fibers. a) S1 and S2. b) S3 and S4

Figure 7 – Scheme of granules formation in the mixture with water and fibers addition according to the S4 sequence



water was added, which caused an instantaneous drop of torque. For the reference mortar, torque levels continued to reduce until the end of the mixing as dispersion and homogenization processes with all the water took place. In S3, fibers were added to the mortar only at 260s and caused the torque to increase.

The process of adding only 25% of the water in the beginning of the mixing promoted a pre-homogenization of the raw materials in a low level of liquid saturation. Torque increased until the maximum cohesion state (or capillary forces) was reached when water created capillary bridges surrounding the particles, thus forming small granules (Figure 7). During sequence S4, the fibers were introduced under this high-torque plateau situation, therefore causing the cohesion to increase even more and pushing torque to higher values. As already mentioned, owing to fibers-particles interaction, fibers are likely to create bridges between different granules, thus promoting them to grow and intensifying cohesion forces (both by mechanical bridging and by surface area increase). When the remaining 75% of water were added, the liquid saturation is reached rapidly and most of the granules are destroyed, increasing interparticle separation distance and the distance between fibers as well, making the system much more disperse and, consequently, more fluid.

The overall work associated to each mixing sequence was quantified by the area under the torque vs. time curves (integral) and results are shown in Table 3. For the reference mortar without fibers, S3 and S4 sequences displayed much larger work values than S1 because the time mixing with only 25% of water in S3 and S4 resulted in significantly high torque levels, thus increasing shear energy during the process.

In the case of the mortars with 0.2% of PVA fibers, adding the fibers at the fluidity point as in S2 reduced the work 25% compared to S1, in which the fibers were mixed with the particulate materials since the start of the process.

Adding the fibers at the fluidity point, as in S2, seems to be a more appropriate procedure, because it demands less energy (which also means that it requires an equipment with lower power capacity) and the rheological behavior of the matrix composite, which in this case is the mortar, governs directly fiber dispersion [30]. According to Table 3, S2 resulted in the lowest mixing work compared to the others sequences applied to the compositions with fibers. When comparing S2 and S4, they final torque are similar, but the work associated to the first is considerably lower (42%) than the work of the last. S3, on the other hand, did not increase the work, but final torque was higher and not yet stabilized since fiber were added at the end of the mixing procedure and did not had time to disperse properly.

Results showed that the sequence of fiber and water addition does have a significant influence on mixing behavior, which may contribute for fiber distribution and reducing the required mixing energy. Work of Zhou et al [31] demonstrated that the plastic viscosity of the mortar before fiber addition needs to be controlled in order to promote a good fiber distribution and that changes in the mixing sequence can improve the process.

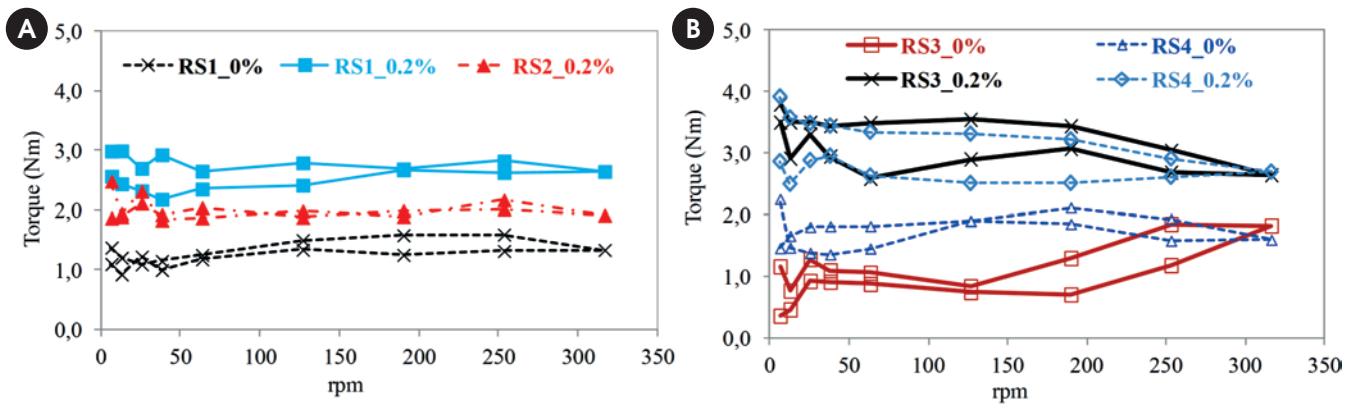
3.3 Rheological behavior

Figure 8a shows the results of the shear cycles for sequences S1 and S2. The mortar without fibers (RS1_0%) display a curve with much lower torque levels than the fiber-containing mortar mixed following sequence S1 (RS1_0.2%). Hysteresis area for RS1_0% is also lower than for RS1_0.2%. For S2, in which the fiber were added at the fluidity point, torque levels are an intermediate position between the reference composition and RS1_0.2%, which are in accordance to final mixing torques showed in Figure 6a.

For sequences S3 and S4 0% fibers, Figure 8b, torque levels of the shear cycle are lower than the mortars with fibers but slightly higher than RS1_0%, especially at high rotation speeds. The mortars with fibers prepared by S3 and S4 displayed torque levels two times greater than the reference mortars prepared by the same procedures; also, they presented the largest hysteresis areas of all curves.

Table 3 – Equivalent work of mixtures according to torque vs. time integral curve

| 0% fiber | Equivalent work (Nm.rad) | 0,2% fibers | Equivalent work (Nm.rad) |
|----------|--------------------------|-------------|--------------------------|
| RS1_0% | 6474 | RS1_0.2% | 12097 |
| RS2_0% | 6474 | RS2_0.2% | 9075 |
| RS3_0% | 11305 | RS3_0.2% | 11317 |
| RS4_0% | 14703 | RS4_0.2% | 15525 |

Figure 8 – Results of shear cycles of mortars. a) S1 and S2. b) S3 and S4

From the shear cycles of Figure 8, it can be seen that the mortars without fibers presented lower yield torque than the fiber-containing ones. Amongst the mortars with fibers, S2_0.2% had the lowest yield torque of them, which indicates a lower demand of initial stress to begin flowing, while S3_0.2% displayed the highest yield torque of them all. Ultimately, for the experimental conditions employed in this study, the sequence S2 showed the best performance regarding the mixing process of fiber-containing mortars, as well as, it promoted the mortar with the most flowable rheological behavior. Adding the fibers at the fluidity point not only reduced the overall energy required to mixing the system, but it also decreased yield torque and torque levels of the shear cycle.

4. Conclusions

In this work, four different addition sequences of water and PVA fibers were evaluated. The mixing process had a great influence on the rheological behavior of fiber-containing mortars, especially regarding the moment of fiber addition during the procedure. When the fibers were added in the beginning of the procedure – still in the dry composition – they demanded much higher mixing efforts than when they were added after an initial mixing of the particulate materials with water. The two-step water addition procedures did not improve the rheological behavior of the mortars with fibers and it even increased the overall mixing work of these systems.

The introduction of the fibers at the fluidity point – sequence S2 – reduced significantly the mixing work and improved the rheological behavior of the mortar when compared to the other mixing sequences. Therefore, this study showed that it is possible to optimize the mixing behavior of mortars containing PVA fibers by simple modifications in the addition sequence of water and fibers.

5. References

- [1] Pileggi RG, Studart AR, Pandolfelli VC, Gallo J. How mixing affects the rheology of refractory castables, Part 1. *Am Ceram Soc Bull* 2001;80:27–31.
- [2] França MS de. COMPORTAMENTO DE MISTURA DE SISTEMAS CIMENTÍCIOS MULTIFÁSICOS REATIVOS -Mixing behavior of multiphase cementitious materials. Master's Dissertation. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2012.
- [3] Cavinato M, Bresciani M, Machin M, Bellazzi G, Canu P, Santomaso A. The development of a novel formulation map for the optimization of high shear wet granulation. *Chem Eng J* 2010;164:350–8. doi:10.1016/j.cej.2010.05.006.
- [4] Domiciano VG, Salomão R, Isaac CS, Pandolfelli VC. Processing conditions and the permeability of polymeric fiber-containing refractory castables. *Cerâmica* 2003;49:251–6. doi:10.1590/S0366-69132003000400010.
- [5] Leuenberger H, Puchkov M, Krausbauer E, Betz G. Manufacturing pharmaceutical granules: Is the granulation end-point a myth? *Powder Technol* 2009;189:141–8. doi:10.1016/j.powtec.2008.04.005.
- [6] Cazacliu B, Roquet N. Concrete mixing kinetics by means of power measurement. *Cem Concr Res* 2009;39:182–94. doi:10.1016/j.cemconres.2008.12.005.
- [7] Rondet E, Denavaut M, Mandato S, Duri A, Ruiz T, Cuq B. Power consumption profile analysis during wet agglomeration process: Energy approach of wheat powder agglomeration. *Powder Technol* 2012;229:214–21. doi:10.1016/j.powtec.2012.06.035.
- [8] Cazacliu B, Legrand J. Characterization of the granular-to-fluid state process during mixing by power evolution in a planetary concrete mixer. *Chem Eng Sci* 2008;63:4617–30. doi:10.1016/j.ces.2008.06.001.
- [9] França MS de, Cardoso FA, Pileggi RG. Mixing behavior of mortars evaluated by rotational rheometry. *Ambiente Construído* 2012;12:165–74. doi:10.1590/S1678-86212012000200011.
- [10] BENTUR A, MINDESS S. Fibre Reinforced Cementitious Composites. 2nd ed. London and New York: 2007.
- [11] Noushini A, Samali B, Vessalas K. Effect of polyvinyl alcohol (PVA) fibre on dynamic and material properties of fibre reinforced concrete. *Constr Build Mater* 2013;49:374–83. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.08.035.

- [12] Liu J, Sun W, Miao C, Liu J, Li C. Assessment of fiber distribution in steel fiber mortar using image analysis. *J Wuhan Univ Technol-Mater Sci Ed* 2012;27:166–71. doi:10.1007/s11595-012-0429-z.
- [13] Bolander JE, Choi S, Duddukuri SR. Fracture of fiber-reinforced cement composites: Effects of fiber dispersion. *Int J Fract* 2008;154:73–86. doi:10.1007/s10704-008-9269-4.
- [14] Ozyurt N, Mason TO, Shah SP. Correlation of fiber dispersion, rheology and mechanical performance of FRCs. *Cem Concr Compos* 2007;29:70–9. doi:10.1016/j.cemconcomp.2006.08.006.
- [15] Campello E, Pereira MV, Darwish F. The Effect of Short Metallic and Polymeric Fiber on the Fracture Behavior of Cement Mortar. *Procedia Mater Sci* 2014;3:1914–21. doi:10.1016/j.mspro.2014.06.309.
- [16] SALVADOR RP. Análise comparativa de métodos de ensaio para caracterização do comportamento mecânico de concreto reforçado com fibras. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana). Escola Politécnica, University of São Paulo, 2012.
- [17] Ding Y, Liu S, Zhang Y, Thomas A. The investigation on the workability of fibre cocktail reinforced self-compacting high performance concrete. *Constr Build Mater* 2008;22:1462–70. doi:10.1016/j.conbuildmat.2007.03.034.
- [18] Kim B, Boyd AJ, Lee J-Y. Effect of transport properties of fiber types on steel reinforcement corrosion. *J Compos Mater* 2011;45:949–59. doi:10.1177/0021998310380286.
- [19] GRÜNEWALD S. Performance – based design of self-compacting fibre reinforced concrete. These. Delft University of Technology., 2004.
- [20] Keshtkar M, Heuzey MC, Carreau PJ. Rheological behavior of fiber-filled model suspensions: Effect of fiber flexibility. *J Rheol* 2009;53:631. doi:10.1122/1.3103546.
- [21] SILVA R da P. Argamassas com adição de fibras de polipropileno - Estudo do comportamento reológico e mecânico. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.
- [22] Akkaya Y, Shah S, Ankenman B. Effect of Fiber Dispersion on Multiple Cracking of Cement Composites. *J Eng Mech* 2001;127:311–6. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2001)127:4(311).
- [23] Kuder KG, Ozyurt N, Mu EB, Shah SP. Rheology of fiber-reinforced cementitious materials. *Cem Concr Res* 2007;37:191–9. doi:10.1016/j.cemconres.2006.10.015.
- [24] Zhou J, Qian S, Ye G, Copuroglu O, van Breugel K, Li VC. Improved fiber distribution and mechanical properties of engineered cementitious composites by adjusting the mixing sequence. *Cem Concr Compos* 2012;34:342–8. doi:10.1016/j.cemconcomp.2011.11.019.
- [25] ANTUNES R. Influência da Reologia e da Energia de Impacto na Resistência de Aderência de Revestimentos de Argamassa. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2005.
- [26] Cardoso FA. Método de Formulação de Argamassas de Revestimento Baseado em Distribuição Granulométrica e Comportamento Reológico. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2009.
- [27] França MS de, Cardoso FA, Pileggi RG. Influence of laboratory mixing procedure on the properties of mortars. *Ambiente Construído* 2013;13:111–24. doi:10.1590/S1678-86212013000200009.
- [28] Pileggi RG, Studart AR, Pandolfelli VC, Gallo J. How mixing affects the rheology of refractory castables, Part 2. *Am Ceram Soc Bull* 2001;80:38–42.
- [29] ABNT NBR 13278. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13278: argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado 2005.
- [30] Collins F, Lambert J, Duan WH. The influences of admixtures on the dispersion, workability, and strength of carbon nanotube–OPC paste mixtures. *Cem Concr Compos* 2012;34:201–7. doi:10.1016/j.cemconcomp.2011.09.013.
- [31] Li M, Li VC. Rheology, fiber dispersion, and robust properties of Engineered Cementitious Composites. *Mater Struct* 2013;46:405–20. doi:10.1617/s11527-012-9909-z.

Influence of the addition sequence of PVA-fibers and water on mixing and rheological behavior of mortars

Influência da sequência de adição de fibras e da água no comportamento de mistura e reológico de argamassas com fibras de PVA

M. S. DE FRANÇA ^a

marylinda.de.franca@lme.pcc.usp.br

F. A. CARDOSO ^a

fabio.cardoso@lme.pcc.usp.br

R. G. PILEGGI ^a

rafael.pileggi@lme.pcc.usp.br

Abstract

The mixing process of fiber-containing cementitious suspensions is a crucial factor to obtaining a good dispersion of fibers and guarantee adequate mechanical performance of the hardened products. The addition of fibers into the suspension causes reduction of the fluidity of the system due to factors inherent to the fibers, the matrix and their interaction. During mixing, these interactions make dispersion and homogenization processes more difficult due to the formation of fibers - particles agglomerates. Conventional techniques to assess workability of mortars are inadequate to evaluate the rheological behavior of fiber-reinforced systems, in which parameters like viscosity and yield stress are not completely taken into account. Therefore, this work employs rotational rheometry to evaluate the influence of fiber and water addition sequences on mixing and rheological behavior of mortars containing Polyvinyl Alcohol (PVA) fibers. Constant test parameters were: mixing time of 317s; impeller velocity 126.5 rpm; water flow 128g/s. A constant mix design was used with a water content of 16%wt, and a 0.2%vol of fibers were added to the reference composition. Four mixing sequences were studied: S1 and S2 are based on the addition of fibers at different stages of the mixing process; while in S3 and S4 not only the fibers are added at different stages, but also the water addition is performed in two steps (25% first and 75% latter). Results showed that it is possible to optimize the mixing step of fiber-containing systems by changing the moment of fiber addition into the mixture. The introduction of fibers after mixing the dry mortar with water, when it already had achieved its fluidity point, demanded a lower mixing effort and produced a more flowable material.

Keywords: mixing sequence, rheology, PVA fibers.

Resumo

O processo de mistura de suspensões cimentícias contendo fibras é uma etapa crucial para que se obtenha uma boa distribuição das fibras, garantindo os benefícios que as mesmas podem trazer ao desempenho mecânico. A introdução das fibras na suspensão tende a provocar redução na fluidez. Isso ocorre devido a uma série de fatores inerentes às fibras, à matriz e, à interação entre elas. Durante a mistura, essas interações tornam a dispersão e homogeneização mais difícil devido à formação de aglomerados de partículas e fibras. Técnicas convencionais de avaliação da trabalhabilidade são insuficientes para avaliar o comportamento reológico de sistemas reforçados com fibras porque parâmetros como viscosidade e tensão de escoamento não são considerados em sua totalidade. Assim, este trabalho propõe utilizar técnicas de reometria rotacional, para avaliar a influência da sequência de adição da fibra e da água na mistura e no comportamento reológico de argamassas. O tempo de mistura é mantido fixo em 317s, a velocidade do equipamento é 126,5rpm e a taxa de adição de água 128g/s para todas as sequências. Uma mesma composição granulométrica foi usada fixando o teor de água em 16% e o de fibra em 0,2%. Quatro sequências de mistura foram estudadas: S1 e S2 são baseadas na adição das fibras em diferentes estágios do processo de mistura, enquanto na S3 e S4, não só as fibras são adicionadas em diferentes estágios, mas também a água é adicionada em duas etapas (primeiro 25% e depois 75%). Os resultados indicaram que é possível otimizar o preparo de sistemas com fibras de PVA modificando etapas simples do processo como o momento de introduzir as fibras. Entre as sequências avaliadas conclui-se que introduzir as fibras após a homogeneização prévia dos materiais, no ponto de fluidez, tende a produzir sistemas mais fluidos e com menor esforço para mistura.

Palavras-chave: sequência de mistura, reologia, fibras de PVA.

^a LME-PCC-POLI/USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo – SP – Brasil.

Received: 01 Sep 2015 • Accepted: 23 Nov 2015 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introdução

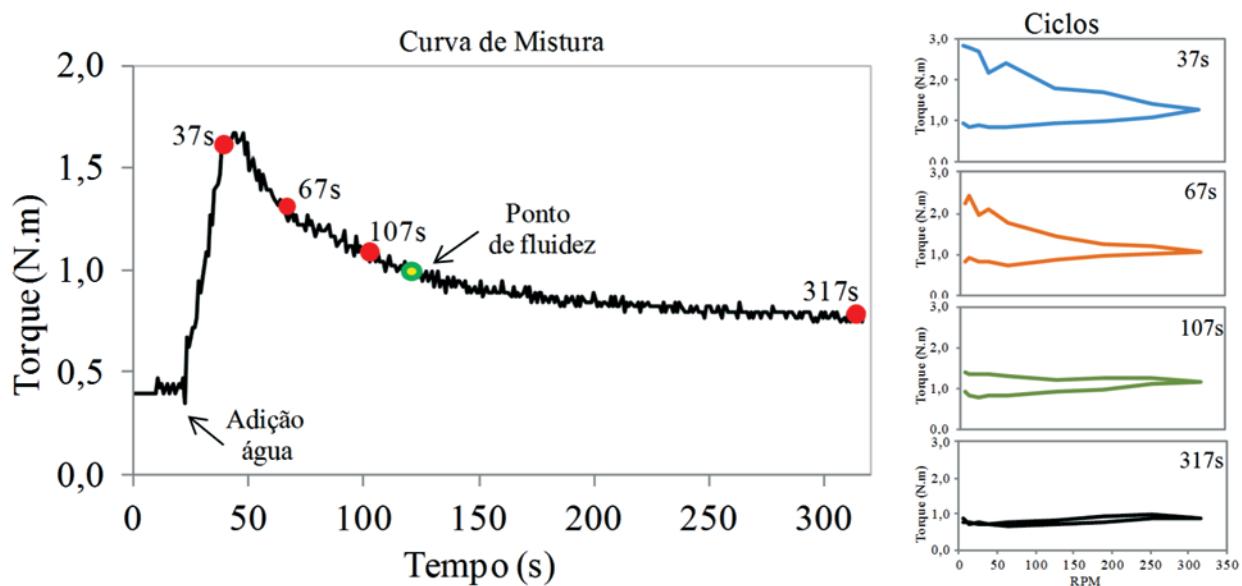
A mistura é a principal etapa de preparo de suspensões cimentícias uma vez que a adequada homogeneização e dispersão dos constituintes possibilitam que o sistema alcance todo seu potencial de desempenho no estado fresco e endurecido. O comportamento reológico do sistema, a capacidade de retenção de água, a estabilidade quanto à separação de fases são características que determinam as condições iniciais favoráveis ao desenvolvimento microestrutural adequado que terá impacto nas propriedades no estado endurecido.

Quando o líquido (água) entra em contato com as partículas sólidas ocorre a formação de aglomerados, que aumenta o esforço necessário para a mistura até que se atinja o ponto de coesão máxima, onde os esforços na mistura são mais acentuados e há competição entre as forças de formação dos aglomerados e quebra deles pelo cisalhamento da mistura. Os aglomerados são destruídos pela energia de impacto e cisalhamento fornecidos pelo equipamento de mistura, favorecendo assim a dispersão das partículas finas e agregados presentes no sistema, bem como a homogeneização destes constituintes entre si e com a água [1–6]. Os esforços que ocorrem durante o processo de mistura podem ser avaliados em reômetros capazes de monitorar os elevados níveis de torque geralmente associados ao processo de mistura de suspensões concentradas (argamassas e concretos) [1–4], ou mesmo por equipamentos equipados adequadamente para quantificar o consumo de energia [5–7], permitindo identificar o momento em que o material pode ser considerado como fluido [2,8], ou seja, o ponto de fluidez. Esse ponto pode ser avaliado na curva de mistura demonstrada na Figura 1, sendo o momento no qual os níveis de torque tendem a se estabilizar e a curva da primeira derivada tende à zero assintoticamente [2].

O monitoramento dos estágios de mistura pode ser acompanhado através de curvas que relacionam o torque com o tempo e, os ciclos de cisalhamento fornecem informações sobre o efeito da mistura no comportamento reológico, Figura 1 [9]. Em cada ponto identificado na curva de mistura, Figura 1, foi avaliado o perfil reológico pelo ciclo de cisalhamento que consiste em impor ao material, diferentes rotações, primeiro acelerando depois desacelerando. Observa-se que quanto menor o tempo de mistura maior a área entre as curvas de aceleração e desaceleração (histerese), indicando que o sistema ainda estava instável, e a mistura foi incompleta necessitando da energia adicional imposta pelos ciclos para continuar a homogeneização e dispersão dos aglomerados. Com o aumento do tempo, essa área vai diminuindo até estabilizar ou ser mínima indicando que a mistura forneceu energia suficiente para a dispersão e homogeneização das unidades móveis e o material encontra-se estável (em relação à mistura) nas condições avaliadas [9].

As fibras geralmente são incorporadas nos sistemas cimentícios com intuito de melhorar sua capacidade de reforço [10], contribuir na melhoria das propriedades dinâmicas [11,12], na resistência à fissuração por retração e resistência pós-fissuração [13] entre outros. O reforço depende das características das fibras (natureza, propriedades mecânicas, geometria), da interação delas com a matriz e, também, da dispersão das mesmas no material. Uma distribuição pobre promove pouco ou nenhum reforço, podendo até gerar defeitos em algumas regiões do compósito quando há alta concentração das mesmas [14]. Existem vários tipos de fibras usadas em matrizes cimentícias: naturais, metálicas, vítreas, poliméricas e de produtos recicláveis [15]. São classificadas em função da matéria prima com a qual são produzidas, podendo ser orgânicas ou inorgânicas e, caracterizadas geometricamente pelo comprimento, pela forma e pelo diâmetro. Podem ser classificadas

Figura 1 – Curva de mistura torque vs. tempo e perfil reológico da composição de referência obtido em diferentes tempos de mistura (adaptado (9))



ainda entre macrofibras (diâmetro superior a 0,3mm e comprimento variando entre 30 e 60 mm) e microfibras (diâmetro da ordem de 10 a 30 μm e comprimento entre 3 e 18mm) [16]. Em geral as microfibras são usadas para reduzir fissuras por retração e as macrofibras para objetivos estruturais [17]. Microfibras em comparação com as macrofibras tem uma vantagem no processo de fissuração porque uma maior pressão expansiva pra iniciar ou propagar a fissura é requerida devido ao seu pequeno diâmetro [18]. A introdução de fibras em matrizes cimentícias tende a provocar uma perda ou redução na fluidez do sistema. Essa perda de fluidez é associada a uma série de fatores: tipo, teor, fator de forma, distribuição, orientação, geometria, tratamento superficial e as interações fibra – fibra, fibra – parede do recipiente de mistura, fibra – matriz. Todos esses fatores tornam o comportamento reológico de suspensões com fibras bastante complexo [19,20]. Durante a mistura, essas interações relacionadas às fibras tornam o processo de dispersão e homogeneização mais difícil devido à formação de aglomerados de fibras e partículas-fibras. Na tentativa de minimizar essas perturbações da interação fibra partícula e ter uma mistura mais eficiente que consiga dispersar e homogeneizar as unidades móveis do sistema, alguns autores sugerem seus métodos e sequências de mistura para a produção do compósito. Em argamassas com fibras de polipropileno – PP – observou-se que a ordem de introdução dos materiais e o tempo de mistura são parâmetros importantes na homogeneidade da argamassa obtida [21]. Outros autores [22], indicaram a mistura das fibras com o líquido previamente à introdução dos demais materiais e concluíram que a dispersão das fibras afeta a tenacidade do compósito. Avaliou-se também a adição das fibras com os materiais secos no início da mistura e esse procedimento promoveu uma melhor dispersão da areia e das fibras [23]. Para concretos refratários com fibras de PP, os autores investigaram duas formas de processamento: (i) adição das fibras no material seco e (ii) adição após a mistura do concreto [4]. O estudo [4] concluiu que o método de adição das fibras gera diferentes níveis de cisalhamento e níveis distintos de dano à fibra. O dano é menor para fibras mais curtas e quando são adicionadas após homogeneização prévia do concreto [4]. Outra investigação também mostrou melhor resultado quando as fibras foram misturadas no estágio final do processamento, após a mistura prévia de todos os materiais com a água [18]. Compósitos cimentícios reforçados com fibras de PVA obtidos por esse método de mistura apresentaram uma distribuição mais homogênea das fibras no sistema e consequentemente melhorou as propriedades mecânicas além de ter diminuído a retração por secagem [24].

Tabela 1 – Características das matérias-primas e teor na composição

| Constituintes | Área superficial BET (m^2/g) | Densidade (g/cm^3) | Volume (%) |
|---------------|--|--------------------------------------|------------|
| Fíbera | 1,23 | 2,76 | 12,30 |
| Cimento | 1,43 | 3,10 | 14,50 |
| Cal CHIII | 6,15 | 2,49 | 4,50 |
| Areia | 0,27 | 2,79 | 68,70 |

Figura 2 – Fibras de PVA. Foto: Mário Takeashi



Os diferentes procedimentos de mistura são investigados/adotados na busca de uma melhor homogeneização e dispersão das fibras com o menor dano possível das mesmas, para que as fibras desempenhem sua função adequadamente e as propriedades desejadas do compósito sejam alcançadas. Nesse contexto, o trabalho tem por objetivo utilizar técnicas de reômetro rotacional para avaliar a influência de diferentes sequências de mistura no comportamento de mistura e reológico de argamassas reforçadas por fibras de PVA. São propostas quatro sequências de preparo de mistura: (S1, S2) propõem a introdução das fibras em diferentes momentos da mistura; e (S3 e S4) não apenas as fibras são adicionadas em diferentes estágios, mas também a água é adicionada em duas etapas (primeiro 25% e depois 75%).

2. Experimental

2.1 Materiais

A formulação – R – estudada é composta das seguintes matérias-primas, com proporção em volume: cimento Portland CII F (14,50%), cal CH-III (4,5%), fíbera calcária (12,3%) e areia de pedra britada (68,7%). As composições foram preparadas em laboratório com dosagem em volume e proporção dos constituintes na Tabela 1. A relação água/materiais sólidos foi mantida fixa e igual a 0,16 para todas as misturas.

Foram utilizadas fibras de PVA de 6mm de comprimento, diâmetro de 16 μm e densidade de 1,3 g/cm^3 , Figura 2. O teor de fibras em volume com relação à composição foi igual a 0,2% e comparou-se com o teor de referência 0%. As fibras foram dispersas manualmente e com auxílio de injeção de ar comprimido, colocando as fibras em um saco plástico, antes de serem incorporadas ao sistema.

2.2 Equipamento

O reômetro rotacional tipo planetário (Figura 3) desenvolvido na Poli-USP é utilizado nos testes. O equipamento é capaz de obter

medidas reológicas de materiais pré misturados e principalmente realizar e monitorar o comportamento de mistura devido a sua alta capacidade de torque e por possuir geometria apropriada para avaliar a mistura.

Os testes são executados com velocidade controlada enquanto o sinal elétrico do motor é medido, e então, usando uma constante de calibração, é convertido em valores de torque. A geometria de mistura possui seis lâminas em configuração espiral distando 1mm das paredes e da parte inferior do recipiente de mistura.

2.3 Sequências de mistura

São propostas quatro sequências de mistura. As sequências de mistura S1 e S2, focam na introdução das fibras em diferentes momentos durante o processo. Na S1 as fibras são adicionadas no início junto ao material seco e na S2 as fibras são adicionadas no ponto de fluidez, após mistura prévia dos materiais. Nas sequências S3 e S4, não apenas as fibras são adicionadas em diferentes estágios, mas também o líquido é adicionado de forma fracionada em duas etapas. As sequências S3 e S4 foram baseadas em estudos prévios [1,25–27] que apontam o método de adicionar a água fracionada como eficiente na homogeneização do sistema. As sequências de mistura seguem descritas abaixo e na Figura 4.

Sequência 1 – S1: As fibras de PVA são dispersas manualmente e com auxílio de ar comprimido em seguida são adicionadas e homogeneizadas no material seco (4kg), dentro do saco plástico, antes do material ser colocado na cuba do reômetro para a caracterização no estado fresco. Os primeiros 20s de mistura, no reômetro, são destinados à homogeneização do material seco, até que toda água seja adicionada numa taxa de 128 g/s. A mistura continua numa velocidade de 126,5rpm até completar 317s.

Sequência 2 – S2: Procedimento semelhante à sequência S1, mas a argamassa é misturada sem as fibras, que são adicionadas manualmente por 10s no ponto de fluidez (100s). Este ponto foi determinado analisando a curva de mistura da sequência S1 com a mesma metodologia usada por França [2].

Sequência 3 – S3: O material seco é introduzido na cuba do reômetro. Após 20s de homogeneização da mistura seca, adiciona-se 25% da água numa taxa de 128 g/s, misturando 120s com esse teor. Então, adiciona-se a outra parte da água 75% na mesma taxa e a mistura continua por mais 120s. As fibras são colocadas no sistema, manualmente em 10s, nos 60s finais de mistura.

Sequência 4 – S4: Coloca-se o material seco na cuba. Após 20s da mistura seca, adiciona-se 25% da água na taxa de 128 g/s e mistura por 120s. Então as fibras são introduzidas manualmente no sistema em 10s e a mistura continua. Em 200s, o restante da água 75% é adicionado na mesma taxa de adição e a mistura continua até 317s.

2.4 Monitoramento da mistura

Amostras de 4kg da composição foram preparadas para esse estudo. Os sistemas foram misturados no reômetro rotacional planetário, Figura 3, mantendo a velocidade de mistura constante de 126,5rpm por um tempo de 317s e a água adicionada numa taxa de 128g/s. A variação do torque requerido para manter a geometria de mistura numa velocidade constante foi monitorada durante o processo, desde a mistura do material seco até o fim de cada procedimento (descrito no item 2.3), resultando em curva de mistura exemplificada na Figura 1. O esforço durante a mistura ou o trabalho equivalente é quantificado pela integral da curva torque vs. tempo.

**Figura 3 – a) Reômetro rotacional tipo planetário e seus itens 1. Dispositivo rotacional; 2. Base; 3. Elevador; 4. Recipiente de mistura; 5. Geometria de mistura com 6 haletas dispostas em espiral.
b) Detalhe da geometria de ensaio com as especificações das dimensões das aletas e da cuba. Foto: Mário Takeashi**

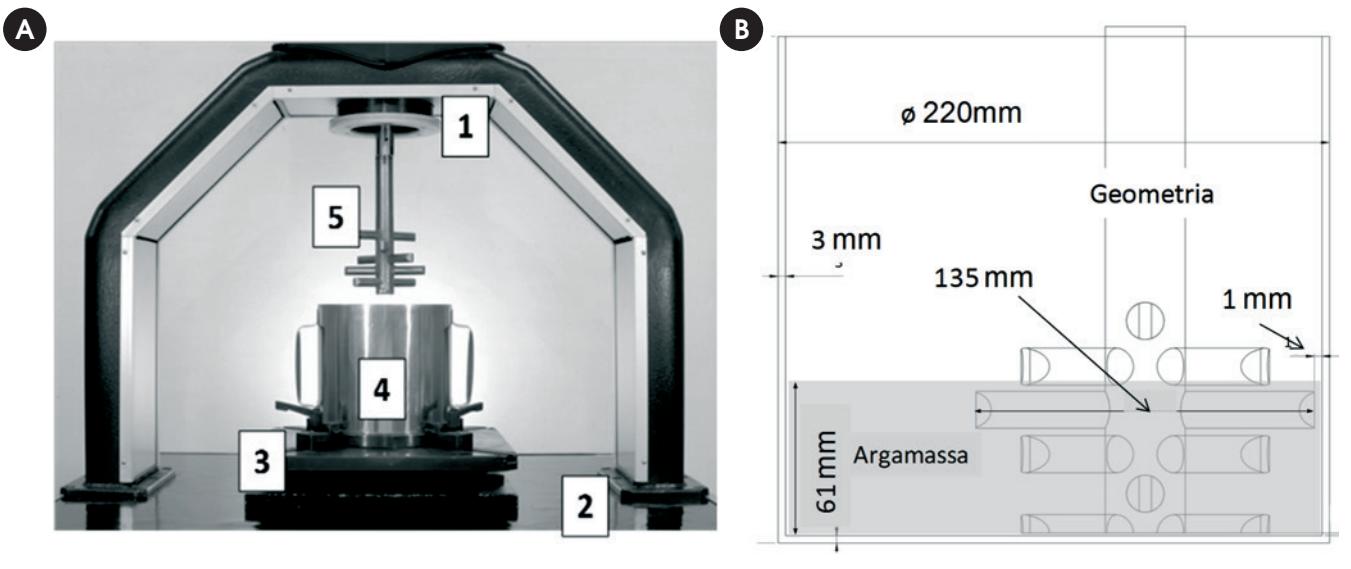


Figura 4 – Quadro resumo das sequências de mistura

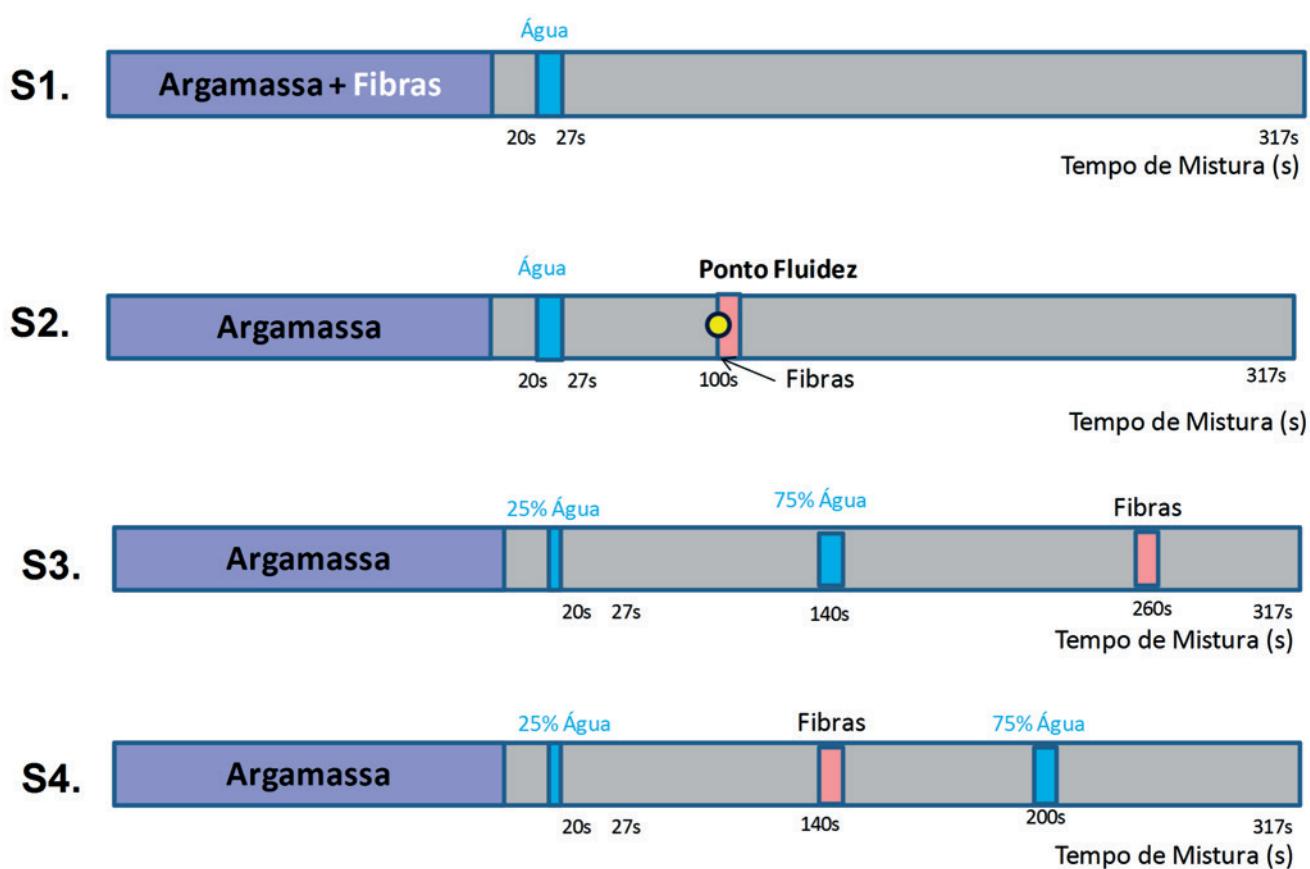
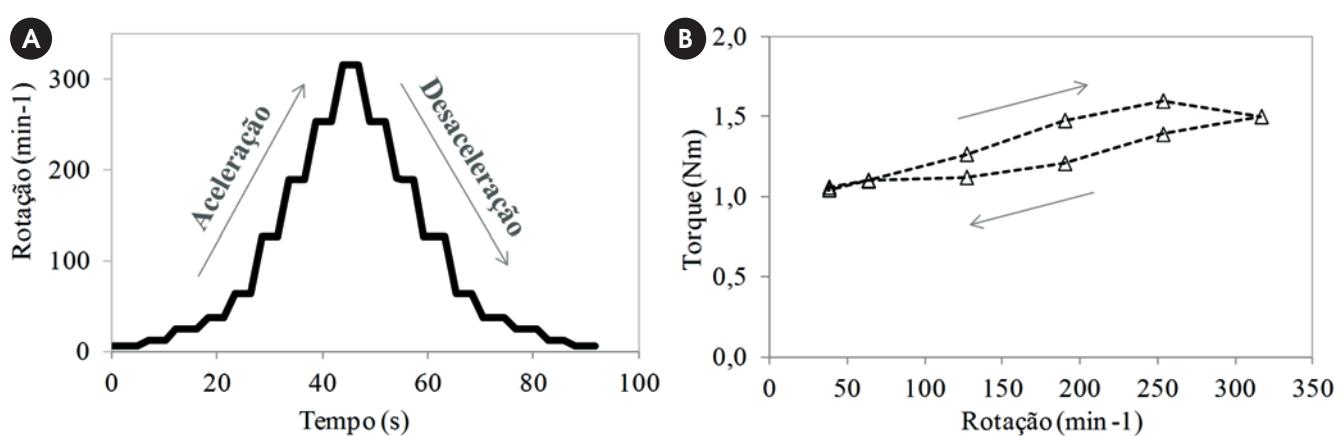
Figura 5 – a) Programa de rotações do teste de ciclo de cisalhamento;
b) Curva exemplo obtida a partir da média dos valores de torque em cada patamar

Tabela 2 – Teor de ar das argamassas preparadas por diferentes sequências de mistura

| 0% fibra | Teor de ar (%) | 0,2% fibra | Teor de ar (%) |
|----------|----------------|------------|----------------|
| RS1_0% | 5,1 | RS1_0.2% | 5,6 |
| RS2_0% | 5,1 | RS2_0.2% | 5,8 |
| RS3_0% | 4,5 | RS3_0.2% | 7,8 |
| RS4_0% | 5,2 | RS4_0.2% | 6,5 |

2,5 Caracterização reológica

Os ciclos de cisalhamento são realizados imediatamente após a mistura no mesmo equipamento. O procedimento referente aos ciclos de cisalhamento consiste em impor ao material diferentes velocidades de rotação (6,3; 12,7; 25,3; 38; 63,3; 126,5; 190, 253; e 316 rpm) em patamares de 5 segundos, primeiro acelerando e depois desacelerando Figura 5a. Foi utilizada a média dos valores de torque de cada patamar para a confecção das curvas de torque vs. rotação Figura 5b, consideradas na análise. O comportamento reológico é obtido do ciclo de cisalhamento, assim como, a área de histerese (diferença entre as curvas de aceleração e desaceleração) que são indicativos da condição de estabilidade do material e também da eficiência de mistura de acordo com o procedimento aplicado [27].

Após a caracterização reológica o teor de ar incorporado no estudo fresco é avaliado pelo método gravimétrico segundo a norma ABNT NBR 13278 (2005) [28].

3. Resultados e discussões

3.1 Teor de ar incorporado

A Tabela 2 mostra os resultados de teor de ar nas argamassas depois dos ciclos de cisalhamento. Para a composição de referência

(0% fibra), não é observado influência da sequência de mistura no teor de ar. As argamassas contendo fibras apresentam valor pouco maior de teor de ar que as composições de referência, especialmente para as sequências S3 e S4.

3.2 Curvas de mistura

A Figura 6 apresenta as curvas de mistura das sequências avaliadas. Para as sequências S1 e S2, Figura 6a, com a introdução da água, após 20s de mistura do material seco, ocorre aumento dos níveis de torque até que este atinge o máximo. Correspondendo ao ponto de coesão máxima da mistura. Então os níveis de torque começam a diminuir. O sistema se torna como um fluido e, o nível de torque estabiliza ou tende a se estabilizar assintoticamente.

No caso das argamassas com fibras de PVA, uma forte estrutura tende a ser formada, devido ao formato não linear das fibras que são flexíveis, resultando numa maior interação entre as partículas [20]. O que causa elevação nos níveis de torque comparado ao sistema sem fibras. Outra questão é que forças atrativas de van der Waals entre as fibras criam aglomerados difíceis de dispersar na matriz cimentícia reduzindo a fluidez da mistura [29]. Além do intertravamento mecânico (entrelaçamento) entre elas.

Na sequência S1, as fibras são misturadas no material seco e os esforços para a mistura são mais elevados que em S2. As fibras participam da formação dos aglomerados desde o início da mistura, dificultando a quebra desses e a homogeneização delas no sistema. O dano causado na fibra também pode ser maior na sequência S1, devido ao maior tempo de exposição das fibras ao cisalhamento da mistura, comparado a sequência S2, em que as fibras são adicionadas no ponto de fluidez.

Na sequência S2, toda água entra no sistema em uma única etapa espalhando-se, saturando o material e atingindo o ponto de coesão em poucos segundos após introdução da água, gerando esforços bem menores na mistura. E, as fibras são adicionadas quando o material está na condição de um fluido. A partir desse ponto as fibras são apenas homogeneizadas na mistura sem gerar grandes esforços, mantendo o nível de torque praticamente constante.

Nas sequências de mistura S3 e S4 além da introdução das fibras como etapa do processo, a água é fracionada em duas partes

Figura 6 – Curvas de mistura para as sequências avaliadas. Sem fibras 0% e com adição de fibras de PVA 0,2%. a) Sequências S1 e S2. b) Sequências S3 e S4

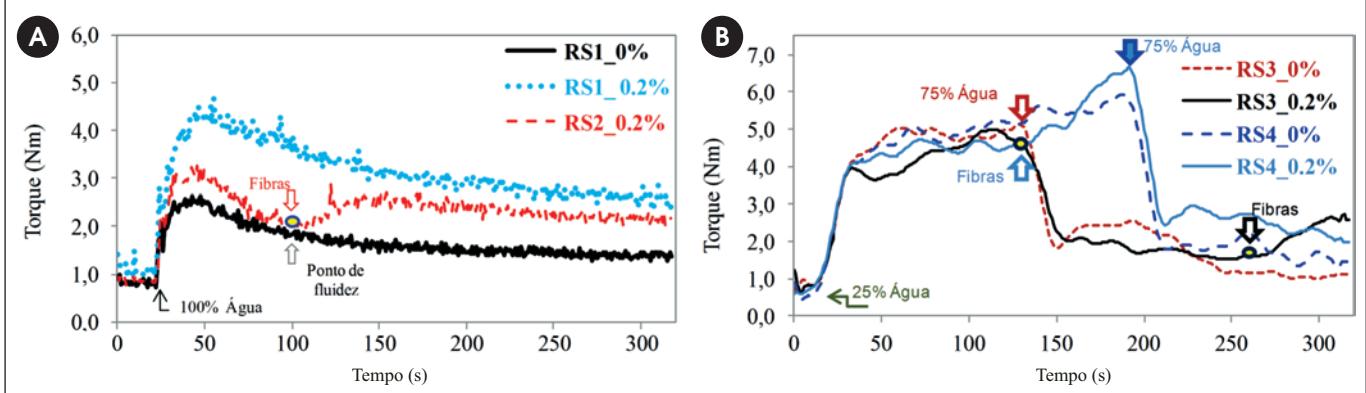
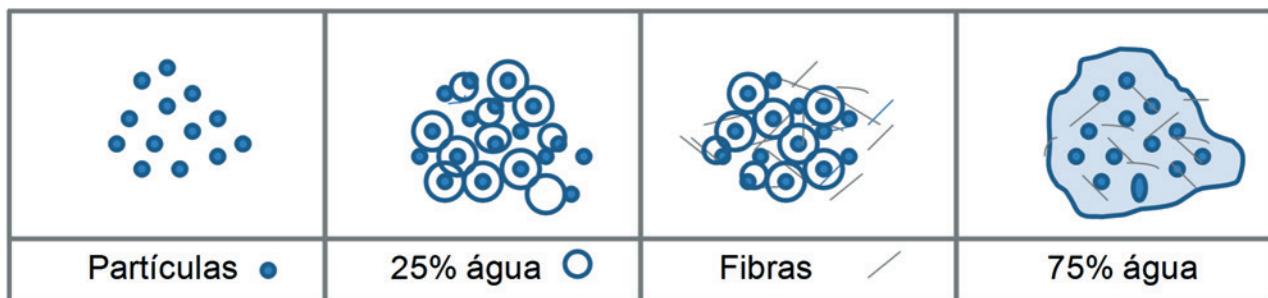


Figura 7 – Esquema de formação dos grânulos na mistura com adição da água e das fibras conforme a sequência S4



(25% e 75%) e, por conseguinte, adicionada em momentos distintos, mudando o perfil típico da curva, Figura 6b. Com a introdução de 25% da quantidade de água observa-se o aumento dos níveis de torque e subsequente permanência no platô durante os 120s de mistura com esse teor de água para sequência S3, Figura 6b. Os esforços na mistura são mais acentuados nesse estágio até que seja adicionada a parte restante da água, diminuindo drasticamente esses níveis de torque. Por fim, as fibras são adicionadas, aumentando o torque nos 60s finais de mistura.

Na sequência S4, Figura 6b, os níveis de torque aumentam com a adição da primeira parte da água mantendo o perfil semelhante ao que ocorre na sequência S3. As fibras são adicionadas no momento do platô, após 140s de mistura, o que eleva ainda mais o torque na mistura até o ponto em que toda água é adicionada no sistema, 60s após a adição das fibras, reduzindo os níveis de torque.

O torque final da mistura dos sistemas com fibras é maior tanto na sequência S4 quanto na S3. Observa-se que adicionar as fibras nos 60s finais de mistura, sequência S3, provoca um incremento considerável dos níveis de torque, sugerindo que um tempo maior de mistura com as fibras seria necessário para uma homogeneização mais efetiva delas no sistema.

O processo de adicionar 25% da água promove uma pré-homogeneização dos materiais em um baixo nível de saturação. Elevando o torque até o máximo estado de coesão na mistura ou estado de capilaridade, onde a água cria pontes capilares envolvendo as partículas, formando pequenos grânulos Figura 7. Na sequência S4 as fibras são adicionadas aumentando o nível de coesão na mistura. Na interação fibra partícula, possivelmente, as fibras farão pontes entre os grânulos (partícula + água) aumentando o tamanho deles, pelo aumento da área superficial do conjunto, o que pode justificar os maiores níveis de torque. Quando toda água é adicionada numa quantidade três vezes maior que a inicial, o nível de saturação do sistema aumenta rapidamente desfazendo os grânulos, ou a maioria deles, afastando as partículas e fibras, tornando o sistema mais disperso.

Assim como em S2, na sequência S3 as fibras também são adicionadas quando o material está fluido e toda água presente no sistema, porém como isso ocorre nos 60 segundos finais de mistura, só é possível observar a elevação do torque, talvez seja necessário um tempo adicional para garantir que a mistura estabilizou a um nível de torque constante. Nessa análise os resultados dos ciclos

de cisalhamento podem fornecer um indicativo desse estado final de mistura, como será abordado no decorrer do trabalho.

O esforço para a mistura obtido pela integral da curva torque vs. tempo é apresentado na Tabela 3. As sequências S3 e S4 são responsáveis por maior esforço na mistura nos sistemas sem fibras, pelo fato de a mistura com o teor de água fracionada provocar um alto cisalhamento no sistema durante o período sem toda água, assim elevando os níveis de torque.

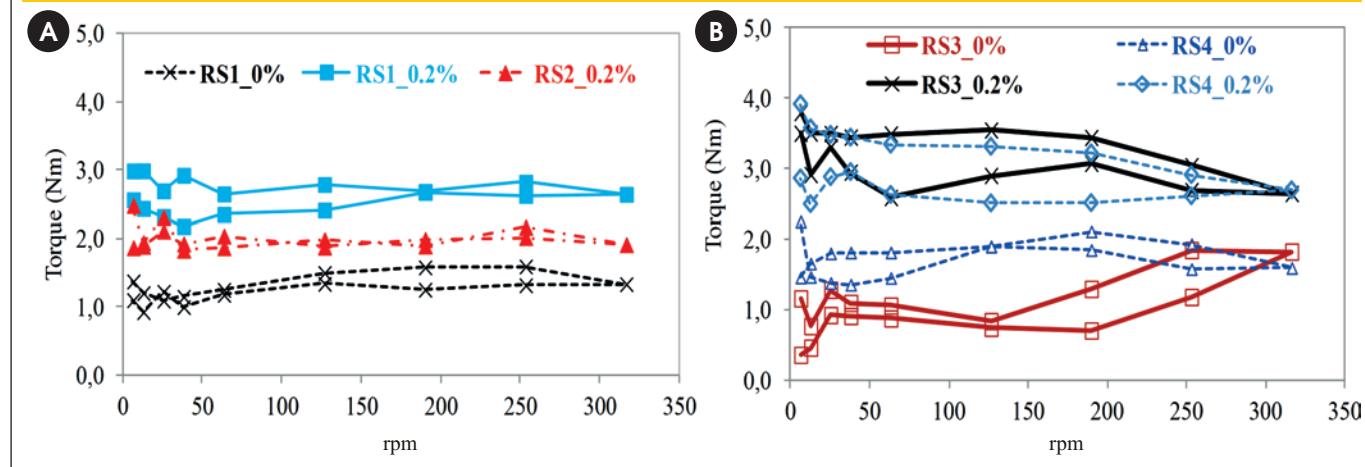
Adicionar as fibras na composição seca antes de colocar água, sequência S1, produz um esforço para mistura menor que a sequência S4, porém não tão eficiente quanto colocar as fibras no ponto de fluidez, sequência S2. Colocar as fibras no sistema após atingir o ponto de fluidez, ou seja, no momento em que o sistema é considerado um fluido, demonstrou ser o processo de mistura mais adequado. Uma vez que a reologia da matriz do compósito, neste caso a argamassa, governa diretamente a dispersão da fibra [30], o esforço para a mistura correspondente à sequência S2 é o menor entre as sequências avaliadas, Tabela 3.

Como observado na Figura 6, mudanças na sequência de adição dos materiais influenciam no comportamento de mistura o que pode indicar uma melhor distribuição das fibras na argamassa. Isso corrobora com os estudos de Zhou et al [24] no qual concluíram que a viscosidade plástica da argamassa antes da adição das fibras necessita ser controlada para obter uma boa distribuição das fibras, e que ajustes na sequência de mistura melhoraram essa distribuição.

Tabela 3 – Trabalho equivalente das misturas considerando a integral da curva torque vs. tempo

| 0% fibra | Trabalho equivalente (Nm.rad) | 0,2% fibra | Trabalho equivalente (Nm.rad) |
|----------|-------------------------------|------------|-------------------------------|
| RS1_0% | 6474 | RS1_0.2% | 12097 |
| RS2_0% | 6474 | RS2_0.2% | 9075 |
| RS3_0% | 11305 | RS3_0.2% | 11317 |
| RS4_0% | 14703 | RS4_0.2% | 15525 |

Figura 8 – Resultados de ciclos de cisalhamento. a) Sequências S1 e S2. b) Sequências S3 e S4



3.3 Comportamento reológico

A Figura 8a mostra os resultados de ciclo de cisalhamento para as sequências S1 e S2. No sistema sem fibras (RS1_0%) a curva está situada em um nível de torque mais baixo e sua área de histerese é mínima enquanto que para o sistema com fibras RS1_0,2%, onde as fibras são adicionadas no início com o material seco, o ciclo está em um nível de torque maior e com área de histerese também maior. Esses resultados estão de acordo com o torque final da curva de mistura Figura 6. Na sequência S2, as fibras são introduzidas no ponto de fluidez e da mesma forma como ocorreu na mistura o ciclo está em um nível de torque intermediário, pouco acima do sistema sem fibras. Esse resultado confirma a hipótese que adicionar as fibras no ponto de fluidez, S2, é mais adequado que colocá-las no início da mistura, para as condições estudadas.

Para as sequências S3 e S4 0%, Figura 8b, o nível de torque das curvas é menor e semelhante ao verificado em RS1_0%, apenas S4 está situada um pouco acima do nível de torque de S1, mas seguindo o comportamento verificado nas curvas de mistura. Nos sistemas com fibras os ciclos tem uma histerese maior e estão em nível de torque maior que nas sequências S1 e S2.

A partir dos resultados dos ciclos da Figura 8 observou-se que os sistemas sem fibras apresentam menor torque de escoamento. Entre aqueles com fibras, S2_0,2% apresentou menor torque de escoamento indicando maior capacidade de fluir quando solicitado e S3_0,2% maior valor. Esses resultados ratificam o que foi encontrado anteriormente nas curvas de mistura e na análise do trabalho equivalente da mistura.

Por fim, numa análise geral das sequências de mistura avaliadas, S2 demonstrou ser a mais apropriada. Uma vez que reduziu o esforço na mistura assim como o torque de escoamento, indicando que para as condições deste estudo introduzir as fibras no ponto de fluidez é o procedimento mais adequado.

4. Conclusões

Nesse trabalho, quatro diferentes sequências de adição de água

e fibras de PVA foram avaliadas. O preparo da mistura exerce forte influência no comportamento reológico das suspensões cimentícias reforçadas por fibras. Principalmente com respeito ao momento de introdução das fibras no sistema. Quando as fibras foram adicionadas no início do processo – ainda na composição seca – elas demandaram um esforço de mistura muito maior do que quando elas foram adicionadas depois da mistura inicial do material particulado com a água. O procedimento de introduzir a água de forma fracionada não melhorou o comportamento reológico das argamassas com fibras e gerou um esforço adicional na mistura elevando o trabalho equivalente.

A introdução das fibras no ponto de fluidez – sequência S2 – reduziu significativamente o esforço de mistura e melhorou o comportamento reológico da argamassa quando comparado com as outras sequências de mistura. Assim, esse estudo mostrou que é possível otimizar o preparo de sistemas com fibras de PVA modificando etapas simples do processo como o momento de introduzir a água e as fibras.

5. Referências bibliográficas

- [1] Pileggi RG, Studart AR, Pandolfelli VC, Gallo J. How mixing affects the rheology of refractory castables, Part 1. *Am Ceram Soc Bull* 2001;80:27–31.
- [2] França MS de. COMPORTAMENTO DE MISTURA DE SISTEMAS CIMENTÍCIOS MULTIFÁSICOS REATIVOS -Mixing behavior of multiphase cementitious materials. Master's Dissertation. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2012.
- [3] Cavinato M, Bresciani M, Machin M, Bellazzi G, Canu P, Santomaso A. The development of a novel formulation map for the optimization of high shear wet granulation. *Chem Eng J* 2010;164:350–8. doi:10.1016/j.cej.2010.05.006.
- [4] Domiciano VG, Salomão R, Isaac CS, Pandolfelli VC. Processing conditions and the permeability of polymeric fiber-containing refractory castables. *Cerâmica* 2003;49:251–6.

- [5] doi:10.1590/S0366-69132003000400010.
 [5] Leuenberger H, Puchkov M, Krausbauer E, Betz G. Manufacturing pharmaceutical granules: Is the granulation end-point a myth? *Powder Technol* 2009;189:141–8. doi:10.1016/j.powtec.2008.04.005.
- [6] Cazacliu B, Roquet N. Concrete mixing kinetics by means of power measurement. *Cem Concr Res* 2009;39:182–94. doi:10.1016/j.cemconres.2008.12.005.
- [7] Rondet E, Denavaut M, Mandato S, Duri A, Ruiz T, Cuq B. Power consumption profile analysis during wet agglomeration process: Energy approach of wheat powder agglomeration. *Powder Technol* 2012;229:214–21. doi:10.1016/j.powtec.2012.06.035.
- [8] Cazacliu B, Legrand J. Characterization of the granular-to-fluid state process during mixing by power evolution in a planetary concrete mixer. *Chem Eng Sci* 2008;63:4617–30. doi:10.1016/j.ces.2008.06.001.
- [9] França MS de, Cardoso FA, Pileggi RG. Mixing behavior of mortars evaluated by rotational rheometry. *Ambiente Construído* 2012;12:165–74. doi:10.1590/S1678-86212012000200011.
- [10] BENTUR A, MINDESS S. Fibre Reinforced Cementitious Composites. 2nd ed. Londond and New York: 2007.
- [11] Noushini A, Samali B, Vessalas K. Effect of polyvinyl alcohol (PVA) fibre on dynamic and material properties of fibre reinforced concrete. *Constr Build Mater* 2013;49:374–83. doi:10.1016/j.conbuildmat.2013.08.035.
- [12] Liu J, Sun W, Miao C, Liu J, Li C. Assessment of fiber distribution in steel fiber mortar using image analysis. *J Wuhan Univ Technol-Mater Sci Ed* 2012;27:166–71. doi:10.1007/s11595-012-0429-z.
- [13] Bolander JE, Choi S, Duddukuri SR. Fracture of fiber-reinforced cement composites: Effects of fiber dispersion. *Int J Fract* 2008;154:73–86. doi:10.1007/s10704-008-9269-4.
- [14] Ozyurt N, Mason TO, Shah SP. Correlation of fiber dispersion, rheology and mechanical performance of FRCs. *Cem Concr Compos* 2007;29:70–9. doi:10.1016/j.cemconcomp.2006.08.006.
- [15] Campello E, Pereira MV, Darwish F. The Effect of Short Metallic and Polymeric Fiber on the Fracture Behavior of Cement Mortar. *Procedia Mater Sci* 2014;3:1914–21. doi:10.1016/j.mspro.2014.06.309.
- [16] SALVADOR RP. Análise comparativa de métodos de ensaio para caracterização do comportamento mecânico de concreto reforçado com fibras. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana). Escola Politécnica, University of São Paulo, 2012.
- [17] Ding Y, Liu S, Zhang Y, Thomas A. The investigation on the workability of fibre cocktail reinforced self-compacting high performance concrete. *Constr Build Mater* 2008;22:1462–70. doi:10.1016/j.conbuildmat.2007.03.034.
- [18] Kim B, Boyd AJ, Lee J-Y. Effect of transport properties of fiber types on steel reinforcement corrosion. *J Compos Mater* 2011;45:949–59. doi:10.1177/0021998310380286.
- [19] GRÜNEWALD S. Performance – based design of self-compacting fibre reinforced concrete. These. Delft University of Technology., 2004.
- [20] Keshtkar M, Heuzey MC, Carreau PJ. Rheological behavior of fiber-filled model suspensions: Effect of fiber flexibility. *J Rheol* 2009;53:631. doi:10.1122/1.3103546.
- [21] SILVA R da P. Argamassas com adição de fibras de polipropileno - Estudo do comportamento reológico e mecânico. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil e Urbana). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.
- [22] Akkaya Y, Shah S, Ankenman B. Effect of Fiber Dispersion on Multiple Cracking of Cement Composites. *J Eng Mech* 2001;127:311–6. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(2001)127:4(311).
- [23] Kuder KG, Ozyurt N, Mu EB, Shah SP. Rheology of fiber-reinforced cementitious materials. *Cem Concr Res* 2007;37:191–9. doi:10.1016/j.cemconres.2006.10.015.
- [24] Zhou J, Qian S, Ye G, Copuroglu O, van Breugel K, Li VC. Improved fiber distribution and mechanical properties of engineered cementitious composites by adjusting the mixing sequence. *Cem Concr Compos* 2012;34:342–8. doi:10.1016/j.cemconcomp.2011.11.019.
- [25] ANTUNES R. Influência da Reologia e da Energia de Impacto na Resistência de Aderência de Revestimentos de Argamassa. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2005.
- [26] Cardoso FA. Método de Formulação de Argamassas de Revestimento Baseado em Distribuição Granulométrica e Comportamento Reológico. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2009.
- [27] França MS de, Cardoso FA, Pileggi RG. Influence of laboratory mixing procedure on the properties of mortars. *Ambiente Construído* 2013;13:111–24. doi:10.1590/S1678-86212013000200009.
- [28] Pileggi RG, Studart AR, Pandolfelli VC, Gallo J. How mixing affects the rheology of refractory castables, Part 2. *Am Ceram Soc Bull* 2001;80:38–42.
- [29] ABNT NBR 13278. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13278: argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da densidade de massa e do teor de ar incorporado 2005.
- [30] Collins F, Lambert J, Duan WH. The influences of admixtures on the dispersion, workability, and strength of carbon nanotube–OPC paste mixtures. *Cem Concr Compos* 2012;34:201–7. doi:10.1016/j.cemconcomp.2011.09.013.
- [31] Li M, Li VC. Rheology, fiber dispersion, and robust properties of Engineered Cementitious Composites. *Mater Struct* 2013;46:405–20. doi:10.1617/s11527-012-9909-z.

Analysis of instability of tall buildings with prestressed and waffle slabs

Análise da instabilidade de edifícios altos com lajes protendidas e lajes nervuradas

V. M. PASSOS ^a
vmelopassos@gmail.com

L. A. FEITOSA ^a
leofeitosa@gmail.com

E. C. ALVES ^a
elcio.calves1@gmail.com

M. S. AZEVEDO ^a
macksuel.azevedo@gmail.com

Abstract

The construction system of prestressed flat slabs has been gaining market in Brazil, since it eliminates the use of beams, allows you to perform structures under columns by area and reduces the cycle of concrete slabs. Thus the analysis of global stability of buildings, takes into account the effects of 2nd order, and these additional effects to the structure obtained from the deformation thereof, calculated by the iterative method P-Delta. The Brazilian ABNT NBR 6118: 2014 [2] assesses the overall stability of reinforced concrete structures through practical parameters, which are the parameter α (Alpha) and γ_z (Gamma z) coefficient. In this research we seek to study the global stability of slender buildings consist of flat slabs, with slenderness (ratio of the smaller width with the height of the building) approximately one to six, from the modeling of a building with prestressed slabs nonadherent and waffle slabs. To model will use the commercial software CAD / TQS.

Keywords: global stability, analysis of 2nd order, gamma z, p-delta.

Resumo

O sistema construtivo de lajes planas protendidas vem ganhando mercado no Brasil, pois dispensa o uso de vigas, permite executar estruturas com menos pilares por área e reduz o ciclo de concretagem das lajes. Assim a análise de estabilidade global de edificações, leva em consideração os efeitos de 2^a ordem, sendo estes efeitos adicionais à estrutura obtidos a partir das deformações da mesma, calculadas pelo método iterativo P-Delta. A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 [2] avalia a estabilidade global de estruturas de concreto armado através de parâmetros práticos, sendo estes o parâmetro α (alfa) e o coeficiente γ_z (gama z). Nesta pesquisa busca-se estudar a estabilidade global de edificações esbeltas compostas por lajes planas, com ordem de esbeltez (relação da menor largura com a altura da edificação) de um para seis, a partir da modelagem de uma edificação com lajes protendidas não-aderentes e lajes nervuradas. Para modelagem será utilizado o programa comercial CAD/TQS.

Palavras-chave: estabilidade global, análise de 2^a ordem, gama z, p-delta.

^a Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

Received: 02 Sep 2015 • Accepted: 21 Dec 2015 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introduction

Of the slab construction technologies that are used in the Brazilian market, prestressed flat and waffle slabs stand out for providing increased productivity and material savings compared to conventional slab and beam systems. Moreover, these slabs allow for larger spans, fewer formworks, better utilization of materials, and greater architectural flexibility.

Because of these advantages, a feasibility analysis of tall and slender buildings that use these types of construction systems is proposed in terms of the global stability of the structure.

The bracing in these types of buildings relies on the group of columns that are part of the buildings. Because the structure is devoid of beams, there is no a priori stabilization of the building by space frames.

In this case, it is common to use conveniently positioned "U" or "L" shaped column-walls to ensure the required stiffness in both directions for stability. Prestressed slabs have a minimum thickness of sixteen centimeters (Item 13.2.4.1 of ABNT NBR 6118:2014 [2]), but it is common to use thicknesses of at least eighteen centimeters to ensure the stiff diaphragm effect and the bracing of columns, which guarantee that all of the components work together to stabilize the structure. The greater thickness in the region where the waffle slabs connect to the columns makes this location sufficiently stiff to stabilize the building.

This study evaluates the influence of variations in several parameters on the global stability of the proposed structure, including the slab thickness, the column section, the coefficients that represent the physical nonlinearity of the structural elements, the height of the typical floor plan and the characteristic strength of the concrete.

1.1 Objectives

The aim of this research is to analyze different models for buildings with slenderness ratios of one to six by varying the type of slab construction system that is used between prestressed slabs and waffle slabs. Thus, this study will evaluate the instability parameters of the structure that result from variations of several general parameters, such as the thickness of the slabs, the sections of the columns, the coefficients that represent the physical nonlinearity of structural elements, the height of the typical floor plan and the characteristic strength of the concrete.

The commercial software CAD/TQS version 17.11.8 is used to analyze and test these instability parameters.

2. Literature review

2.1 Nonlinear analysis

Reinforced concrete structures display important nonlinear behavior, which is a result of the nonlinear relationships between the forces and displacements that result from physical and geometric nonlinearities. Such behavior is inherent in all reinforced concrete structures and must be taken into account during structural analyses.

The physical nonlinearity of reinforced concrete is generated because it consists of materials with different physical properties that create an anisotropic, heterogeneous material with an elastic mod-

ulus that varies at each point of the stress-strain diagram curve. In addition, the difference between the compressive strength and tensile strength of concrete is large. In applications, this difference leads to the formation of cracks by tension, which reduces the bearing capacity of the parts. In addition to cracking, creep, the combination of different forces, and the presence of rebar also generate nonlinear behavior in the concrete.

ABNT NBR 6118:2014 [2] uses a simplification to consider this physical nonlinearity. The stiffnesses of the structural elements are modified using reduction coefficients for each type of element (beams, columns and slabs) according to the influence that the element has on the global stability of the structure. A stiffness that is reduced by a coefficient is called the effective stiffness or the secant stiffness.

The aforementioned standard requires the physical nonlinearity to be considered and proposes values that should be adopted to reduce the stiffnesses of the structural elements, namely:

- Slabs: $(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} I_c$
- Beams:
 - $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} I_c$ para $A_s \neq A_s'$
 - $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c$ para $A_s = A_s'$
- Columns: $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} I_c$

where:

I_c : moment of inertia of the gross concrete section;

E_{ci} : modulus of the initial tangential strain of the concrete.

Item 15.7.3 of the previous version of the standard, ABNT NBR 6118:2007 [1], states that if the global instability factor γ_z is less than 1.3 and the bracing structure of the building is only composed of columns and beams, the effective or secant stiffness of the columns and beams could be taken as:

- Columns and Beams: $(EI)_{sec} = 0,7 E_{ci} I_c$

However, this consideration is not included in the new 2014 version. Less cracking occurs in prestressed elements (slabs and beams) than in reinforced concrete elements. Thus, it would be interesting to study the use of reduction coefficients with higher values than those indicated by the current standard, or retaining the values from the previous version of the standard and the value of 0.7 for a prestressed slab, when a slab is used to resist the horizontal forces; i.e., when it is part of the global bracing system of the structure.

Even if a structure is built with a material that has a linear stress-strain relationship, it may exhibit nonlinear behavior when it experiences major displacements. The lateral strain of a structural component leads to the appearance of additional bending moments (second-order moments) due to the new location of the vertical force. This behavior is called geometric nonlinearity because it lacks a linear relationship between the forces and effects.

To perform a structural analysis that considers geometric nonlinearity, ABNT NBR 6118:2014 [2] uses a safety formula for the combination of actions. The actions are increased by the factor g_1/g_3 , and the internal forces are then increased by the factor g_3 , which is equal to 1.1.

2.2 Second-order effects

The first-order structural analysis considers the structure in its undisturbed geometric configuration. When the deformed geometry of the structure is considered, additional forces, which are called second-order effects, are generated in the structural system; these

additional effects on the structure are caused by its deformation and are responsible for the nonlinear behavior of the structure. One way to take into consideration this effect in the structure is the use of Iterative Method P-Delta ($P-\Delta$).

The iterative P-Delta method, which converts the lateral displacement into equivalent horizontal forces, is used in the second-order analysis of structures. The first-order analysis of a structure, which considers its undisturbed initial configuration, obtains the displacements, which will be the basis for the definition of "pseudo" horizontal loads that are equivalent to the second-order loading. In each step, new "pseudo" lateral forces are obtained, which tend to decrease as the structure reaches an equilibrium position. The iterations end when the effect of the "pseudo" load is small compared to the effect of the previous load or when it is determined that the structure will not have global stability.

2.3 Global stability

The global stability of the structure is defined as its sensitivity to second-order effects and is an inversely proportional relationship in which the more sensitive the structure is to the second-order effects, the less stable it will be.

The Brazilian standard ABNT NBR 6118:2014 [2] does not require second-order forces to be considered if they are less than 10% of the first-order forces. Thus, it is always necessary to perform the second-order analysis regardless of whether these effects will be

used to design the structure. The standard uses the gamma Z (γ_z) coefficient and the alpha (α) parameter to assist in the decision to consider the second-order effects.

The γ_z instability coefficient was introduced by Franco and Vasconcelos (1991) [5] and measures the sensitivity of the structure to second-order effects; it can also be used to increase the first-order effects from the horizontal loads to obtain the approximate second-order effects. The γ_z coefficient is defined by:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{nM_d}{M_{1d}} * \frac{1}{1,1}} \quad (1)$$

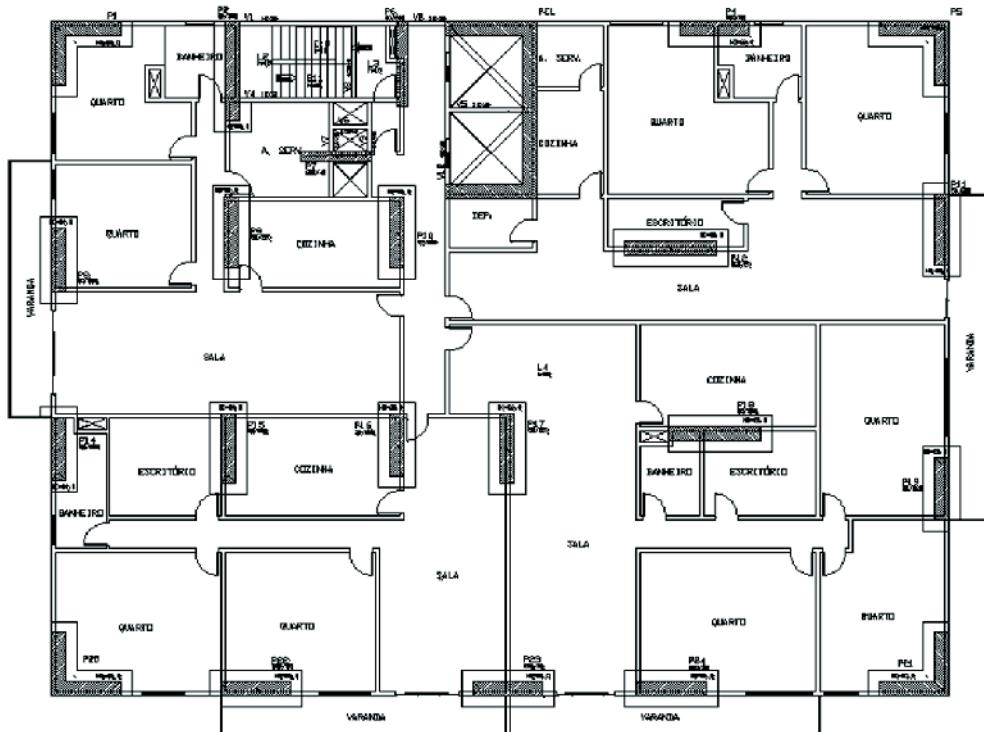
where:

ΔM_d : The sum of the products of all of the vertical forces that act on the structure by the horizontal displacements, which are obtained in the first-order analysis;

M_{1d} : The moment of tipping, which is the sum of the moments that are produced by the horizontal forces with respect to the base of the structure.

Feitosa e Alves (2014) [6] presents a study on the global instability of buildings with slenderness ratios of one to four with flat slabs. In this study it is presented the influence of the nonlinearity effect and impact on the instability coefficient.

Figure 1 – Architecture and structure for the typical floor plan with prestressed slabs – Model 01/01



2.4 Main factors that influence the global stability

Of the factors that influence the global stability of buildings, the vertical loading and the stiffness of the structure are the most influential. The γ_z parameter indicates this relevance in the formula because an increase in the vertical load increases the value of γ_z for the same horizontal loading. A greater horizontal loading does not increase the value of γ_z because the first- and second-order forces increase at the same rate; that is, $\Delta M_d / M_{1d}$ remains constant.

The stiffer the structure is, the smaller its displacements will be; this will generate lower second-order moments, which will reduce the γ_z coefficient.

3. Models

The building models feature prestressed flat slabs or waffle slabs. Slenderness ratios of one to six were adopted, thus, a building width of 24 meters, which is measured from the edge of the corner column, gives a building height of 144 meters. This slenderness ratio includes the tower geometry but does not include the base of the building model. Based on an architectural plan with a geometrically-asymmetric design, the buildings were modelled using the CAD/TQS software to evaluate the influence of the parameters based on the γ_z instability parameter and lateral displacements.

3.1 Analysis model VI – CAD/TQS

Model VI simulates the building as a single frame that is composed of elements that simulate the slabs, beams and columns of the structure. The slabs contribute strength to resist wind forces along with the beams and columns. The connections between the beams and columns are regarded as semi-rigid.

3.2 Considering P-Delta in CAD/TQS

TQS Informática LTDA developed a coefficient called RM2M1 to represent the intensity of the second-order forces relative to the first-order forces. The second-order forces are calculated using the iterative P-Delta method. RM2M1 is given by:

$$\text{RM2M1} = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (2)$$

where:

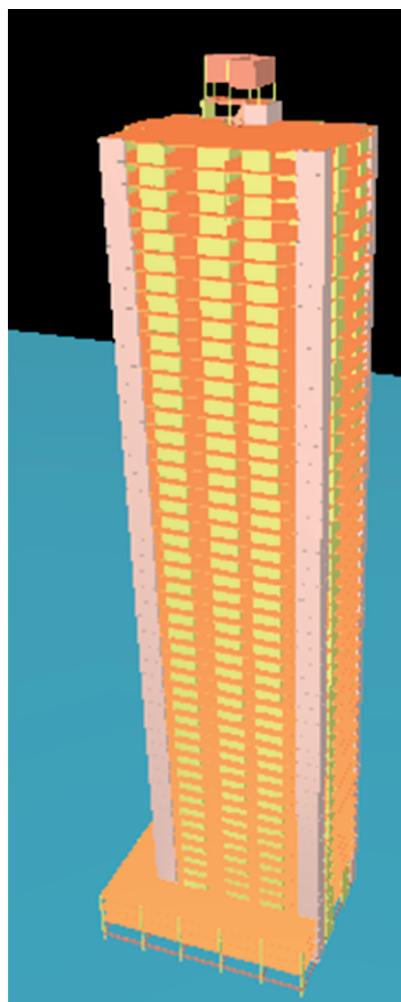
M_1 : The moment of the horizontal forces with respect to the base of the building;

M_2 : The sum of the vertical forces multiplied by the displacement of the nodes of the structure due to the nonlinear combination of horizontal forces from the P-Delta calculation.

3.3 Description of models

The building shown in Figure 1 was modelled with a flat slab, and the cross section of the columns was varied until it reached a value similar to the γ_z coefficient limit that is recommended by ABNT NBR 6118:2014 [2]. This model, which is called 01/01, was the basis for

Figure 2 – 3D – Typical floor plan with prestressed slabs – Model 01/01



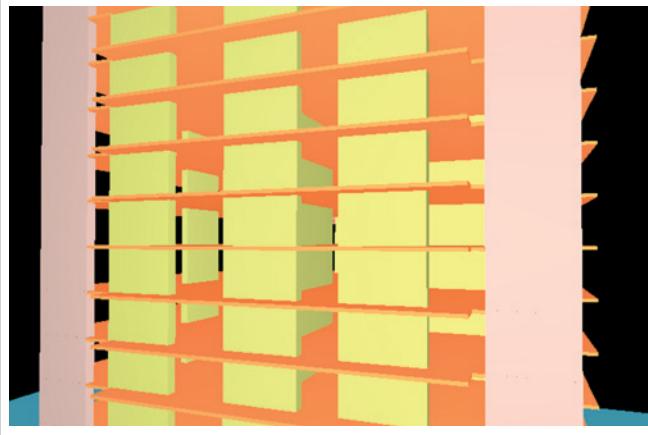
the subsequent models and resulted in a value of γ_z of 1.297 (wind 90°-270°). The Figures 2 and 3 show 3D details of building.

In model 01/02, the thickness of the lift column (stiff core) was changed to assess whether a higher stiffness would lead to a significant reduction in the value of γ_z .

In model 01/03, the thickness of the slab was increased because in model VI takes into account the effect of the transverse bending stiffness of the slabs on the frame. Thus, the slabs begin to contribute to resisting the horizontal forces. Therefore, increasing the thickness of the slab would increase the stiffness of the bracing system. The increased weight due to the increased thickness of the slab would be offset by its increased stiffness, as stated FEITOSA and ALVES (2015) [6].

In model 01/04, the ceiling height of the typical floor plan was decreased, which increased the frame stiffness due to the decrease in the length of the unbraced columns.

Figure 3 – 3D – Typical floor plan with prestressed plans slabs – Model 01/01



As stated previously, prestressed slabs and beams experience less cracking than reinforced concrete slabs and beams. Thus, the values of the coefficients that represent the physical nonlinearity of these elements were increased in model 01/05.

Finally, model 01/06 considered all of the changes from the previous models to decrease the section of the columns and evaluate

the reduction of the amount of concrete used for the columns relative to the total amount of concrete used in the structure. The data for the model with the flat slabs are presented in Table 1.

The Model 02/01 is based on model 01/01, but the construction method was changed to waffle slabs as shown in Figures 4, 5 and 6. The formworks were sixteen centimeters high, and the cover was five centimeters thick. The cross section of the columns was varied, and the model resulted in a γ_z value of 1.297 (wind 90°-270°). The Figures 5 and 6 show 3D details of building.

The changes in models 02/02, 02/03 and 02/04 were the same as those that were made in the models with the prestressed slabs. The changes in the coefficients that represent the physical nonlinearity were not implemented because of the absence of prestressed elements in the waffle slab models.

In model 02/05, the cross sections of the columns were decreased as much as possible while keeping the γ_z coefficient below the limit that is recommended by the standard. The data for the waffle slab models are presented in Table 2.

4. Results and discussions

4.1 Analysis results of models 01/01 to 01/06

The results obtained using the proposed design shown in Figure 1 and the models described above were analyzed and are shown in Tables 3, 4 and 5.

Figure 4 – Architecture and structure for a typical floor plan with waffle slabs – Model 02/01

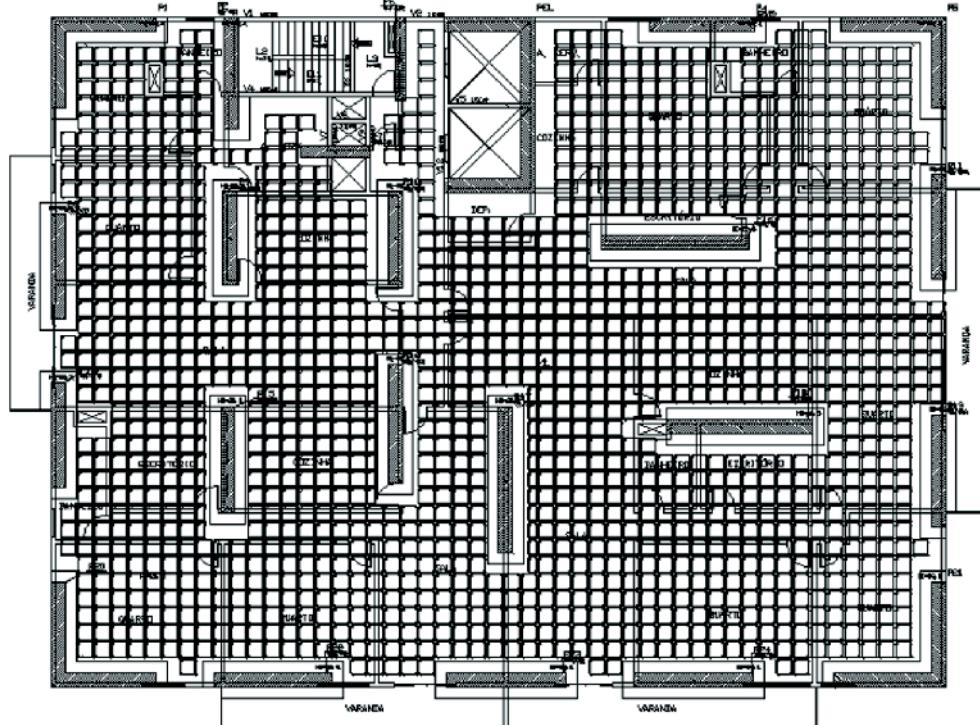


Figure 5 – 3D – Typical floor plan with waffle slabs – Model 02/01

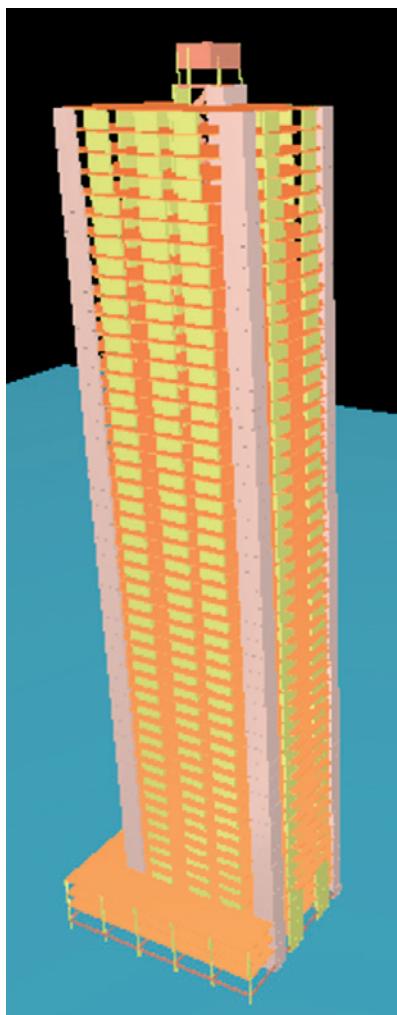
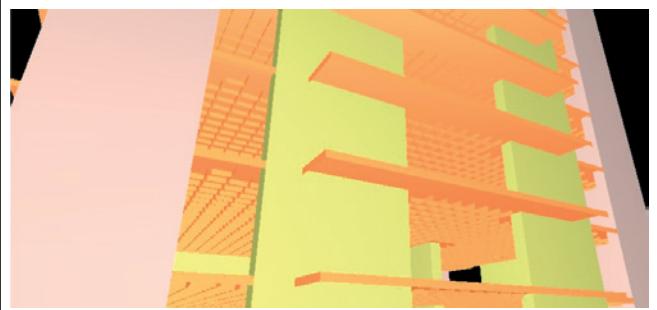


Figure 6 – 3D – Typical floor plan with details of waffle slabs –Model 02/01



Increasing the thickness of the lift column (stiff core) in model 01/02 did not cause a significant reduction in the γ_z coefficient; the reductions were approximately 0.617% (wind 90°-270°) and 0% (wind 0°-180°).

The increase in slab thickness that was considered in model 01/03 reduced the γ_z instability coefficient by approximately 4.472% (wind 90°-270°) and 4.111% (wind 0°-180°). These reductions demonstrate the importance of considering the cross stiffness of the slab in the global stability of the structure.

Reducing the ceiling height of the floors in model 01/04 reduced γ_z by approximately 2.005% (wind 90°-270°) and 2.213% (wind 0°-180°).

The greatest reduction in the γ_z instability coefficient was obtained in model 01/05, which considers the largest values of the physical nonlinearity coefficients; the reductions were approximately 9.368% with wind directions of 90°-270° and 8.142% with wind directions of 0°-180°. These results confirm the possibility of extending the prestressed slabs, which increase the coefficient of physical nonlinearity when they are used in the bracing system of the structure because of their cross stiffness.

In model 01/06, the sections of the columns were decreased while keeping the γ_z coefficient below the limit that is recommended by ABNT NBR 6118:2014 [2]. Compared with model 01/01, model 01/06 resulted in a reduction of approximately 37.5% in the volume of concrete used for the columns and a reduction of approximately 31.3% in the formworks used for the columns.

Table 1 – Data for the prestressed slab models

| Model | Lift column thickness (cm) | Prestressed slab – data from models | | | f_{ck} (MPa) | | | Ceiling height for typical floor plan (m) |
|-------|----------------------------|-------------------------------------|-------|-------|----------------|-------|---------|---|
| | | Nonlinearity coefficient | Slabs | Beams | Slabs | Beams | Columns | |
| 01/01 | 40 | 0,3 | 0,4 | 18 | 30 | 30 | 40 | 3,24 |
| 01/02 | 50 | 0,3 | 0,4 | 18 | 30 | 30 | 40 | 3,24 |
| 01/03 | 40 | 0,3 | 0,4 | 20 | 30 | 30 | 40 | 3,24 |
| 01/04 | 40 | 0,3 | 0,4 | 18 | 30 | 30 | 40 | 2,88 |
| 01/05 | 40 | 0,7 | 0,7 | 18 | 30 | 30 | 40 | 3,24 |
| 01/06 | 50 | 0,7 | 0,7 | 20 | 30 | 30 | 40 | 2,88 |

Table 2 – Data for the waffle slab models

| Model | Lift column thickness (cm) | Nonlinearity coefficient | | Slab thickness (cm) | f _{ck} (MPa) | | | Ceiling height for typical floor plan (m) |
|-------|----------------------------|--------------------------|-------|---------------------|-----------------------|-------|---------|---|
| | | Slabs | Beams | | Slabs | Beams | Columns | |
| 02/01 | 40 | 0,3 | 0,4 | 21 | 30 | 30 | 40 | 3,24 |
| 02/02 | 50 | 0,3 | 0,4 | 21 | 30 | 30 | 40 | 3,24 |
| 02/03 | 40 | 0,3 | 0,4 | 23,5 | 30 | 30 | 40 | 3,24 |
| 02/04 | 40 | 0,3 | 0,4 | 21 | 30 | 30 | 40 | 2,88 |
| 02/05 | 50 | 0,3 | 0,4 | 23,5 | 30 | 30 | 40 | 2,88 |

Table 3 – Results from models 01/01 e 01/02

| Model 01/01 | | | | | | Model 01/02 | | | | | |
|-----------------------------------|---------|-------|------------------------------------|--------------|--|-----------------------------------|---------|-------|------------------------------------|--------------|--|
| Instability coefficient | | | Service limit state - SLS | | | Instability coefficient | | | Service limit state - SLS | | |
| Wind | Gamma Z | Alpha | Local disp. | Global disp. | | Wind | Gamma Z | Alpha | Local disp. | Global disp. | |
| 90° - 270° | 1,297 | 1,262 | 0,12 (2120) | 5,53 (2734) | | 90° - 270° | 1,289 | 1,254 | 0,12 (2142) | 5,39 (2805) | |
| 0° - 180° | 1,265 | 1,186 | 0,09 (2705) | 3,34 (4521) | | 0° - 180° | 1,265 | 1,187 | 0,09 (2695) | 3,32 (4552) | |
| RM2M1 - 1,330 | | | | | | | | | | | |
| Quantity of columns | | | | | | Quantity of columns | | | | | |
| Concrete volume (m ³) | | | Area of formwork (m ²) | | | Concrete volume (m ³) | | | Area of formwork (m ²) | | |
| Column | Total | | Column | Total | | Column | Total | | Column | Total | |
| 8561,9 | 15121,7 | | 36795,4 | 74365,1 | | 8725,5 | 15284,1 | | 36735,6 | 74322,2 | |
| Concrete volume rate | | | Area of formwork rate | | | Concrete volume rate | | | Area of formwork rate | | |
| 56,62% | | | 49,48% | | | 57,09% | | | 49,43% | | |

Table 4 – Results from models 01/03 e 01/04

| Model 01/03 | | | | | | Model 01/04 | | | | | |
|-----------------------------------|---------|-------|------------------------------------|--------------|--|-----------------------------------|---------|-------|------------------------------------|--------------|--|
| Instability coefficient | | | Service limit state - SLS | | | Instability coefficient | | | Service limit state - SLS | | |
| Wind | Gamma Z | Alpha | Local disp. | Global disp. | | Wind | Gamma Z | Alpha | Local disp. | Global disp. | |
| 90° - 270° | 1,239 | 1,141 | 0,12 (2662) | 4,45 (3399) | | 90° - 270° | 1,271 | 1,216 | 0,11 (2449) | 4,74 (3146) | |
| 0° - 180° | 1,213 | 1,069 | 0,07 (3452) | 2,66 (5683) | | 0° - 180° | 1,237 | 1,128 | 0,08 (3226) | 2,76 (5399) | |
| RM2M1 - 1,277 | | | | | | | | | | | |
| Quantity of columns | | | | | | Quantity of columns | | | | | |
| Concrete volume (m ³) | | | Area of formwork (m ²) | | | Concrete volume (m ³) | | | Area of formwork (m ²) | | |
| Column | Total | | Column | Total | | Column | Total | | Column | Total | |
| 8561,9 | 15744,2 | | 36765,4 | 74353,3 | | 8450,1 | 15714,3 | | 36230,0 | 77846,2 | |
| Concrete volume rate | | | Area of formwork rate | | | Concrete volume rate | | | Area of formwork rate | | |
| 54,38% | | | 49,45% | | | 53,77% | | | 46,54% | | |

Table 5 – Results from models 01/05 e 01/06

| Model 01/05 | | | | | | Model 01/06 | | | | | |
|----------------------------|---------|-------|---------------------------|--------------|--|-------------------------|---------|-------|---------------------------|--------------|--|
| Instability coefficient | | | Service limit state - SLS | | | Instability coefficient | | | Service limit state - SLS | | |
| Wind | Gamma Z | Alpha | Local disp. | Global disp. | | Wind | Gamma Z | Alpha | Local disp. | Global disp. | |
| 90° - 270° | 1,172 | 0,976 | 0,10 (3328) | 3,49 (4336) | | 90° - 270° | 1,275 | 1,178 | 0,12 (2160) | 5,21 (2859) | |
| 0° - 180° | 1,162 | 0,953 | 0,06 (5474) | 2,13 (7113) | | 0° - 180° | 1,298 | 1,110 | 0,16 (1517) | 3,65 (4089) | |
| RM2M1 - 1,190 | | | | | | | | | | | |
| Quantity of columns | | | | | | RM2M1 - 1,357 | | | | | |
| Concrete volume (m³) | | | Area of formwork (m²) | | | Concrete volume (m³) | | | Area of formwork (m²) | | |
| Column | Total | | Column | Total | | Column | Total | | Column | Total | |
| 8561,9 | 15121,7 | | 36765,4 | 74365,1 | | 5346,5 | 13420,7 | | 25285,9 | 67476,4 | |
| Concrete volume rate | | | Area of formwork rate | | | Concrete volume rate | | | Area of formwork rate | | |
| 56,62% | | | 49,44% | | | 39,84% | | | 37,47% | | |

4.2 Analysis results of models 02/01 to 02/05

The results obtained using the proposed design shown in Figure 3 and models described above were analyzed and are shown in Tables 6, 7 and 8.

As in the model with the prestressed slabs, increasing the thickness of the lift columns (stiff core) in the model with the waffle slabs (model 02/02) did not significantly decrease the γ_z coefficient; the reductions were approximately 0.694% (wind 90°-270°) and 0% (wind 0°-180°). Increasing the slab cover in model 02/03 resulted in decreases of the γ_z coefficient of approximately 3.392% (wind 90°-270°) and 3.014% (wind 0°-180°). The increase in weight due to the larger slab cover was offset by the greater stiffness as was discussed by FEITOSA and ALVES (2015) [6].

Decreasing the ceiling height of the floors in model 02/04 de-

creased the value of γ_z by approximately 4.086% (wind 90°-270°) and 3.632% (wind 0°-180°).

Finally, decreasing the size of the columns in model 02/05 caused a reduction of approximately 10.5% in the volume of concrete used for the columns and a reduction of approximately 6.22% in the formworks used for the columns compared to model 02/01. It is worth noting that the value of γ_z in model 02/05 is also less than the limit that is recommended by ABNT NBR 6118:2014 [2].

5. Conclusões

The analysis of models of prestressed slabs and waffle slabs showed that increasing the thickness of the lift columns (stiff core) did not significantly reduce the γ_z instability coefficient.

Thicker prestressed slabs and a greater waffle slab cover

Table 6 – Results from models 02/01 e 02/02

| Model 02/01 | | | | | | Model 02/02 | | | | | |
|----------------------------|---------|-------|---------------------------|--------------|--|-------------------------|---------|-------|---------------------------|--------------|--|
| Instability coefficient | | | Service limit state - SLS | | | Instability coefficient | | | Service limit state - SLS | | |
| Wind | Gamma Z | Alpha | Local disp. | Global disp. | | Wind | Gamma Z | Alpha | Local disp. | Global disp. | |
| 90° - 270° | 1,297 | 1,280 | 0,14 (1821) | 6,12 (2470) | | 90° - 270° | 1,288 | 1,269 | 0,14 (1851) | 5,94 (2546) | |
| 0° - 180° | 1,294 | 1,249 | 0,12 (2096) | 4,04 (3758) | | 0° - 180° | 1,294 | 1,248 | 0,12 (2097) | 4,01 (3773) | |
| RM2M1 - 1,345 | | | | | | | | | | | |
| Quantity of columns | | | | | | RM2M1 - 1,335 | | | | | |
| Concrete volume (m³) | | | Area of formwork (m²) | | | Concrete volume (m³) | | | Area of formwork (m²) | | |
| Column | Total | | Column | Total | | Column | Total | | Column | Total | |
| 8744,8 | 13362,8 | | 37497,1 | 40303,7 | | 8908,4 | 13525,2 | | 37467,3 | 40261,1 | |
| Concrete volume rate | | | Area of formwork rate | | | Concrete volume rate | | | Area of formwork rate | | |
| 65,44% | | | 93,04% | | | 65,87% | | | 93,06% | | |

Table 7 – Results from Models 02/03 e 02/04

| Model 02/03 | | | | | Model 02/04 | | | | |
|----------------------------|---------|-------|---------------------------|--------------|-------------------------|---------|-------|---------------------------|--------------|
| Instability coefficient | | | Service limit state - SLS | | Instability coefficient | | | Service limit state - SLS | |
| Wind | Gamma Z | Alpha | Local disp. | Global disp. | Wind | Gamma Z | Alpha | Local disp. | Global disp. |
| 90° - 270° | 1,253 | 1,187 | 0,11 (2187) | 5,14 (2939) | 90° - 270° | 1,244 | 1,173 | 0,11 (2268) | 4,84 (3079) |
| 0° - 180° | 1,255 | 1,172 | 0,09 (2704) | 3,39 (4467) | 0° - 180° | 1,247 | 1,165 | 0,07 (3340) | 3,15 (4734) |
| RM2M1 - 1,299 | | | | | | | | | |
| Quantity of columns | | | | | | | | | |
| Concrete volume (m³) | | | Area of formwork (m²) | | Concrete volume (m³) | | | Area of formwork (m²) | |
| Column | Total | | Column | Total | Column | Total | | Column | Total |
| 8744,8 | 14231,5 | | 37497,1 | 40287,8 | 8632,0 | 13747,2 | | 36957,7 | 39985,7 |
| Concrete volume rate | | | Area of formwork rate | | Concrete volume rate | | | Area of formwork rate | |
| 61,45% | | | 93,07% | | 62,79% | | | 92,43% | |

significantly reduced the γ_z coefficient. The greater vertical loads due to the thicker slabs are offset by the greater stiffness of the connections between the slabs and columns and also by the greater transverse bending stiffness. MARTINS (2001) [8] and FEITOSA and ALVES (2015) [6] obtained similar results.

Reducing the ceiling height between the floors in the models resulted in smaller γ_z coefficients due to the shorter unbraced lengths of the columns.

The application of a higher coefficient to represent the physical nonlinearity in prestressed slabs significantly reduced the γ_z coefficient; this reduction was the greatest of all of the models. Thus, it is interesting to study the use of higher values of the reduction coefficients than are indicated by the current standard given the lower amount of cracking that

occurs in prestressed elements than in reinforced concrete elements. A comparison of the total volume of concrete used in models 01/06 and 02/05 revealed that model 01/06 used approximately 3.5% less concrete than model 02/05. A similar comparison of the concrete volume of the columns shows that model 01/06 used approximately 31.6% less concrete for the columns. Thus, using a higher coefficient of physical nonlinearity for the prestressed slab makes this type of system competitive with waffle slabs in terms of the required volume of concrete for tall and slender buildings.

6. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [3] BUENO, M.M.. Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.
- [4] EMERICK, A.A.. Projeto e Execução de Lajes Protendidas. Interciência, 2005.
- [5] FRANCO, M.; VASCONCELOS,A.C.D.; Avaliação Prática dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios Altos. Colloquiumonthe Rio CEB-FIP-ModelCode 90, Rio de Janeiro, 1991.
- [6] FEITOSA, L.A.; ALVES, E.C..Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 8, n. 2, p. 196-224, 2015.
- [7] KIMURA, A.. Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado. Pini, 2007.
- [8] MARTINS,C.H.. Análise Não Linear de Estruturas Tridimensionais de Edifícios de Andares Múltiplos com Núcleo Resistente, considerando a Rígidez Transversal à Flexão das Lajes. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

Table 8 – Results from Modelo 02/05

| Model 02/05 | | | | |
|----------------------------|---------|-------|---------------------------|--------------|
| Instability coefficient | | | Service limit state - SLS | |
| Wind | Gamma Z | Alpha | Local disp. | Global disp. |
| 90° - 270° | 1,285 | 1,251 | 0,12 (2061) | 5,39 (2768) |
| 0° - 180° | 1,291 | 1,216 | 0,10 (2523) | 3,50 (4260) |
| RM2M1 - 1,355 | | | | |
| Quantity of columns | | | | |
| Concrete volume (m³) | | | Area of formwork (m²) | |
| Column | Total | | Column | Total |
| 7824,5 | 13904,5 | | 35163,9 | 38168,8 |
| Concrete volume rate | | | Area of formwork rate | |
| 56,27% | | | 92,13% | |

Analysis of instability of tall buildings with prestressed and waffle slabs

Análise da instabilidade de edifícios altos com lajes protendidas e lajes nervuradas

V. M. PASSOS ^a
vmelopassos@gmail.com

L. A. FEITOSA ^a
leofeitosa@gmail.com

E. C. ALVES ^a
elcio.calves1@gmail.com

M. S. AZEVEDO ^a
macksuel.azevedo@gmail.com

Abstract

The construction system of prestressed flat slabs has been gaining market in Brazil, since it eliminates the use of beams, allows you to perform structures under columns by area and reduces the cycle of concrete slabs. Thus the analysis of global stability of buildings, takes into account the effects of 2nd order, and these additional effects to the structure obtained from the deformation thereof, calculated by the iterative method P-Delta. The Brazilian ABNT NBR 6118: 2014 [2] assesses the overall stability of reinforced concrete structures through practical parameters, which are the parameter α (Alpha) and γ_z (Gamma z) coefficient. In this research we seek to study the global stability of slender buildings consist of flat slabs, with slenderness (ratio of the smaller width with the height of the building) approximately one to six, from the modeling of a building with prestressed slabs nonadherent and waffle slabs. To model will use the commercial software CAD / TQS.

Keywords: global stability, analysis of 2nd order, gamma z, p-delta.

Resumo

O sistema construtivo de lajes planas protendidas vem ganhando mercado no Brasil, pois dispensa o uso de vigas, permite executar estruturas com menos pilares por área e reduz o ciclo de concretagem das lajes. Assim a análise de estabilidade global de edificações, leva em consideração os efeitos de 2^a ordem, sendo estes efeitos adicionais à estrutura obtidos a partir das deformações da mesma, calculadas pelo método iterativo P-Delta. A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 [2] avalia a estabilidade global de estruturas de concreto armado através de parâmetros práticos, sendo estes o parâmetro α (alfa) e o coeficiente γ_z (gama z). Nesta pesquisa busca-se estudar a estabilidade global de edificações esbeltas compostas por lajes planas, com ordem de esbeltez (relação da menor largura com a altura da edificação) de um para seis, a partir da modelagem de uma edificação com lajes protendidas não-aderentes e lajes nervuradas. Para modelagem será utilizado o programa comercial CAD/TQS.

Palavras-chave: estabilidade global, análise de 2^a ordem, gama z, p-delta.

^a Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil.

Received: 02 Sep 2015 • Accepted: 21 Dec 2015 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introdução

Dentre as tecnologias construtivas de lajes existentes no mercado brasileiro, as lajes planas protendidas e nervuradas se destacam pelo aumento de produtividade e economia de materiais respectivamente. Isto quando comparadas ao sistema de lajes e vigas convencional. Ademais, essas lajes permitem a utilização de vãos livres maiores, redução do consumo de formas, melhor aproveitamento dos materiais e uma maior flexibilidade arquitetônica.

Tendo em vista essas vantagens, propõe-se uma análise da viabilidade da execução de edifícios altos e esbeltos, no que tange à estabilidade global, utilizando-se destes tipos de sistemas construtivos. Nestes tipos de edificações, o contraventamento das mesmas fica a cargo, pelo menos numa primeira análise, do conjunto de pilares que a compõem. Pois, sendo a estrutura desprovida de vigas, não haveria *a priori* a estabilização da edificação por pórticos espaciais. Neste caso, é comum a utilização de pilares-paredes no formato de "U" ou "L" convenientemente posicionados na planta da edificação, conferindo a esta a rigidez necessária em ambas às direções para estabilidade da mesma. Ocorre que lajes protendidas apresentam uma espessura mínima de dezesseis centímetros (Item 13.2.4.1 da ABNT NBR 6118:2014 [2]), sendo comum o uso de pelo menos dezoito centímetros, o que garante o efeito de diafragma rígido e travamento dos pilares, assegurando que todos trabalhem juntos na estabilização da estrutura. No caso de lajes nervuradas, a elevada espessura da laje na região de ligação dos pilares com esta, torna este ponto da estrutura suficientemente rígido para estabilizar a edificação.

A partir da variação de parâmetros tais como a espessura das lajes, seções dos pilares, coeficientes que simulam a não linearidade física dos elementos estruturais, altura do pavimento tipo e resistência característica do concreto, buscou-se avaliar a influência destes na estabilidade global da estrutura proposta.

1.1 Objetivos

O objetivo desta pesquisa consiste na análise de diferentes modelos de cálculo de uma edificação com relação de esbeltez de um para seis, variando em cada modelo o tipo de sistema construtivo de laje adotado: lajes protendidas e lajes nervuradas. Assim, buscar-se-á avaliar os parâmetros de instabilidade da estrutura devido à variação de parâmetros gerais tais como: espessura das lajes, seções dos pilares, coeficientes que simulam a não linearidade física dos elementos estruturais, altura do pavimento tipo e resistência característica do concreto dos elementos entre outros.

Para a análise e verificação dos parâmetros de instabilidade, será utilizado software comercial CAD/TQS versão 17.11.8.

2. Revisão bibliográfica

2.1 Análise não linear

Estruturas de concreto armado apresentam um comportamento não linear relevante, isto é, uma relação não linear entre esforços e deslocamentos, decorrente de sua não linearidade física e geométrica. Tal comportamento é inerente a toda estrutura de concreto armado e deve ser sempre levado em consideração durante a análise estrutural.

A não linearidade física do concreto armado advém do fato deste ser constituído de materiais com propriedades físicas variadas, formando um material anisotrópico, heterogêneo, com módulo de elasticidade que varia em cada ponto da curva do diagrama de tensão-deformação. Adicionalmente, o concreto apresenta uma grande diferença de resistência a esforços de compressão e tração, o que em situação de uso comum, leva à formação de fissuras por tração, reduzindo a capacidade resistente das peças. Além da fissuração, a fluência, a combinação de diferentes esforços e como dito, a própria presença de armaduras também conferem um comportamento não linear ao concreto.

AABNT NBR 6118:2014 [2] utiliza uma simplificação na consideração da não linearidade física. A rigidez dos elementos estruturais é alterada a partir de coeficientes de redução para cada tipo de elemento (vistas, pilares e lajes), de acordo com a influência que este elemento possui para a estabilidade global da estrutura. Esta rigidez reduzida pelo coeficiente é chamada de rigidez efetiva ou rigidez secante.

A norma supracitada torna obrigatória a consideração da não linearidade física e propõe os valores que devem ser adotados para redução da rigidez dos elementos estruturais, sendo estes:

- Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} I_c$
- Vigas:
– $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} I_c$ para $A_s \neq A_{s0}$
– $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c$ para $A_s = A_{s0}$
- Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} I_c$

Onde:

I_c : Momento de inércia da seção bruta de concreto;

E_{ci} : Módulo de deformação tangencial inicial do concreto.

Em sua versão anterior, a ABNT NBR 6118:2007 [1] no seu item 15.7.3 admitia que se o fator de instabilidade global γ_z fosse menor que 1,3 e a estrutura de contraventamento da edificação fosse composta unicamente por pilares e vigas, a rigidez efetiva ou secante de pilares e vigas poderia ser assumida como:

- Pilares e Vigas: $(EI)_{sec} = 0,7 E_{ci} I_c$

No entanto, tal consideração foi subtraída em sua nova versão de 2014. Ocorre que, a fissuração de elementos protendidos (lajes e vigas) é menor quando comparada à fissuração de um elemento de concreto armado. Assim, seria interessante estudar a possibilidade da utilização de coeficientes de redução com valores maiores que os apontados pela norma atual, ou a manutenção dos valores da versão anterior da norma e a extensão do valor de 0,7 para as lajes, quando esta for protendida e atuar como elemento resistente aos esforços horizontais, isto é, compor o sistema de contraventamento global da estrutura.

Ainda que constituída de um material que apresente uma relação tensão-deformação linear, uma estrutura pode ter um comportamento não linear ao sofrer grandes deslocamentos. A deformação lateral de um componente estrutural leva ao aparecimento de momentos fletores adicionais (momentos de segunda ordem), devido à nova posição do esforço vertical. Esse comportamento é chamado de não linearidade geométrica, por não apresentar uma relação linear entre esforços e efeitos.

Para realizar a análise estrutural considerando a não linearidade geométrica, a ABNT NBR 6118:2014 [2] utiliza uma formulação de segurança para a combinação de ações. As ações são majoradas pelo fator g_f / g_{f0} , e em seguida, os esforços solicitantes são majorados pelo fator g_{f0} , sendo este fator igual a 1,1.

2.2 Efeitos de 2^a ordem

A análise de 1^a ordem considera a estrutura com sua configuração geométrica indeformada para a análise estrutural. A partir da consideração da configuração geométrica deformada da estrutura, surgem solicitações adicionais no sistema estrutural denominadas efeitos de 2^a ordem, ou seja, esses efeitos são adicionais à estrutura, oriundos de sua deformação. Portanto, este efeito é responsável pelo comportamento não linear da estrutura. Um das formas de levar em consideração este efeito na estrutura é a utilização do Método Iterativo P-Delta (P-Δ). O método iterativo P-Delta é utilizado na análise de 2^a ordem das estruturas, o qual transforma os deslocamentos laterais em forças horizontais equivalentes. Ao realizar a análise de 1^a ordem de uma estrutura, considerando sua configuração inicial indeformada, obtém-se os deslocamentos, os quais serão base para a definição das cargas horizontais fictícias equivalentes ao carregamento de 2^a ordem. A cada análise, novas forças laterais fictícias são obtidas, que tendem a diminuir devido à estrutura atingir uma posição de equilíbrio. A iteração do método só é interrompida quando o efeito da carga fictícia é pequeno comparado ao efeito da carga anterior ou quando for verificado que a estrutura pode não ter estabilidade global.

2.3 Estabilidade global

A estabilidade global das estruturas é definida como sua sensibi-

lidade aos efeitos de 2^a ordem, sendo esta relação proporcionalmente inversa, ou seja, quanto mais sensível a estrutura for aos efeitos de 2^a ordem, menos estável ela será.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 dispensa a consideração das solicitações de 2^a ordem se estas não forem em intensidade maiores que 10% das solicitações de 1^a ordem. Assim, é sempre necessária à realização da análise 2^a ordem, independente se estes efeitos serão utilizados para dimensionar a estrutura. A norma prevê o coeficiente γ_z (Gama Z) e o parâmetro α (alfa) para auxiliar na decisão de se considerar os efeitos de 2^a ordem.

O coeficiente de instabilidade γ_z foi introduzido por Franco e Vasconcelos (1991) [5], o qual mensura a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2^a ordem, também podendo ser utilizado para majorar os efeitos de 1^a ordem devido às cargas horizontais para obtenção de efeitos aproximados de 2^a ordem. O coeficiente γ_z é definido por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{nM_d}{M_{1d}} * \frac{1}{1,1}} \quad (1)$$

Onde:

ΔM_d : É a soma dos produtos de todas as forças verticais que atuam na estrutura, pelos deslocamentos horizontais aplicados

Figura 1 – Arquitetura x estrutura – pavimento tipo – laje protendida – Modelo 01/01

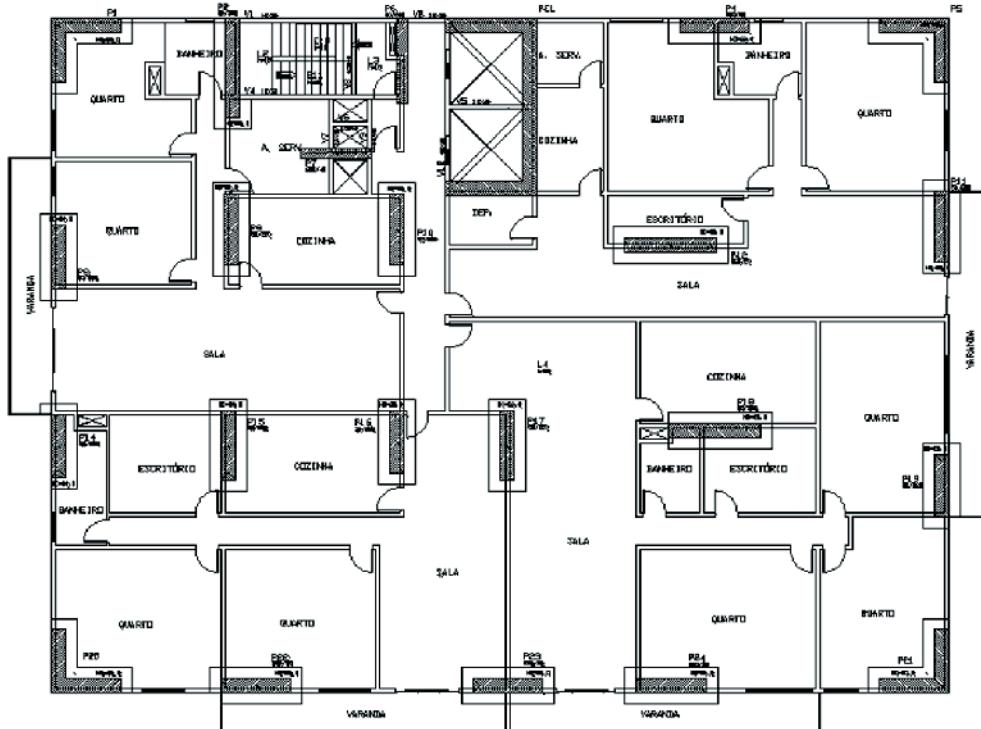
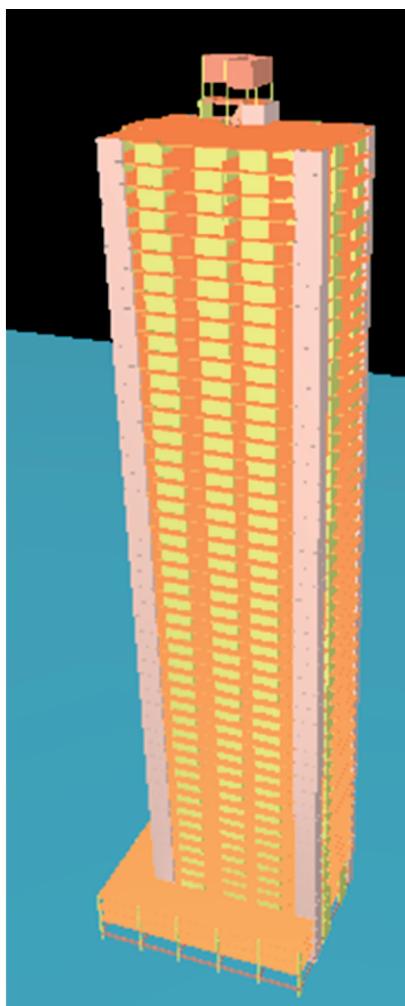


Figura 2 – 3D – Edifício com laje protendida –Modelo 01/01



em seus respectivos pontos, os quais são obtidos na análise de 1^a ordem;

M_{1d} : É o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos produzidos pelas forças horizontais em relação à base da estrutura. Feitosa e Alves (2014) [6], apresenta um estudo sobre a instabilidade global de edifícios com relação $h/4$ com lajes lisas. Nesse estudo é apresentada a influência do efeito da não linearidade e o impacto no coeficiente de instabilidade γ_z .

2.4 Principais Fatores que Influenciam na estabilidade global

Dentre os vários fatores que influenciam na estabilidade global de edifícios, destaca-se o carregamento vertical e a rigidez da estrutura como os de maior influência na estabilidade global. O parâmetro γ_z indica essa relevância em sua formulação, pois, quando do aumento do carregamento vertical, verifica-se um aumento no valor do co-

eficiente γ_z para um mesmo carregamento horizontal. Já o aumento do carregamento horizontal não gera um aumento no valor do coeficiente γ_z , pois os esforços de 1^a ordem e 2^a ordem aumentam na mesma proporção, ou seja, $\Delta M_d / M_{1d}$ permanece constante.

Quanto à rigidez da estrutura, quanto mais rígida esta for, menores serão seus deslocamentos e, consequentemente, menores serão os momentos de 2^a ordem, resultando na diminuição do coeficiente γ_z .

3. Modelos

Os modelos da edificação ora apresentam lajes planas protendidas, ora apresentam lajes nervuradas. Adotou-se uma relação de esbeltez de um para seis, isto é, para uma largura de 24 metros, medida pela extremidade dos pilares de canto, tem-se uma altura de 144 metros para a edificação. Ressalta-se que esta relação de esbeltez retrata a geometria da torre, não incluindo o embasamento da edificação modelo. A partir de uma planta arquitetônica, a qual foi concebida geometricamente assimétrica, foi feita a modelagem dos edifícios no software CAD/TQS para avaliar a influência dos parâmetros disponíveis no programa sob o parâmetro de instabilidade γ_z e nos deslocamentos laterais.

3.1 Modelo de análise VI do CAD/TQS

O modelo de cálculo VI do CAD/TQS simula o edifício como um pórtico único, o qual é composto por elementos que simulam as lajes, vigas e pilares da estrutura. Assim, as lajes passam a contribuir na resistência aos esforços oriundos do vento, bem como vigas e pilares. As ligações entre vigas e pilares são consideradas como semi-rígidas.

3.2 Modelo de análise VI do CAD/TQS

A TQS Informática LTDA desenvolveu um coeficiente nomeado RM2M1 para representar a intensidade dos esforços de segunda ordem em relação aos esforços de primeira ordem. Para tanto, são considerados os esforços de 2^a ordem oriundos do método iterativo P-Delta. RM2M1 é dado por:

$$\text{RM2M1} = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (2)$$

Onde:

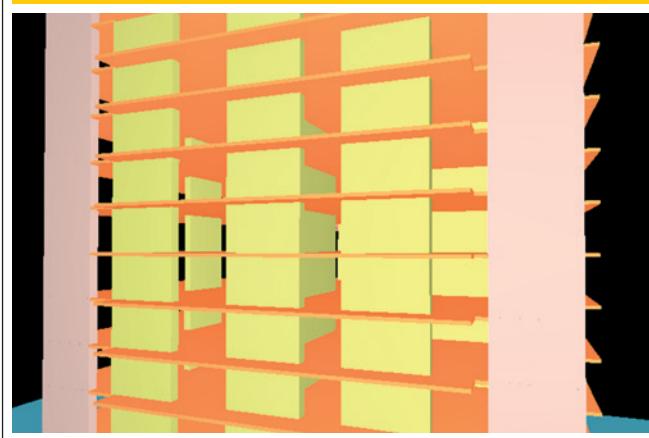
M_1 : É o momento das forças horizontais em relação à base do edifício;

M_2 : É a somatória das forças verticais multiplicadas pelos deslocamentos dos nós da estrutura sob a ação das forças horizontais, resultantes do cálculo de P-Delta em uma combinação não linear.

3.3 Descrição dos modelos

Primeiramente, modelou-se a edificação proposta na Figura 1 (p.15) com laje lisa e variou-se a seção transversal dos pilares até que fosse atingido um valor próximo do limite do coeficiente γ_z preconizado pela ABNT NBR 6118:2014 [2]. Este modelo, ora nomeado 01/01, foi a base dos modelos subsequentes e o valor do γ_z encontrado foi de 1,297 (vento 90°-270°). A Figura 2 (p.16)

Figura 3 – 3D – pavimento tipo – laje protendida – Modelo 01/01



mostra o 3D da estrutura e a Figura 3 mostra o 3D com detalhe da laje lisa protendida.

No Modelo 01/02, alterou-se a espessura do pilar do elevador (núcleo rígido), a fim de avaliar se o acréscimo de rigidez deste geraria uma redução significativa no valor do coeficiente γ_z .

Para o modelo 01/03, aumentou-se a espessura da laje, pois, no

modelo de análise VI do CAD/TQS, a rigidez à flexão transversal das lajes é considerada no pórtico. Assim, as lajes passam a contribuir na resistência aos esforços horizontais. Deste modo, o aumento da espessura da laje, significaria um aumento na rigidez do sistema de contraventamento. O acréscimo de peso decorrente do aumento da espessura da laje, seria compensado pelo aumento da rigidez da mesma, como afirma FEITOSA e ALVES (2015) [6]. Já no Modelo 01/04, reduziu-se o pé direito dos pavimentos tipo, aumentando assim a rigidez do pórtico, dada à diminuição do comprimento destravado dos pilares.

Como dito anteriormente, em lajes e vigas protendidas o nível de fissuração é menor que no concreto armado. Assim, no Modelo 01/05, aumentou-se o valor dos coeficientes que consideram a não linearidade física desses elementos.

Finalmente, no Modelo 01/06, contemplaram-se todas as alterações dos modelos anteriores a fim de reduzir a seção dos pilares e avaliar a redução de consumo de concreto dos pilares em relação ao consumo total. Os dados dos modelos de lajes lisas protendidas seguem na Tabela 1.

Partindo-se do Modelo 01/01, alterou-se o método construtivo para lajes nervuradas conforme apresentado na Figura 4 (Modelo 02/01), sendo a altura das formas de dezesseis centímetros e capa de cinco centímetros. Variou-se a seção transversal dos pilares e o valor de γ_z encontrado foi de 1,297 (vento 90°-270°). A Figura 5 mostra o 3D da estrutura e a Figura 6 mostra o 3D com detalhe da laje nervurada.

Figura 4 – Arquitetura x estrutura – pavimento tipo – laje nervurada – Modelo 02/01

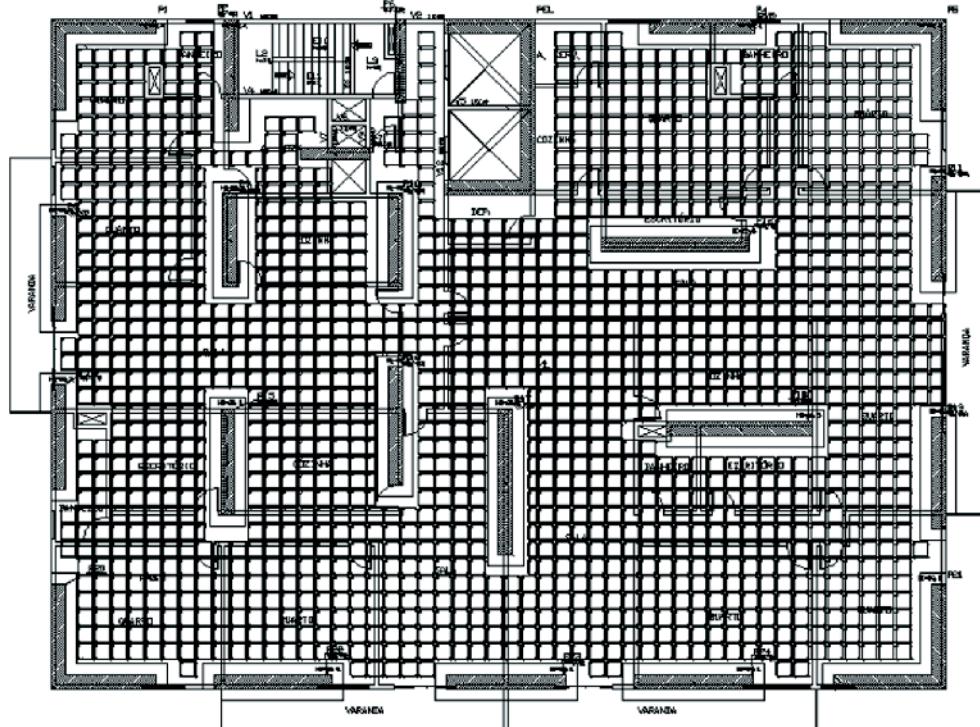


Figura 5 – 3D – edifício com laje nervurada – Modelo 02/01

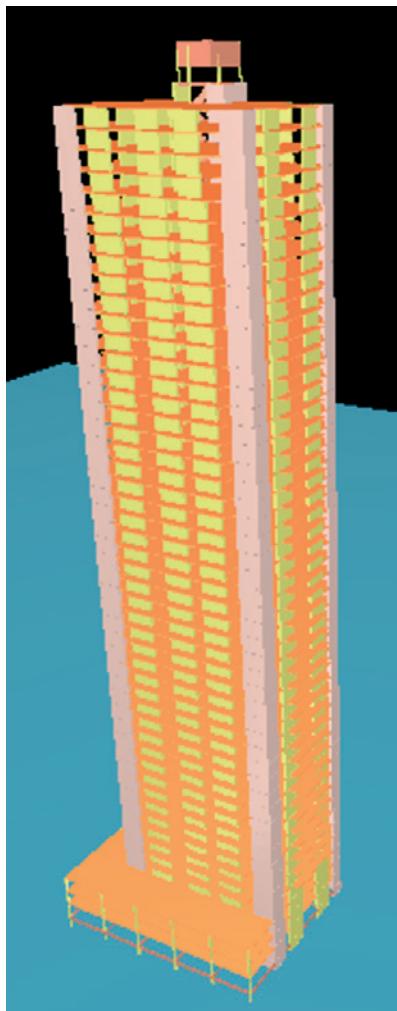
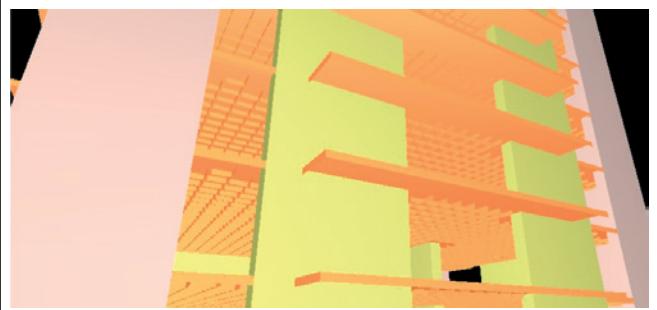


Figura 6 – 3D – pavimento tipo – laje nervurada –Modelo 02/01



Nos Modelos 02/02, 02/03 e 02/04, as alterações foram as mesmas efetuadas anteriormente para os modelos de lajes protendidas. Não foi implementada a alteração dos coeficientes que levam em consideração a não linearidade física, dada à ausência de elementos protendidos nos Modelos 02.

No Modelo 02/05, buscou-se reduzir ao máximo as seções transversais dos pilares mantendo o coeficiente γ_z abaixo do limite preconizado pela norma. Os dados dos modelos de lajes nervuradas seguem na Tabela 2.

4. Resultados e discussões

4.1 Modelos 01/01 a 01/06

A partir do projeto proposto na Figura 1 e dos modelos descritos, analisaram-se os resultados obtidos que seguem concatenados na Tabela 3, Tabela 4 e Tabela 5.

Observa-se que o aumento de espessura do pilar do elevador (núcleo rígido) no modelo 01/02, não gerou uma redução significativa no coeficiente γ_z , sendo esta redução de aproximadamente 0,617% (vento 90°-270°) e 0% (vento 0°-180°).

O aumento de espessura da laje considerado no modelo 01/03 teve relevância na redução do coeficiente de instabilidade γ_z , sendo esta redução de aproximadamente 4,472% (vento 90°-270°) e 4,111% (vento 0°-180°). Esta redução demonstra à importância

Tabela 1 – Dados dos modelos de laje protendida

| Modelo | Esp. pilar elevador (cm) | Laje protendida – dados dos modelos | | | | f_{ck} (MPa) | Pé direito pav.tipo (m) |
|--------|--------------------------|-------------------------------------|-------|----------------|-------|----------------|-------------------------|
| | | Coef. não linearidade | | Esp. laje (cm) | Lajes | | |
| | | Lajes | Vigas | | Vigas | Pilares | |
| 01/01 | 40 | 0,3 | 0,4 | 18 | 30 | 30 | 40 |
| 01/02 | 50 | 0,3 | 0,4 | 18 | 30 | 30 | 40 |
| 01/03 | 40 | 0,3 | 0,4 | 20 | 30 | 30 | 40 |
| 01/04 | 40 | 0,3 | 0,4 | 18 | 30 | 30 | 40 |
| 01/05 | 40 | 0,7 | 0,7 | 18 | 30 | 30 | 40 |
| 01/06 | 50 | 0,7 | 0,7 | 20 | 30 | 30 | 40 |

Tabela 2 – Dados dos modelos de laje nervurada

| Modelo | Esp. pilar elevador (cm) | Laje nervurada - dados dos modelos | | | | f_{ck} (MPa) | Pé direito pav.tipo (m) | |
|--------|--------------------------|------------------------------------|-------|----------------|-------|----------------|-------------------------|------|
| | | Coef. não linearidade | | Esp. laje (cm) | Lajes | | | |
| | | Lajes | Vigas | | Lajes | | | |
| 02/01 | 40 | 0,3 | 0,4 | 21 | 30 | 30 | 40 | 3,24 |
| 02/02 | 50 | 0,3 | 0,4 | 21 | 30 | 30 | 40 | 3,24 |
| 02/03 | 40 | 0,3 | 0,4 | 23,5 | 30 | 30 | 40 | 3,24 |
| 02/04 | 40 | 0,3 | 0,4 | 21 | 30 | 30 | 40 | 2,88 |
| 02/05 | 50 | 0,3 | 0,4 | 23,5 | 30 | 30 | 40 | 2,88 |

Tabela 3 – Resultados dos modelos 01/01 e 01/02

| Modelo 01/01 | | | | | Modelo 01/02 | | | | |
|-------------------------------|---------|-------|--------------------------------|-------------|-------------------------------|---------|-------|--------------------------------|--------------|
| Coeficientes de instabilidade | | | Estado limite de serviço - ELS | | Coeficientes de instabilidade | | | Estado limite de serviço - ELS | |
| Vento | Gama Z | Alfa | Des. local | Des. global | Wind | Gamma Z | Alpha | Local disp. | Global disp. |
| 90° - 270° | 1,297 | 1,262 | 0,12 (2120) | 5,53 (2734) | 90° - 270° | 1,289 | 1,254 | 0,12 (2142) | 5,39 (2805) |
| 0° - 180° | 1,265 | 1,186 | 0,09 (2705) | 3,34 (4521) | 0° - 180° | 1,265 | 1,187 | 0,09 (2695) | 3,32 (4552) |
| RM2M1 - 1,330 | | | | | | | | | |
| Quantitativo dos pilares | | | | | | | | | |
| Volume de concreto (m³) | | | Área de formas (m²) | | Volume de concreto (m³) | | | Área de formas (m²) | |
| Pilar | Total | | Pilar | Total | Pilar | Total | | Pilar | Total |
| 8561,9 | 15121,7 | | 36795,4 | 74365,1 | 8725,5 | 15284,1 | | 36735,6 | 74322,2 |
| Taxa volume de concreto | | | Taxa área de formas | | Taxa volume de concreto | | | Taxa área de formas | |
| 56,62% | | | 49,48% | | 57,09% | | | 49,43% | |

Tabela 4 – Resultados dos modelos 01/03 e 01/04

| Modelo 01/03 | | | | | Modelo 01/04 | | | | |
|-------------------------------|---------|-------|--------------------------------|-------------|-------------------------------|---------|-------|--------------------------------|-------------|
| Coeficientes de instabilidade | | | Estado limite de serviço - ELS | | Coeficientes de instabilidade | | | Estado limite de serviço - ELS | |
| Vento | Gama Z | Alfa | Des. local | Des. global | Vento | Gama Z | Alfa | Des. local | Des. global |
| 90° - 270° | 1,239 | 1,141 | 0,12 (2662) | 4,45 (3399) | 90° - 270° | 1,271 | 1,216 | 0,11 (2449) | 4,74 (3146) |
| 0° - 180° | 1,213 | 1,069 | 0,07 (3452) | 2,66 (5683) | 0° - 180° | 1,237 | 1,128 | 0,08 (3226) | 2,76 (5399) |
| RM2M1 - 1,277 | | | | | | | | | |
| Quantitativo dos pilares | | | | | | | | | |
| Volume de concreto (m³) | | | Área de formas (m²) | | Volume de concreto (m³) | | | Área de formas (m²) | |
| Pilar | Total | | Pilar | Total | Pilar | Total | | Pilar | Total |
| 8561,9 | 15744,2 | | 36765,4 | 74353,3 | 8450,1 | 15714,3 | | 36230,0 | 77846,2 |
| Taxa volume de concreto | | | Taxa área de formas | | Taxa volume de concreto | | | Taxa área de formas | |
| 54,38% | | | 49,45% | | 53,77% | | | 46,54% | |

Tabela 5 – Resultados dos modelos 01/05 e 01/06

| Modelo 01/05 | | | | | | Modelo 01/06 | | | | | |
|---------------------------------|---------|-------|--------------------------------|-------------|--|-------------------------------|---------|-------|--------------------------------|-------------|--|
| Coeficientes de instabilidade | | | Estado limite de serviço - ELS | | | Coeficientes de instabilidade | | | Estado limite de serviço - ELS | | |
| Vento | Gama Z | Alfa | Des. local | Des. global | | Vento | Gama Z | Alfa | Des. local | Des. global | |
| 90° - 270° | 1,172 | 0,976 | 0,10 (3328) | 3,49 (4336) | | 90° - 270° | 1,275 | 1,178 | 0,12 (2160) | 5,21 (2859) | |
| 0° - 180° | 1,162 | 0,953 | 0,06 (5474) | 2,13 (7113) | | 0° - 180° | 1,298 | 1,110 | 0,16 (1517) | 3,65 (4089) | |
| RM2M1 - 1,190 | | | | | | | | | | | |
| Quantitativo dos pilares | | | | | | | | | | | |
| Volume de concreto (m³) | | | Área de formas (m²) | | | Volume de concreto (m³) | | | Área de formas (m²) | | |
| Pilar | Total | | Pilar | Total | | Pilar | Total | | Pilar | Total | |
| 8561,9 | 15121,7 | | 36765,4 | 74365,1 | | 5346,5 | 13420,7 | | 25285,9 | 67476,4 | |
| Taxa volume de concreto | | | Taxa área de formas | | | Taxa volume de concreto | | | Taxa área de formas | | |
| 56,62% | | | 49,44% | | | 39,84% | | | 37,47% | | |

de se considerar a rigidez transversal da laje para a estabilidade global da estrutura.

A partir da redução do pé direito dos pavimentos no modelo 01/04, obteve-se uma redução aproximada no γ_z de 2,005% (vento 90°-270°) e 2,213% (vento 0°-180°).

Observa-se que a maior redução no coeficiente de instabilidade γ_z foi no modelo 01/05 que considera coeficientes de não linearidade física maiores, sendo a redução de aproximadamente 9,368% na direção do vento 90°-270° e de 8,142% na direção do vento 0°-180°. Este resultado corrobora com a hipótese de se estender às lajes protendidas, o aumento no coeficiente de não linearidade física quando esta atuar no sistema de contraventamento da estrutura através da consideração de sua rigidez transversal.

Finalmente, no modelo 01/06 conseguiu-se reduzir as seções dos pilares mantendo o coeficiente γ_z abaixo do limite do coeficiente γ_z preconizado pela ABNT NBR 6118:2014 [2]. Comparado ao modelo 01/01, o modelo 01/06 resultou numa redução de aproximadamente 37,5% no volume de concreto utilizado nos pilares e uma redução de aproximadamente 31,3% nas formas utilizadas nos pilares.

te γ_z preconizado pela ABNT NBR 6118:2014 [2]. Comparado ao modelo 01/01, o modelo 01/06 resultou numa redução de aproximadamente 37,5% no volume de concreto utilizado nos pilares e uma redução de aproximadamente 31,3% nas formas utilizadas nos pilares.

4.2 Modelos 02/01 a 02/05

A partir do projeto proposto na Figura 2 e dos modelos descritos, analisaram-se os resultados obtidos que seguem concatenados na Tabela 6, Tabela 7 e Tabela 8.

Assim como no modelo de lajes protendidas, observa-se que no modelo de lajes nervuradas (modelo 02/02) o aumento de espessura do pilar do elevador (núcleo rígido), não gerou uma redução significativa no coeficiente γ_z , sendo esta redução de

Tabela 6 – Resultados dos modelos 02/01 e 02/02

| Modelo 02/01 | | | | | | Modelo 02/02 | | | | | |
|---------------------------------|---------|-------|--------------------------------|-------------|--|-------------------------------|---------|-------|--------------------------------|-------------|--|
| Coeficientes de instabilidade | | | Estado limite de serviço - ELS | | | Coeficientes de instabilidade | | | Estado limite de serviço - ELS | | |
| Vento | Gama Z | Alfa | Des. local | Des. global | | Vento | Gama Z | Alfa | Des. local | Des. global | |
| 90° - 270° | 1,297 | 1,280 | 0,14 (1821) | 6,12 (2470) | | 90° - 270° | 1,288 | 1,269 | 0,14 (1851) | 5,94 (2546) | |
| 0° - 180° | 1,294 | 1,249 | 0,12 (2096) | 4,04 (3758) | | 0° - 180° | 1,294 | 1,248 | 0,12 (2097) | 4,01 (3773) | |
| RM2M1 - 1,345 | | | | | | | | | | | |
| Quantitativo dos pilares | | | | | | | | | | | |
| Volume de concreto (m³) | | | Área de formas (m²) | | | Volume de concreto (m³) | | | Área de formas (m²) | | |
| Pilar | Total | | Pilar | Total | | Pilar | Total | | Pilar | Total | |
| 8744,8 | 13362,8 | | 37497,1 | 40303,7 | | 8908,4 | 13525,2 | | 37467,3 | 40261,1 | |
| Taxa volume de concreto | | | Taxa área de formas | | | Taxa volume de concreto | | | Taxa área de formas | | |
| 65,44% | | | 93,04% | | | 65,87% | | | 93,06% | | |

Tabela 7 – Resultados dos modelos 02/03 e 02/04

| Modelo 02/03 | | | | | Modelo 02/04 | | | | |
|---------------------------------|---------|-------|--------------------------------|-------------|-------------------------------|---------|-------|--------------------------------|-------------|
| Coeficientes de instabilidade | | | Estado limite de serviço - ELS | | Coeficientes de instabilidade | | | Estado limite de serviço - ELS | |
| Vento | Gama Z | Alfa | Des. local | Des. global | Vento | Gama Z | Alfa | Des. local | Des. global |
| 90° - 270° | 1,253 | 1,187 | 0,11 (2187) | 5,14 (2939) | 90° - 270° | 1,244 | 1,173 | 0,11 (2268) | 4,84 (3079) |
| 0° - 180° | 1,255 | 1,172 | 0,09 (2704) | 3,39 (4467) | 0° - 180° | 1,247 | 1,165 | 0,07 (3340) | 3,15 (4734) |
| RM2M1 - 1,299 | | | | | | | | | |
| Quantitativo dos pilares | | | | | | | | | |
| Volume de concreto (m³) | | | Área de formas (m²) | | Volume de concreto (m³) | | | Área de formas (m²) | |
| Pilar | Total | | Pilar | Total | Pilar | Total | | Pilar | Total |
| 8744,8 | 14231,5 | | 37497,1 | 40287,8 | 8632,0 | 13747,2 | | 36957,7 | 39985,7 |
| Taxa volume de concreto | | | Taxa área de formas | | Taxa volume de concreto | | | Taxa área de formas | |
| 61,45% | | | 93,07% | | 62,79% | | | 92,43% | |

aproximadamente 0,694% (vento 90°-270°) e 0% (vento 0°-180°). O aumento da capa da laje no modelo 02/03 resultou numa redução do coeficiente γ_z de aproximadamente 3,392% (vento 90°-270°) e 3,014% (vento 0°-180°). Nota-se que o acréscimo de peso decorrente do aumento da capa da laje foi compensado pelo aumento da rigidez da mesma, como afirma FEITOSA & ALVES (2015) [6].

Com a redução do pé direito dos pavimentos no modelo 02/04, obteve-se uma redução aproximada no γ_z de 4,086% (vento 90°-270°) e 3,632% (vento 0°-180°).

Por fim, comparando com o modelo 02/01, com a redução dos pilares no modelo 02/05 obteve-se uma redução de aproximadamente 10,5% no volume de concreto utilizado nos pilares e uma redução de aproximadamente 6,22% nas formas utilizadas nos pilares. Vale ressaltar que o coeficiente γ_z do modelo 02/05 também

está abaixo do limite do coeficiente γ_z preconizado pela ABNT NBR 6118:2014 [2].

5. Conclusões

A partir da análise dos resultados dos modelos de lajes protendidas e lajes nervuradas, observou-se que o acréscimo de espessura no pilar do elevador (núcleo rígido), não resultou numa redução significativa no coeficiente de instabilidade γ_z .

O aumento da espessura das lajes protendidas e o aumento da capa das lajes nervuradas proporcionaram reduções significativas no coeficiente γ_z . O aumento de carga vertical devido ao acréscimo de espessura das lajes é compensado pelo maior enrijecimento das ligações das lajes com os pilares e também pelo aumento da rigidez transversal à flexão. Vale ressaltar que MARTINS (2001) [8] e FEITOSA e ALVES (2015) [6] obtiveram resultados semelhantes.

A redução do pé direito entre os pavimentos nos modelos de lajes protendidas e lajes nervuradas resultou no decréscimo do coeficiente γ_z , haja vista a diminuição do comprimento destravado dos pilares.

A aplicação de um valor maior do coeficiente que considera a não linearidade física nas lajes protendidas resultou numa redução significativa do coeficiente γ_z , sendo essa redução a maior entre todos os modelos. Assim, como dito anteriormente, é interessante estudar pormenorizadamente a utilização de coeficientes de redução com valores maiores que os apontados pela norma atual, tendo em vista que a fissuração e elementos protendidos é menor quando comparada à fissuração de elementos de concreto armado.

Ao se comparar o volume total de concreto entre os modelos 01/06 e 02/05, nota-se que o volume total de concreto do modelo 01/06 é menor aproximadamente 3,5%. Essa mesma comparação feita com volume de concreto dos pilares mostra que no modelo 01/06 é menor aproximadamente 31,6%. Assim, percebe-se a grande influência da consideração de um valor maior do coeficiente de não linearidade física na laje protendida, possibilitando, para edifícios altos e esbeltos, competir com o sistema de lajes nervuradas em consumo de concreto.

Tabela 8 – Resultado do modelo 02/05

| Modelo 02/05 | | | | |
|---------------------------------|---------|-------|--------------------------------|-------------|
| Coeficientes de instabilidade | | | Estado limite de serviço - ELS | |
| Vento | Gama Z | Alfa | Des. local | Des. global |
| 90° - 270° | 1,285 | 1,251 | 0,12 (2061) | 5,39 (2768) |
| 0° - 180° | 1,291 | 1,216 | 0,10 (2523) | 3,50 (4260) |
| RM2M1 - 1,355 | | | | |
| Quantitativo dos pilares | | | | |
| Volume de concreto (m³) | | | Área de formas (m²) | |
| Pilar | Total | | Pilar | Total |
| 7824,5 | 13904,5 | | 35163,9 | 38168,8 |
| Taxa volume de concreto | | | Taxa área de formas | |
| 56,27% | | | 92,13% | |

6. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [3] BUENO, M.M.. Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.
- [4] EMERICK, A.A.. Projeto e Execução de Lajes Protendidas. Interciênciac, 2005.
- [5] FRANCO, M.; VASCONCELOS,A.C.D.; Avaliação Prática dos Efeitos de 2^a Ordem em Edifícios Altos. Coloquiumonthe Rio CEB-FIP-ModelCode 90, Rio de Janeiro, 1991.
- [6] FEITOSA, L.A.; ALVES, E.C..Study of global stability of tall buildings with prestressed slabs. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 8, n. 2, p. 196-224, 2015.
- [7] KIMURA, A.. Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado. Pini, 2007.
- [8] MARTINS,C.H.. Análise Não Linear de Estruturas Tridimensionais de Edifícios de Andares Múltiplos com Núcleo Resistentes, considerando a Rígidez Transversal à Flexão das Lajes. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

Experimental continuously reinforced concrete pavement parameterization using nondestructive methods

Parametrização de pista experimental de pavimento de concreto continuamente armado através de método não destrutivo

L. S. SALLES ^a
lucio.salles@usp.br

J. T. BALBO ^a
jotbalbo@usp.br

Abstract

Four continuously reinforced concrete pavement (CRCP) sections were built at the University of São Paulo campus in order to analyze the pavement performance in a tropical environment. The sections short length coupled with particular project aspects made the experimental CRCP cracking be different from the traditional CRCP one. After three years of construction, a series of nondestructive testing were performed - Falling Weight Deflectometer (FWD) loadings - to verify and to parameterize the pavement structural condition based on two main properties: the elasticity modulus of concrete (E) and the modulus of subgrade reaction (k). These properties estimation was obtained through the matching process between real and EverFE simulated basins with the load at the slab center, between two consecutive cracks. The backcalculation results show that the lack of anchorage at the sections end decreases the E and k values and that the longitudinal reinforcement percentage provides additional stiffness to the pavement. Additionally, FWD loadings tangential to the cracks allowed the load transfer efficiency (LTE) estimation determination across cracks. The LTE resulted in values above 90 % for all cracks.

Keywords: concrete pavement, continuous reinforcement, deflections, backcalculation, load transfer efficiency.

Resumo

Quatro seções experimentais de pavimento de concreto continuamente armado (PCCA) foram construídas no campus da Universidade de São Paulo com a finalidade de analisar o desempenho deste tipo de pavimento em clima tropical. A curta extensão das seções aliada a aspectos específicos de projeto fizeram com que o PCCA experimental apresentasse um padrão de fissuração bastante distinto dos PCCA tradicionais. Passados três anos da construção, realizou-se uma série de testes não destrutivos – aplicações de Falling Weight Deflectometer (FWD) – para verificar e parametrizar a condição estrutural do pavimento com base em dois fatores principais: o módulo de elasticidade do concreto (E) e o módulo de reação do subleito (k). A estimativa das propriedades foi obtida através da equiparação de bacias reais com bacias simuladas pelo programa EverFE para a carga aplicada no meio da placa formada por duas fissuras. Os resultados da retroanálise mostram que a falta de ancoragem no final das placas diminui os valores de E e k e que a porcentagem de armadura proporciona um adicional de rigidez ao pavimento. Adicionalmente, aplicações de carga tangenciais às fissuras possibilitaram a determinação da eficiência de transferência de carga (LTE) entre fissuras. A LTE resultou em valores acima de 90% para todas as fissuras.

Palavras-chave: pavimento de concreto, armadura contínua, deflexões, retroanálise, eficiência de transferência de carga.

^a School of Engineering, Department of Transportation Engineering, University of São Paulo, São Paulo – SP, Brazil.

Received: 05 Nov 2014 • Accepted: 18 Jan 2016 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introduction

Over the past 20 years, the evaluation of pavements by Falling Weight Deflectometer (FWD) became the main non-destructive analysis method of operational pavements. Factors such as no need for material removal (destruction) and relatively user-friendly equipment explain the success of this methodology [1]. The determination of pavement properties through backcalculation algorithms based on deflection measurements has also become a routine operation in the study and evaluation of road structures. However, one should perform a very careful process both in the choice of the backcalculation method and in the equalization of real (field) and theoretical deflection basins. Warnings have been issued of disastrous parameterization results if failures occur in the backcalculation process [2].

For concrete pavements, a study compared the three most common models used for backcalculation models based on finite element, and concluded that the logarithm based on the "infinite slab" presents more accurate results than the "single slab" one. The "nine-slab" model presents correlation values between the real and the theoretical deflections very similar to those of the "infinite slab", although the former process has a much more complex methodology than the latter. Therefore, the authors' recommendation for general

studies is the use of "infinite slab" model because of its easier applicability and that the "nine-slab" model should only be performed for specific cases that require a more detailed approach [3]. The work described here presents the entire backcalculation process of an experimental continuously reinforced concrete pavement (CRCP) in order to parameterize the four sections and to estimate the elastic modulus of concrete (E) and modulus of subgrade reaction (k). The relation of these parameters with very specific aspects of this pavement type is discussed. For the backcalculation, a finite element model with nine slabs called EverFE was used. Additionally, the deflection analysis made it possible to calculate the load transfer efficiency (LTE) across cracks for all the cracks in the pavement. The LTE affects the performance of both jointed-plain concrete pavements (JPCP) and CRCP; and can be a good indicator of early structural problems on the slab that could lead to future failures [4]. In JPCP, a low LTE can lead to excessive spalling on the transverse joints and the development of longitudinal cracks; in the CRCP, LTEs below 70% are routinely found on slabs with punchouts failures [5].

1.1 Short experimental CRCP

The CRCP is a concrete pavement without contraction joints: a

Figure 1 – CRCP versus JPCP

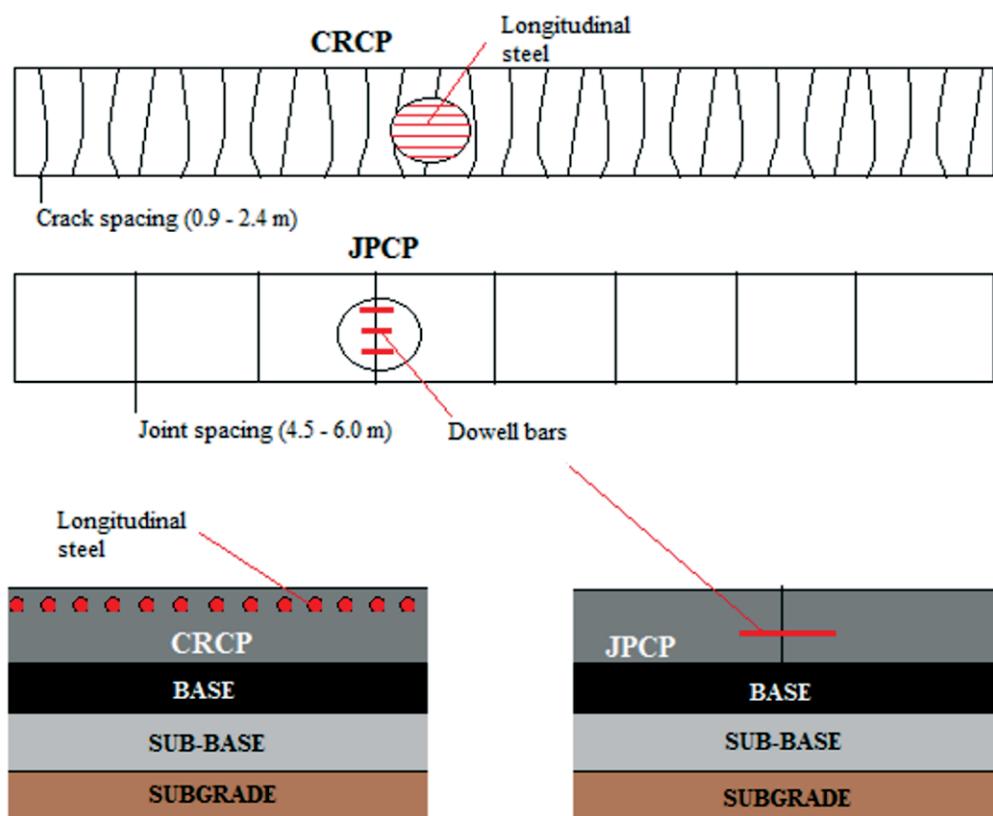
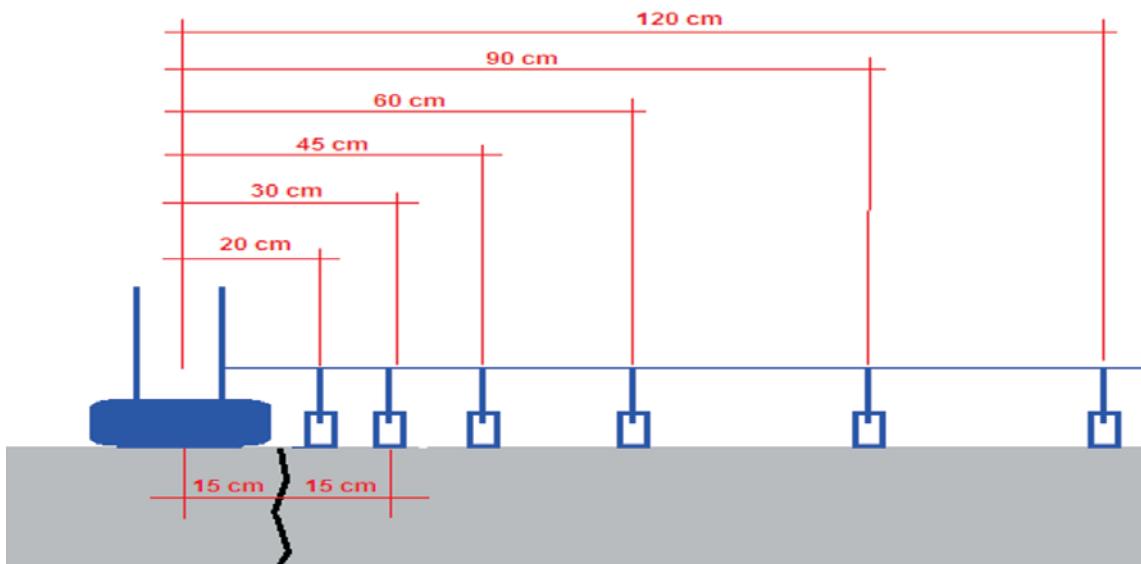


Figure 2 – FWD test position for LTE measurement



continuous slab with only a constructive joint when the concrete pouring stops. The major difference from JPCP is the presence of a high reinforcement ratio slightly above the slab neutral axis whose sole purpose is to keep the inevitable cracks, caused by the concrete shrinkage, strongly tight. As a result of this tightening action, the cracks are imperceptible to the user and load transfer efficiency is highly satisfactory due to aggregate interlocking. Thus, there is not a cracking control or induction as it is in JPCP, because there is a whole steel structure designed to maintain the slab structural and functional integrity once the random cracking begins [6]. Figure 1 shows the basic differences between the traditional CRCP and JPCP.

In 2010, an experimental CRCP was built at the USP campus in São Paulo. The idea was to evaluate the slab behavior under a tropical climate, as well as to develop a new technology for bus corridors and stops in Brazil. To simulate a bus stop, the experimental CRCP sections are only 50 m in length and 5.05 m wide, a short length in relation to traditional CRCP with more than 300 m in length between constructive joints. Also, there was no anchorage system at the end of the slabs; the sections were free to move during the concrete curing. Those differences impacted the short CRCP crack behavior; there were less cracks than expected and, therefore, a greater crack spacing [7]. The study of dynamic deformations with different operating speeds showed stresses below the concrete strength, indicating a good structural performance of the slab [8]. The design of the short CRCP was a 240 mm thick concrete slab over a 60 mm asphalt concrete base over a 300 mm dry macadam sub-base. The only difference between the sections was the amount of longitudinal steel: section 1 has 0.6%, section 2, 0.7%, section 3, 0.5% and finally section 4 with less steel at 0.4%; more details and construction aspects can be found elsewhere [9].

2. Falling Weight Deflectometer (FWD) test methodology

To determine the LTE across cracks, the simplest and most routinely applied method is the one introduced by Shahin in 1985 [10], in which the load transfer percentage is determined by the relation between the symmetrical deflections at the loaded slab (δ_1) and at the unloaded slab (δ_2). For this, the FWD plate must be positioned tangentially to the crack so that at least two sensors are equally distanced from the slab, one at the loaded slab and the other at the unloaded slab. The calculation is performed by Equation 1.

$$LTE = \frac{\delta_2}{\delta_1} \times 100\% \quad (1)$$

While a study held in JPCP joints indicated a minimum LTE of 75% as an indication of pavement good structural performance [10], another work showed, again in JPCP joints, that for new pavements without dowel bars, the LTE varied between 70 and 100%, and that for new pavements with dowel bars, the lower limit was upgraded to 80% [11]. The author considers a LTE lower than 70% unacceptable. For CRCP, LTE below 70% is also considered problematic [5].

Since the sensor device configuration was 0, 200, 300, 450, 600, 900 and 1200 mm, and the load plate had a 300 mm diameter (first sensor), it was decided to use the deflections measured by the sensor at points 0 and 300, as shown in Figure 2. The previously stipulated load was 60 kN due to the need of a

more detailed deflection reading, which a lower load could not provide due to the high stiffness of a concrete pavement with such steel ratios. Also, tests were performed in the middle of the slabs, between consecutive cracks, in order to analyze the deflection basins and to determine essential parameters, through backcalculation, to study slab performance such as the concrete modulus of elasticity (E) and subgrade reaction module (k). As section 1 has no visible cracks yet, the FWD tests at this section were conducted 5 meters from each edge and then with a 10-meter spacing. Since each stretch has a width of 5.05 m, the test point was always in the middle of the width, i. e., 2.525 m from the road center axis. Figure 3 encodes each point as a crack (F) or slab (P) in all sections.

2.1 Backcalculation methodology

The consistent simulation of the slab structure behavior with a theory by means of strains or stresses of the actual structure is a quite suitable backcalculation concept. For such, the theoretical model (analytical or numerical) must be able to represent the pavement geometric configuration and the loading parameters employed. Once all the necessary elements are provided, the theoretical simulation thus relies on a search through successive approximations, for a theoretical response with sufficient level of representation of the real answer. The most usual method of checking the quality of these approaches is the analysis of the

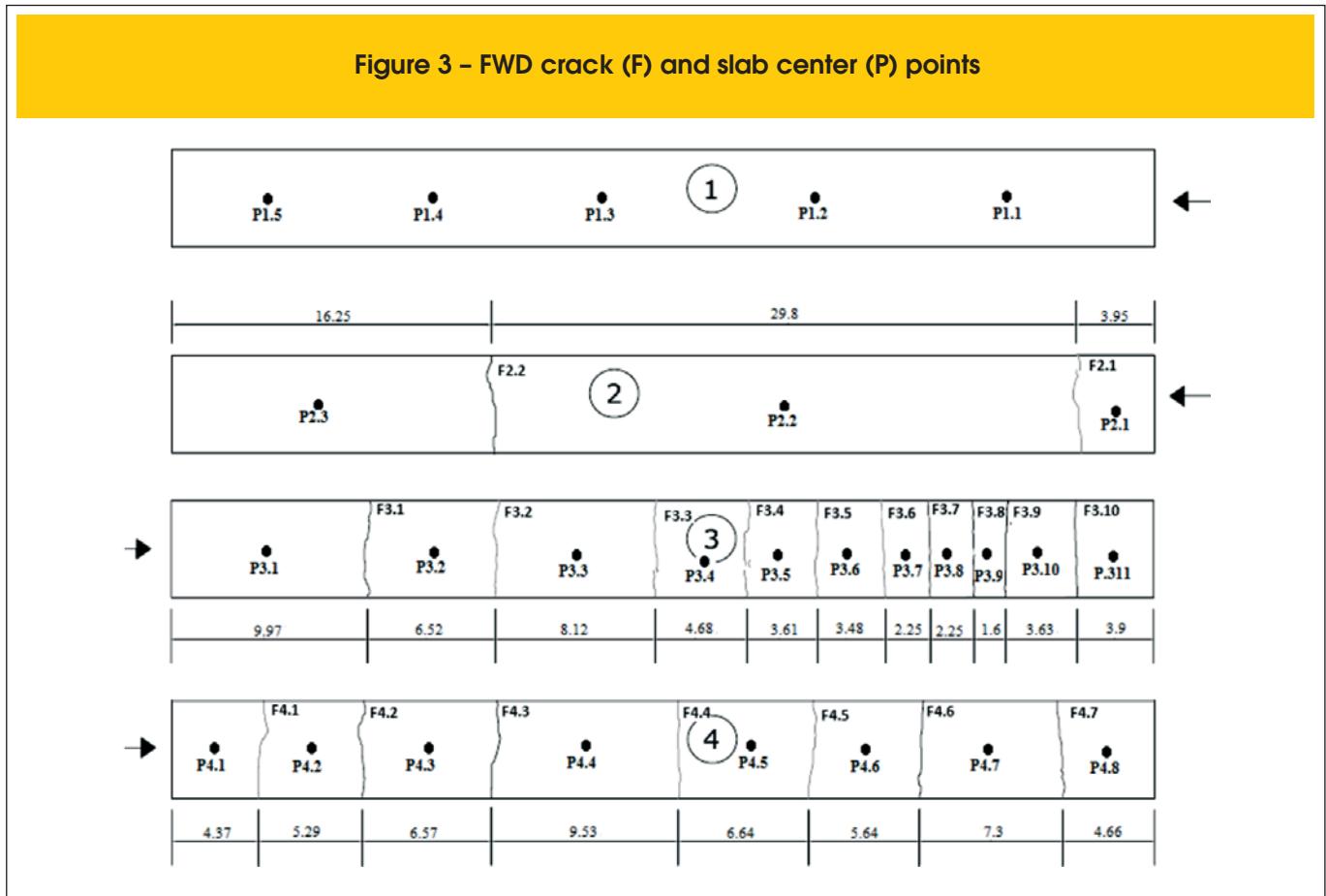
squared error between the theoretically calculated deflections and actual measured deflections in the field. Equation 2 dictates this method.

$$\text{SquaredError} = \sum (\delta_i^{\text{Field}} - \delta_i^{\text{Theoretical}})^2 \quad (2)$$

E and k are known to range with the pavement age, which may make measured values during construction quality control not representative, for example. To estimate the input values of k and E based on the deflections obtained, studies by Hall [12] and Crovetti [13] are used herein. In the first research, the structural answer analysis of innumerable concrete pavement sections based on the slab radius of relative stiffness (ℓ) concept defined the following relation (Equation 3 and Equation 4) between this parameter and the field deflections [12].

$$\ell = \left[\frac{\ln\left(\frac{36 - \text{AREA}}{1812.279133}\right)}{-2.55934} \right]^{4.387009} \quad (3)$$

Figure 3 – FWD crack (F) and slab center (P) points



$$AREA = 6 \left(1 + \frac{2\delta_{30}}{\delta_0} + \frac{2\delta_{60}}{\delta_0} + \frac{\delta_{90}}{\delta_0} \right) \quad (4)$$

The parameter AREA is the deflection basin area normalized by the maximum deflection in relation to a FWD load applied onto a 300 mm diameter plate. It is worth highlighting that the concept behind the study is based on loadings in the slab center. The knowledge of ℓ allows using the Westergaard equations for the load in the slab center to determine the values of k and E [13]. To this end, Equation 5 and Equation 6 are used.

$$k = \frac{P}{8\delta_0 \ell^2} \left\{ 1 + \left(\frac{1}{2\pi} \right) \cdot \left[\ln \left(\frac{a}{2\ell} \right) - 0.67278436 \right] \cdot \left(\frac{a}{\ell} \right)^2 \right\} \quad (5)$$

$$E = \frac{12(1-\mu^2) \cdot k \cdot \ell^4}{h^3} \quad (6)$$

Where:

P = FWD loads (lbf)

a = FWD plate radius (pol)

μ = Poisson ratio

h = slab thickness

Note that the model presented has its application field limited to infinite slabs with loads in its center. It should also be noted that for k-values, the calculated numbers refer to a static load; however, the FWD is a dynamic load; thus, the actual values should be higher than the estimated ones. Table 1 shows the estimated values of k and E according to the methodology described above. Note that only slab center FWD points were selected for the analysis. These values will be used as the initial input in the software for the backcalculation process.

2.1.1 The EverFe software

First presented in 1998, the EverFe, now in version 2.24, allows numerical simulations of load tests by finite element. Using the software, it is possible to simulate the real tests in order to verify the values of E and k.

Although the model was specifically developed for JCP, it is possible to simulate other concrete slabs structures knowing their geometric configurations. The software can simulate up to three layers (each with its own characteristics and parameters) and transverse and longitudinal joints between slabs; the maximum number of slabs is nine. In addition, the software allows a number of vehicle axle configurations and loads that satisfactorily contemplates the traffic conditions currently found in highways [14].

To simulate the experimental CRCP, firstly, the sections geometric configuration was informed. The cracks were simulated as joints; a slab is considered the space between consecutive cracks (joints); hence, section 3 has eleven slabs, for example. Section 1 was simulated as a single slab with five FWD loading points. For the

cracked sections, aiming to provide the continuous pavement configuration, the prior and posterior slabs to the analyzed slab were considered for each P point.

Some considerations regarding the simulation:

- Along with the concrete slab, it was chosen to simulate only the base layer. When simulating with or without the granular sub-base layer, it was observed that the effect on the deflections was negligible;
- The resilience modulus of the asphalt concrete base was based on the analyses of two studies that indicate a relatively high modulus to asphalt layers isolated (between two layers) because it is less exposed to thermal variations than the surface layer [15] [16];
- The values concerning the slab-base friction were set at 10 each, just to not let them null; again, in the simulations it was observed that a three-value variation on a scale of 1 to 100 does not cause significant changes in the deflection;
- Regarding the slab thermal gradients, the temperature during the FWD test was 20 °C on a very cloudy day. According to the equations developed during a thermal research in São Paulo, the thermal gradient between top and bottom should be of 7°[17]. Applying this value to EverFE, the slab suffers such a severe warping that deflections turned negative; even decreasing this value to 2 °C, the resulting deflections were only matched with the field deflections with an E larger than 200MPa, which is very unlikely in the concrete applied. The software is believed to present some errors concerning the thermal effects. Therefore, the thermal differential used was zero;
- As the longitudinal reinforcement on the CRCP has no load transferring function – its only purpose is to keep the cracks closed –, the cracks (joints) were considered to have no reinforcement [18]. The only crack input was the crack width and the crack stiffness based on the crack width [19].

Based on the estimated E and k shown in Table 1, backcalculation attempts for an approximate value of E and a value twice the estimated k were initiated. It is known that increasing the value of k and E makes the structure stiffer, reducing the deflections. With each attempt, the percentage error and the squared error were analyzed, until the lowest possible error was obtained, this being the most appropriate and representative of the field test basin. It was clearly seen in all the basins matching that k was more influential in the last three deflection sensors; on the other hand, the E modified deflections of the first three sensors more intensely. After this finding, the process changed to first fix a value of k that corresponds to a very low error for the sensors at 600, 900 and 1200 mm, and then the E was ranged until the 0, 200 and 300 mm sensors were adequate. An example of this matching process can be found in Table 2 and in Figure 4. In the case presented, try number P1.4h was the one that best represented the field data.

3. Results and discussions

The deflections in the slabs center allowed the deflection basin layout shown in Figure 5. Firstly, we note that the lower maximum deflection occurs at the longer slab formed between cracks, P2.2 in section 2 center. This can be explained by the section higher ratio of reinforcement which gives it greater stiffness. The largest maximum deflections - values above 25×10^{-2} mm – were always found near the sections transverse edges. The lack of anchorage

Table 1 – Estimated parameters for slab center FWD loadings

| Point | Load (Kgf) | Area | ℓ (pol) | k MPa/m | E MPa |
|-------|------------|--------|--------------|---------|--------|
| P4.1 | 6171 | 33.344 | 60.710 | 10.022 | 48,080 |
| P4.2 | 6198 | 32.238 | 47.733 | 20.106 | 36,862 |
| P4.3 | 6227 | 31.985 | 45.561 | 42.883 | 65,265 |
| P4.4 | 6200 | 31.473 | 41.769 | 29.349 | 31,552 |
| P4.5 | 6187 | 32.670 | 52.005 | 20.460 | 52,858 |
| P4.6 | 6219 | 29.758 | 32.801 | 70.594 | 28,861 |
| P4.7 | 6169 | 31.362 | 41.032 | 41.544 | 41,591 |
| P4.8 | 6167 | 31.729 | 43.576 | 34.023 | 43,328 |
| P3.1 | 6192 | 30.981 | 38.702 | 36.600 | 29,003 |
| P3.2 | 6170 | 30.670 | 36.999 | 38.493 | 25,477 |
| P3.3 | 6214 | 32.792 | 53.378 | 25.667 | 73,588 |
| P3.4 | 6169 | 31.608 | 42.701 | 40.960 | 48,094 |
| P3.5 | 6206 | 31.283 | 40.524 | 48.133 | 45,844 |
| P3.6 | 6159 | 31.248 | 40.307 | 46.972 | 43,789 |
| P3.7 | 6169 | 31.834 | 44.372 | 37.039 | 50,713 |
| P3.8 | 6170 | 31.906 | 44.930 | 33.390 | 48,057 |
| P3.9 | 6159 | 32.173 | 47.158 | 26.303 | 45,943 |
| P3.10 | 6163 | 31.811 | 44.192 | 26.378 | 35,531 |
| P3.11 | 6134 | 31.732 | 43.596 | 20.082 | 25,622 |
| P1.1 | 6100 | 31.646 | 42.976 | 16.147 | 19,453 |
| P1.2 | 6177 | 31.979 | 45.513 | 29.476 | 44,671 |
| P1.3 | 6198 | 31.704 | 43.391 | 37.671 | 47,164 |
| P1.4 | 6181 | 30.541 | 36.341 | 64.536 | 39,753 |
| P1.5 | 6130 | 31.896 | 44.852 | 22.634 | 32,351 |
| P2.1 | 6167 | 33.680 | 66.428 | 11.704 | 80,488 |
| P2.2 | 6190 | 30.297 | 35.153 | 90.736 | 48,938 |
| P2.3 | 6146 | 31.551 | 42.299 | 35.726 | 40,393 |

at these points elucidates this fact; near the edge, the slab is freer to move and it is not uncommon to feel a vertical displacement when a heavy vehicle access or exit the stretch. Despite its increased reinforcement ratio in relation to sections 3 and 4, section 1 presents point (P1.1) with the largest maximum deflection (38×10^{-2} mm) - much larger as compared to the second largest, the P4.1 point (section 4) with 31.4×10^{-2} mm; this happens because there is a settlement flaw in the interlocked pavement near the joint with the experimental CRCP. This failure caused faulting and breaking in the slab corner as shown in Figure 6. At this point, the vertical "bump" is more easily noticed. It is also interesting to note that the two points with the largest displacements are those where the vehicles access the experimental CRCP, which suggest a more advanced concrete deterioration due to the vertical impact at these points. As for the shape, except for the P1.1 basin, all the basins seem a typical outline for rigid pavements with a smooth deflection decrease through sensors.

Deflections at the crack also enabled the deflection basins layout as seen in Figure 7. The graph analysis shows the non-occurrence of very high maximum deflections, as expected; cracks are fur-

ther from the edge than the final and initial slabs, which makes the displacements due to lack of anchorage less influential. Despite the lower values, the two highest maximum deflections are, again, close to the edge (F3.10 and F4.1). No significant increase in deflections was noticed when comparing the measures taken at the crack and in the slabs center – in some cases, the crack deflections were even smaller. A study showed in a JPCP that joints without dowel bars presented much higher deflections than joints with dowel bars [20]. Even though the CRCP joints (cracks) do not have dowel bars, the cracks small width added to the tightening strength provided by the longitudinal reinforcement, which increases the stiffness, decrease deflections even in a physical discontinuity.

3.1 Load transfer efficiency across cracks

The FWD loading tangential to the crack provided equidistant deflections; the use of Equation 1 allowed the LTE calculation. Figure 8 illustrates the LTE value for each crack. Figure 8 allows the following findings:

- All cracks showed LTE over 90% (average 92.7%);

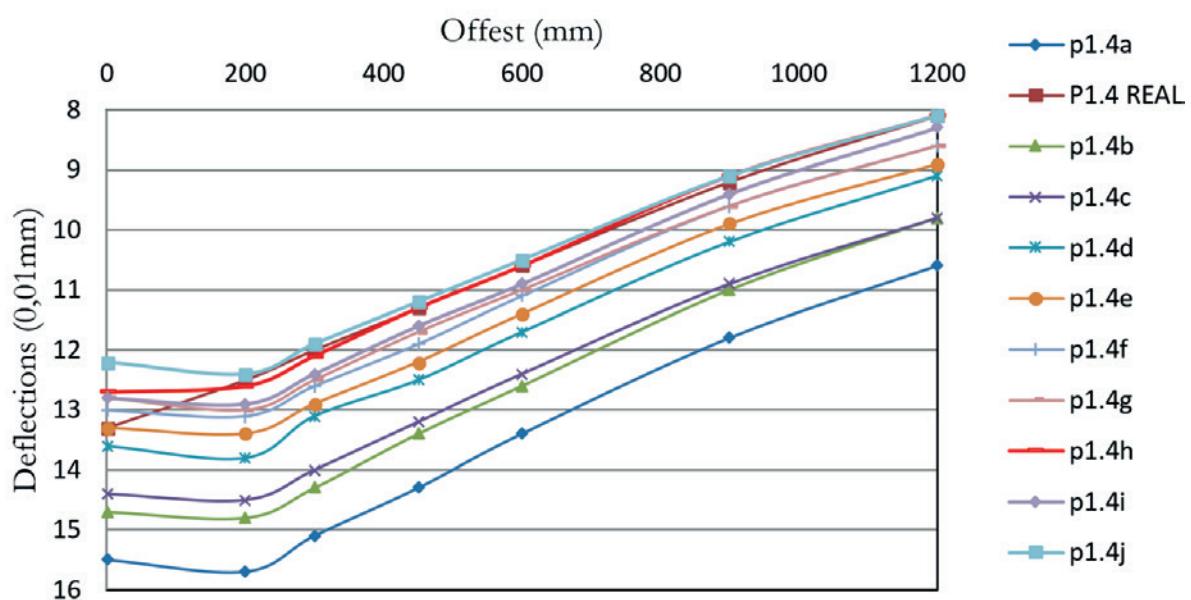
Table 2 – Deflections matching process for point P1.4

| Try | Deflections (0.01 mm) | | | 0 | 200 | 300 | 450 | 600 | 900 | 1200 | Error (%) Total | Error ² |
|-----|-----------------------|---------|-----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|-----------------|--------------------|
| | File | E (MPa) | k (MPa/m) | 13.3 | 12.5 | 12.0 | 11.3 | 10.6 | 9.2 | 8.1 | | |
| 1 | p1.4a | 35,000 | 120 Error(%) | 15.5 16.5% | 15.7 25.6% | 15.1 25.8% | 14.3 26.5% | 13.4 26.4% | 11.8 28.3% | 10.6 30.9% | 180.06% | 54.54 |
| 2 | p1.4b | 35,000 | 130 Error(%) | 14.7 10.5% | 14.8 18.4% | 14.3 19.2% | 13.4 18.6% | 12.6 18.9% | 11.0 19.6% | 9.8 21.0% | 126.10% | 27.08 |
| 3 | p1.4c | 38,000 | Error(%) 130 | 10.5% 14.4 | 18.4% 14.5 | 19.2% 14.0 | 18.6% 13.2 | 12.4 17.0% | 10.9 18.5% | 9.8 21.0% | 114.20% | 21.84 |
| 4 | p1.4d | 38,000 | 140 Error(%) | 13.6 2.3% | 13.8 10.4% | 13.1 9.2% | 12.5 10.6% | 11.7 10.4% | 10.2 10.9% | 9.1 12.3% | 66.03% | 7.64 |
| 5 | p1.4e | 38,000 | 145 Error(%) | 13.3 0.0% | 13.4 7.2% | 12.9 7.5% | 12.2 8.0% | 11.4 7.5% | 9.9 7.6% | 8.9 9.9% | 47.70% | 4.20 |
| 6 | p1.4f | 38,000 | 150 Error(%) | 13.0 2.3% | 13.1 4.8% | 12.6 5.0% | 11.9 5.3% | 11.1 4.7% | 9.6 4.3% | 8.6 6.2% | 32.60% | 1.83 |
| 7 | p1.4g | 40,000 | 150 Error(%) | 12.8 3.8% | 13.0 4.0% | 12.5 4.2% | 11.7 3.5% | 11.0 3.8% | 9.6 4.3% | 8.6 6.2% | 29.76% | 1.48 |
| 8 | p1.4h | 38,000 | 160 Error(%) | 12.7 4.5% | 12.6 0.8% | 12.1 0.8% | 11.3 0.0% | 10.6 0.0% | 9.1 1.1% | 8.1 0.0% | 7.23% | 0.39 |
| 9 | p1.4i | 40,000 | 155 Error(%) | 12.8 3.8% | 12.9 3.2% | 12.4 3.3% | 11.6 2.7% | 10.9 2.8% | 9.4 2.2% | 8.3 2.5% | 20.42% | 0.83 |
| 10 | p1.4j | 40,000 | 160 Error(%) | 12.2 8.3% | 12.4 0.8% | 11.9 0.8% | 11.2 0.9% | 10.5 0.9% | 9.1 1.1% | 8.1 0.0% | 12.82% | 1.26 |

- The crack with the lowest LTE (90.52%) is F3.1, positioned at the end of section 3; however, strangely, the crack with the highest LTE (95.51%) also lies on a section edge - section 4 in that case. Deflections were quite large in this position as seen in Figures 5 and 7; however, more or less displacement does not seem to influence the crack load transferring potential.
- As some researchers stress, the crack spacing influence was

not observed in the LTE. Figure 9 shows the relationship between the LTE and the crack spacing of loaded and unloaded crack. No trend is verified, i.e., very large crack spacing as those presented by section 2 are not harmful to the load transfer;

- Another aspect is that when simulating a crack at the P points (slabs center) and calculating the LTE for this fictitious crack, the values are very similar to those of Figure 8; this means that

Figure 4 – Deflection basin matching for P1.4

regarding load transfer, the short CRCP cracking behaves as a continuous structure. The simulated LTE data are shown in Table 3.

3.2 Backcalculation analysis

Before any analysis, it should be clear that, although the concrete used was the same for all sections, provided by the same supplier, the construction happened in different days for each section and it is known that concrete, a heterogeneous material, can present different properties even in a small volume. In addition, constructive problems such as exudation and segregation of fresh concrete may happen. All these variables are aggravated by the pouring and vibration of the material, which is certainly not homogeneous in situ. These factors are influential on the FWD test results, which may consequently affect the basin matching during the backcalculation. With these presuppositions in mind, the E and k results are presented for all P points in table 4.

In spite of the factors discussed above, of the 27 basins analyzed,

only three cases (P3.3, P2.1 and P1.1) could not find a satisfactory theoretical basin match according to the criteria presented. This validates the FWD testing. An extra explanation for these three cases could be that during the FWD test, the loading plate was not uniformly placed on the surface due to the presence of very hard aggregates, which can lead to uneven pressures. This is very likely to have occurred in P3.3. However, for the P2.1 and P1.1 slabs, because of its location in the sections longitudinal edge, the software used may be assumed not to have perfectly simulated the slab anchorage system – or lack of it.

By analyzing the values of k and E, it appears that, except for the P4.4 and P4.6, the nearest from the edge, the lowest values for both parameters are presented; and more, especially at the slabs edge where vehicles access the sections, the minimum values were found. This fact is easily explained by the absence of an anchoring system, which means that there is greater displacement at the edges and also due to this displacement, a larger deterioration of the concrete and the structure as a whole at these points.

Excluding these minimum values influenced by the edge, there is

Figure 5 – Deflection basins for slab center loadings

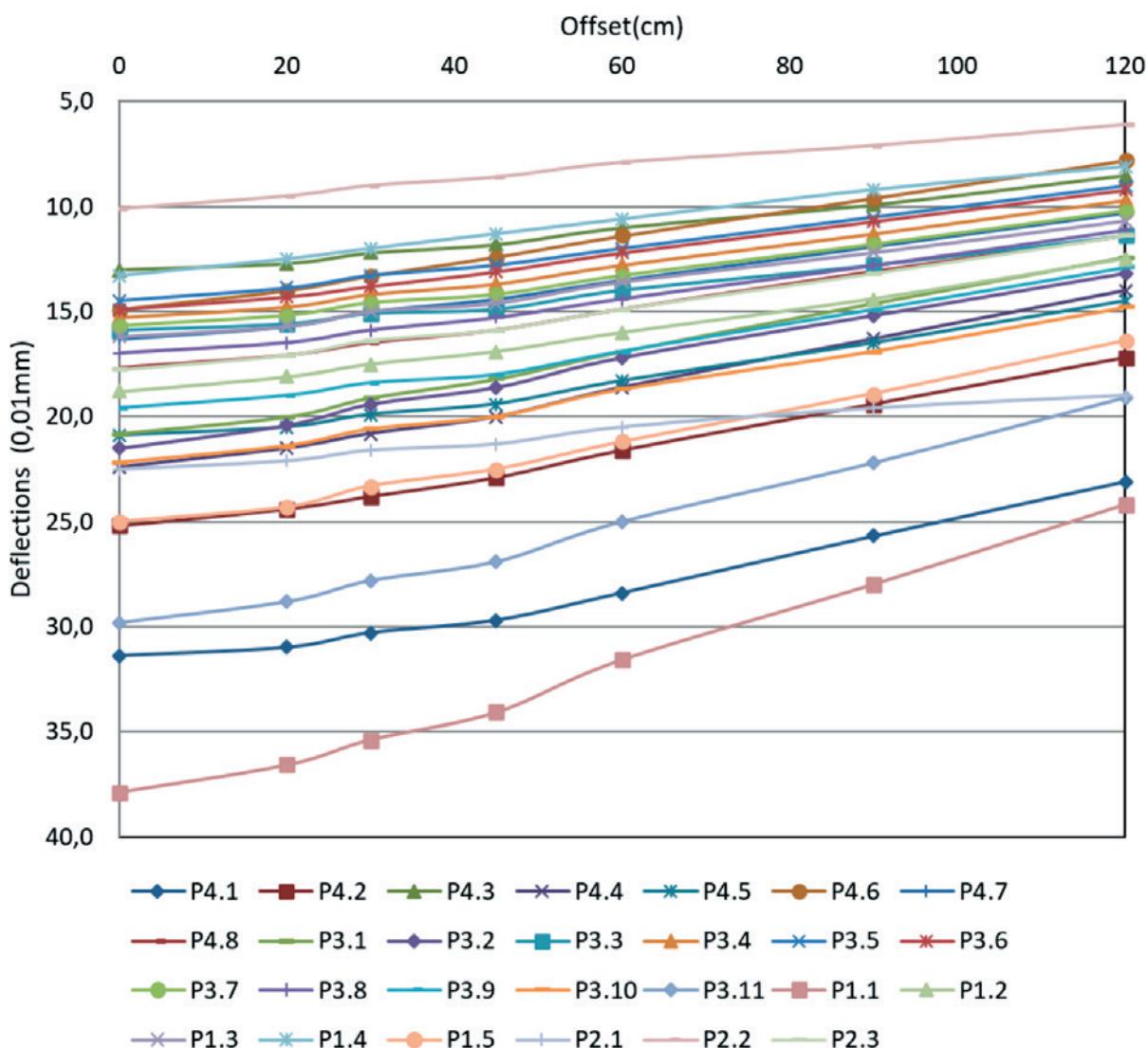
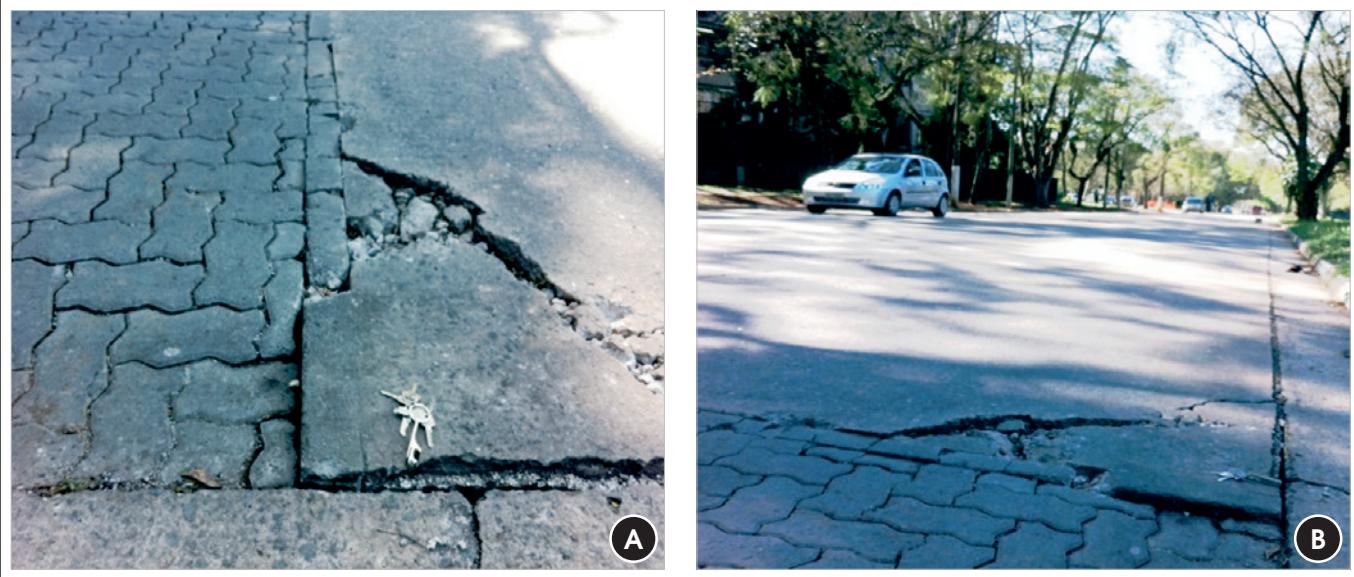


Figure 6 – Concrete deterioration at the transversal edge

an E variation from 34,000 to 38,000 MPa for section 1; 25,000 to 42,000 MPa for section 3; and 25,000 to 45,000 MPa for section 4. This variation is common and expected in large volumes of concrete as a pavement slab. When checking the smallest squared

error, the most representative values for each section are 38,000 MPa for section 1; 35,000 MPa for section 2; 38,000 MPa for section 3; and 25,000 MPa for section 4. For section 2, as there are only three P points, the most representative ended up being the

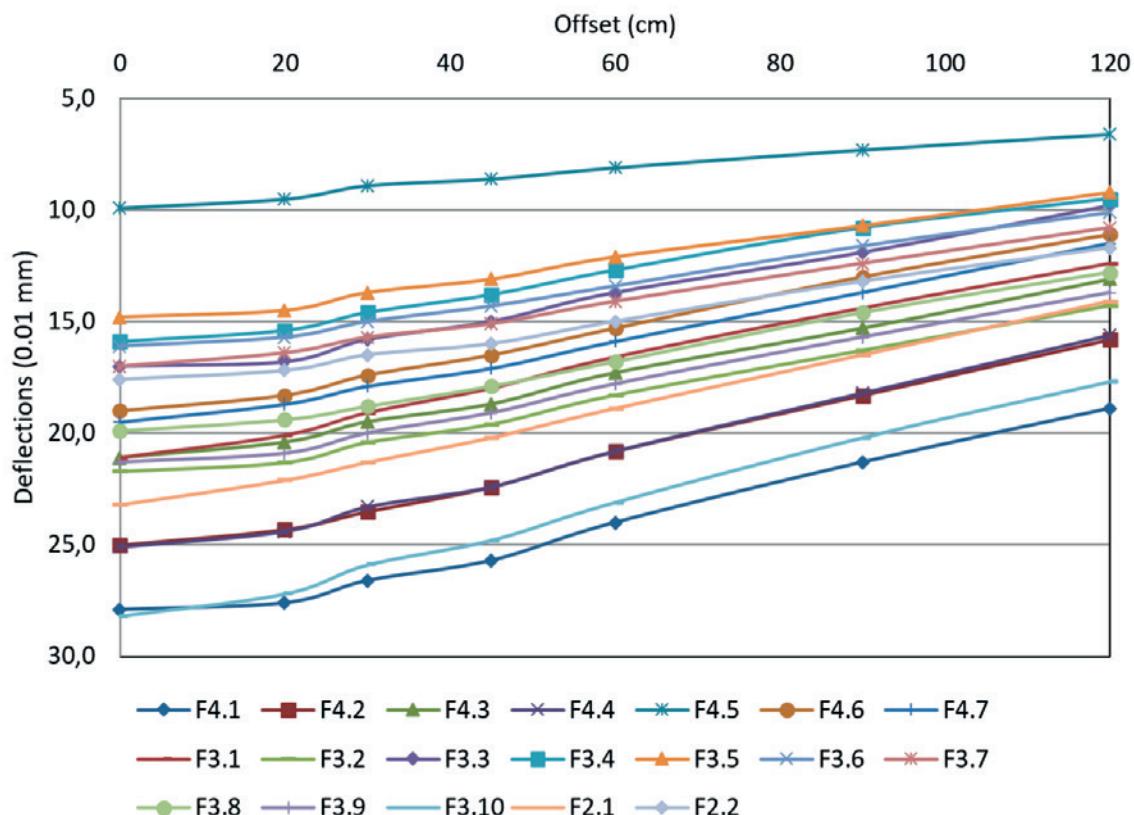
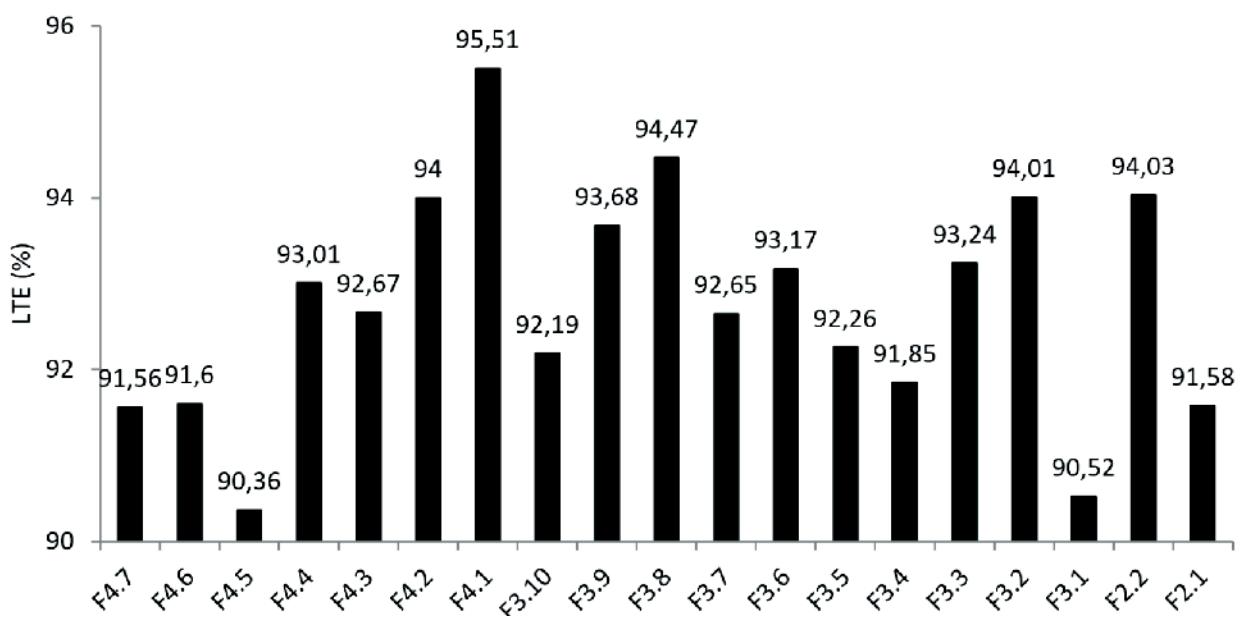
Figure 7 – Deflection basins at crack

Figure 8 – LTE for each crack



closest to the edge; furthermore, the value of 60,000 MPa (near the slab center) is very high for the concrete used. An FWD testing error could also have occurred in this case, which generated lower deflections. However, it is not entirely wrong to suppose that section 2 presents a more rigid structure due to the large amount of reinforcement steel, since even the edge P points resulted in E in the magnitude of 30,000 MPa.

Concerning k, the parameter variation, excluding the values near the edge, resulted in 95 to 160 MPa/m (Section 1); 85 to 135 MPa/m (Section 3); 70 to 155 MPa/m (Section 4). Ioannides [21] states that

the modulus of subgrade reaction is not an intrinsic property of the soil, but a representation of the structure support as a whole. Thus, it is perfectly normal for a complex structure with several layers of different materials to present the variations mentioned. Values denote a fairly stiff base on the subgrade; a research found for a JCP with a lean concrete base, in an area close to the short CRCP, values between 60 and 125 MPa/m [20]. The sections are better represented (lower square error) for k equal to 160 MPa/m (Section 1); 105 MPa/m (Section 2); 135 MPa/m (Section 3); and 85 MPa/m (Section 4). Again, section 2, even near the edge, presents high values.

Figure 9 – Crack spacing versus LTE

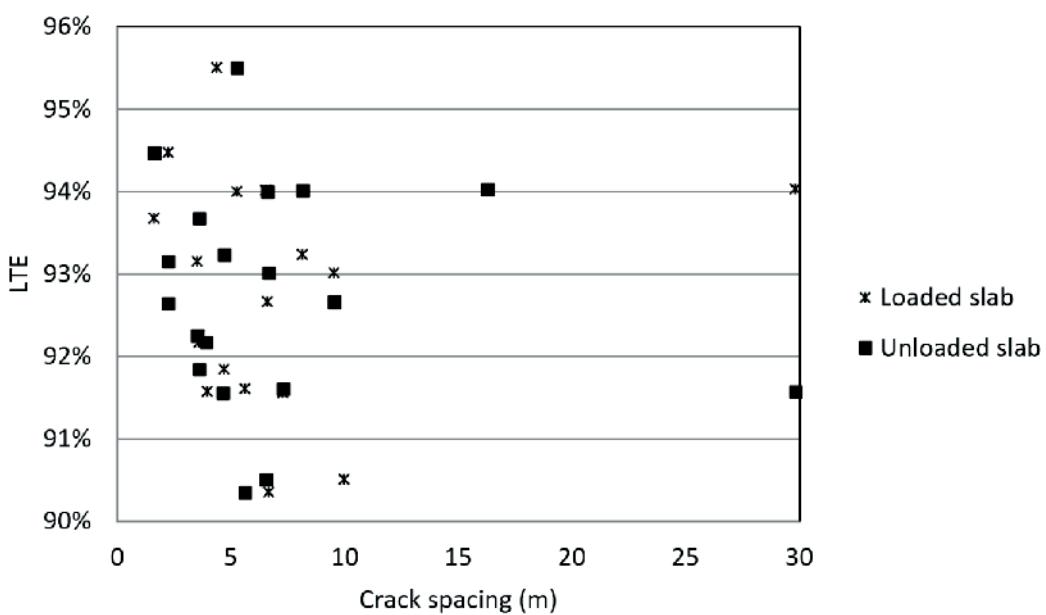


Table 3 – Fictitious LTE in the slab center

| Point | Deflections (0.01 mm) | | LTE | Point | Deflections (0.01 mm) | | LTE |
|-------|-----------------------|------|--------|-------|-----------------------|------|--------|
| | 0 | 300 | | | 0 | 300 | |
| P4.1 | 31.4 | 30.3 | 96.50% | P3.7 | 15.7 | 14.6 | 92.99% |
| P4.2 | 25.2 | 23.8 | 94.44% | P3.8 | 17.0 | 15.9 | 93.53% |
| P4.3 | 13.0 | 12.2 | 93.85% | P3.9 | 19.6 | 18.4 | 93.88% |
| P4.4 | 22.4 | 20.8 | 92.86% | P3.10 | 22.2 | 20.6 | 92.79% |
| P4.5 | 20.9 | 19.9 | 95.22% | P3.11 | 29.8 | 27.8 | 93.29% |
| P4.6 | 14.9 | 13.3 | 89.26% | P1.1 | 37.9 | 35.4 | 93.40% |
| P4.7 | 16.3 | 15.0 | 92.02% | P1.2 | 18.8 | 17.5 | 93.09% |
| P4.8 | 17.7 | 16.5 | 93.22% | P1.3 | 16.2 | 15.0 | 92.59% |
| P3.1 | 20.8 | 19.1 | 91.83% | P1.4 | 13.3 | 12.0 | 90.23% |
| P3.2 | 21.5 | 19.4 | 90.23% | P1.5 | 25.0 | 23.3 | 93.20% |
| P3.3 | 15.9 | 15.1 | 94.97% | P2.1 | 22.5 | 21.6 | 96.00% |
| P3.4 | 15.3 | 14.2 | 92.81% | P2.2 | 10.1 | 9.0 | 89.11% |
| P3.5 | 14.5 | 13.3 | 91.72% | P2.3 | 17.8 | 16.4 | 92.13% |
| P3.6 | 14.9 | 13.8 | 92.62% | | | | |

4. Conclusions

By analyzing the deflection basin in the slab center points, the larger deflection was observed to occur near the pavement longitudinal edge. As the sections do not have an anchoring system, the slab has free edges which cause a greater vertical displacement when the slab is loaded. The basins obtained tangential to the cracks showed similar results to those of slab center; again the largest deflections were near the edges. This proves that even without dowel bars at the cracks (joints) the CRCP behaves as a continuous structure. The LTE across cracks showed a very satisfactory performance of the sections. All the cracks presented a value higher than 90%, including those near points that had large deflections. No influence of the reinforcement ratio and the cracks

spacing in LTE were visible. By simulating a crack in the slab center points, the fictitious LTE was verified to be very similar to the actual LTE at cracks. This shows that albeit cracked, the pavement behaves as a single structure. The backcalculation process, despite the many simplifications adopted, resulted in a variation of the E and k parameters compatible for most basins. It is clear that, due to the lack of an anchorage system, the deflections in the longitudinal edges of the sections were very large and, consequently, E and K were lower at these points. Section 2 presents greater k and E even for points closer to the edge in a direct influence of the steel amount in the slab stiffness. For Section 1 edge, a settlement presented by interlocked pavement near the experimental CRCP, resulted in fast concrete deterioration, which was proved by the very low E backcalculated.

Table 4 – Backcalculated E and k

| Section 2 | | | | | | Section 3 | | | | | | | |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Point | P1.1 | P1.2 | P1.3 | P1.4 | P1.5 | P4.1 | P4.2 | P4.3 | P4.4 | P4.5 | P4.6 | P4.7 | P4.8 |
| E (MPa) | 12000 | 35000 | 34000 | 38000 | 28000 | 25000 | 27000 | 45000 | 25000 | 30000 | 28000 | 32000 | 30000 |
| k (MPa/m) | 53 | 95 | 120 | 160 | 70 | 53 | 70 | 145 | 85 | 85 | 155 | 125 | 115 |
| Error ² | 17.18 | 0.53 | 0.43 | 0.39 | 1.12 | 0.96 | 0.29 | 0.22 | 0.21 | 0.56 | 0.24 | 0.29 | 0.27 |

| Section 2 | | | | | | Section 3 | | | | | | | | |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Point | P2.1 | P2.2 | P2.4 | P3.1 | P3.2 | P3.3 | P3.4 | P3.5 | P3.6 | P3.7 | P3.8 | P3.9 | P3.10 | P3.11 |
| E (MPa) | 30000 | 60000 | 35000 | 25000 | 25000 | 30000 | 35000 | 42000 | 38000 | 42000 | 42000 | 28000 | 28000 | 25000 |
| k (MPa/m) | 80 | 200 | 105 | 95 | 95 | 120 | 130 | 135 | 135 | 115 | 105 | 100 | 85 | 60 |
| Error ² | 17.23 | 0.16 | 0.11 | 0.37 | 0.90 | 3.60 | 0.22 | 0.23 | 0.20 | 0.44 | 0.27 | 0.44 | 0.48 | 0.82 |

5. Acknowledgements

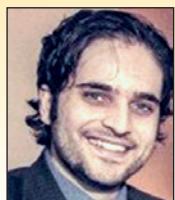
The authors are very grateful to the State of São Paulo Research Foundation (FAPESP) for their support to the research developed at the University of São Paulo aiming to develop designs and construction techniques for concrete pavements in the country, through process #98/11629-5 and CAPES - Ministry of Education – for the scholarship provided to the first author.

6. References

- [1] BAYRAK, M. B.; CEYLAN, H. Neural network-based approach for analysis of rigid pavement systems using deflection data. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, N° 2068, 2008.
- [2] KUTAY, M. E.; CHATTI, K.; LEI, L. Backcalculation of dynamic modulus mastercurve from falling weight deflectometer surface deflections. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, N° 2227, 2011.
- [3] SETIADJI, B. H.; FWA, T. F. Consideration of finite slab size in backcalculation analysis of jointed concrete pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, N° 2005, 2007.
- [4] KHAZANOVICH, L.; GOTILF, A. Evaluation of joint and crack load transfer final report. Federal Highway Administration, FHWA-RD-02-088, Washington D.C., 2003.
- [5] ZOLLINGER, D. G.; BARENBERG, E. J. Field investigation of punchout distress in continuously reinforced concrete pavements in Illinois. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, N° 1286, 1990a.
- [6] KOHLER, E.; ROESLER, J. Active crack control for continuously reinforced concrete pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, N° 1900, 2004.
- [7] SALLES, L. S.; BALBO, J. T.; PEREIRA, D. Crack pattern characterization in a short experimental continuously reinforced concrete pavement. 2013 International Journal of Pavements Conference, São Paulo, 2013.
- [8] SALLES, L. S.; BALBO, J. T.; PEREIRA, D. Experimental stresses analysis with different load speeds in a short continuously reinforced concrete pavement. Proceedings of the 8th International DUT-Workshop on Research and Innovations for Design of Sustainable and Durable Concrete Pavements, Prague, 2014.
- [9] BALBO, J. T.; MASSOLA, A.; PEREIRA, D.; SALLES, L. S. (*In portuguese*) Aspectos estruturais de um PCCA de extensão reduzida em São Paulo. Anais do 54º Congresso Brasileiro do Concreto, Maceió, 2012.
- [10] SHAHIN, M. Y. Use of the falling weight deflectometer for the non-destructive deflection testing of jointed concrete airfield pavements. 3rd International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, Purdue University, 1985.
- [11] VANDENBOSSCHE, J. M. Effects of slab temperature profiles on the use of falling weight deflectometer data to monitor joint performance and detect voids. *Transportation Research Board Annual Meeting*, Washington D. C., 2007.
- [12] HALL, K. T. Performance, evaluation and rehabilitation of asphalt-overlaid concrete pavements. Ph.D. Thesis. University of Illinois, 1991.
- [13] CROVETTI, J. A. Design and evaluation of jointed concrete pavement systems incorporating open-graded permeable bases. Ph. D. Dissertation, University of Illinois, 1994.
- [14] DAVIDS, W. EverFE: Software for the 3D Finite Element Analysis of Jointed Plain Concrete Pavements. Disponível em <http://www.civil.umaine.edu/everfe>, 2004.
- [15] SVADISANT, T.; SCHORSCH, M.; BALADI, G. Y.; PINYOSUNUN, S. N. Mechanistic analysis of top-down cracks in asphalt pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, N° 1809, 2002.
- [16] KIM, W.; LABUZ, J. F.; DAI, S. Resilient modulus of base course containing recycled asphalt pavement. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, N°. 2005, 2007.
- [17] BALBO, J. T.; SEVERI, A. A. Thermal gradients in concrete pavements in tropical environment. Experimental appraisal. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, N°. 1809, 2002.
- [18] ZOLLINGER, D. G.; BARENBERG, E. J. Mechanistic design considerations for punchout distress in continuously reinforced concrete pavement. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, N°. 1286, 1990b. [2] TAYLOR, H. F. W. Cement Chemistry. London: Thomas Telford. 2ed. 1997. 459 p.
- [19] JEONG, J. H.; ZOLLINGER, D. G. Characterization of stiffness parameters in design of continuously reinforced and jointed pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, N° 1778, 2001.
- [20] COLIM, G. M.; BALBO J. T.; KHAZANOVICH, L. Effects of temperature changes on load transfer in plain concrete pavement joints. *Ibracon Structures and Materials Journal*, Vol. 4, N° 3, 2011.
- [21] IOANNIDES, A.M. CEE 607 – Pavement design: supplementary class notes. University of Cincinnati, 1999.

Specification faced with durability to meet superior level of performance in structural elements buried

Especificação frente à durabilidade para atender nível superior de desempenho em elementos estruturais enterrados



F. BOLINA ^a
fabriciolb@unisinos.br

B.TUTIKIAN ^a
bftutikian@unisinos.br

Abstract

The performance standard NBR 15575-1: 2013 [1] states that to achieve the higher level of performance for durability, buried concrete structures must achieve a minimum service life (VUP) of 75 years. However, the NBR 6118:2014 [2] does not specify the minimum project properties for the structure fulfill this VUP. The objective of this study is to provide recommendations for structural designers to meet higher performance requirements of NBR 15575:2013 [1] in durability. It was conducted a research of national and international standards and reference publications about the durability and VUP 75 years for structural elements buried. The paper was divided into three parts: (1^o) the analysis of the Brazilian and international legal system, as well as reference publications in the area; (2^o) discussion of service life prediction models; and (3^o) specifications to meet the superior level of durability of structural elements buried.

Keywords: performance standard, superior performance, service life, buried structures.

Resumo

A ABNT NBR 15575-1:2013 [1] estabelece que, para atingir o nível de desempenho superior em termos de durabilidade, as estruturas de concreto armado enterradas devem atender a uma vida útil de projeto (VUP) mínima de 75 anos. Contudo, a norma ABNT NBR 6118:2014 [2] não apresenta recomendações de projeto para que esta VUP seja cumprida. O objetivo deste trabalho é determinar alguns parâmetros projetuais de durabilidade para estas estruturas, visando atender ao requisito de desempenho superior da norma. Para tanto, realizou-se uma pesquisa em normas nacionais e internacionais, além de publicações que remetam a especificações de projeto para vida útil de 75 anos para elementos estruturais enterrados. O trabalho dividiu-se em três partes: (1^o) a análise do sistema normativo (nacional e internacional) e publicações referência da área; (2^o) discussão de modelos teóricos de previsão de vida útil; e (3^o) definição das especificações de projeto para elementos estruturais enterrados para o nível superior de desempenho.

Palavras-chave: norma de desempenho, desempenho superior, vida útil de projeto, estruturas enterradas.

^a Unisinos, São Leopoldo, Rio Grande do Sul, Brasil.

Received: 09 May 2015 • Accepted: 27 Jan 2016 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introduction

According to the performance standard for residential buildings, ABNT NBR 15575-1:2013[1], a structural system must remain safe, stable and efficient throughout its intended service life. Its constituents must be designed and built so that, under pre-established use conditions, they keep their functional capability throughout its intended service life, which is 75 years for superior performance. ABNT NBR 15575-1:2013[1] provides that the method for assessing the durability of a structure can be to determine whether it complies with the requirements set forth in applicable Brazilian standards or, in the absence thereof, specific international standards addressing the matter.

The purpose of this paper is to provide design recommendations for durability, which may be adopted to size and verify the elements in contact with the ground - such as foundations - in order to achieve the ABNT NBR 15575:2013 [1] superior performance level requirement. In such environments, major aggressive agents are chloride ions, sulfate and humidity.

However, the Brazilian standards for structural design and structural system durability mentioned in ABNT NBR 15575-1:2013 [1], ABNT NBR 6118:2014 [2] and ABNT NBR 12655:2015 [3] do not provide recommendations on how to achieve the durability requirement for buried elements, particularly superior service life. Thus, other references should be sought to meet this purpose, both normative and non-normative.

Therefore, this study was carried out in three stages: (1) analysis of the national and international normative system; (2) review

of theoretical models for service life prediction; and (3) definition and proposal of design recommendations for buried structural elements to meet the service life requirement of 75 years. In the first stage, the applicable Brazilian and international standards are presented, as well as relevant technical publications addressing the minimum design requirements to be in compliance with the standard. In the second stage, these normative design parameters are tested through theoretical models. In the third stage, specific design specifications are recommended, integrating that used as reference and the results of the service life prediction models.

2. Analysis of the brazilian and international normative system

2.1 Brazilian standards

ABNT NBR 15575-1:2013 [1] provides that the design of service life for structural elements of residential buildings must be 50, 63 or 75 years to meet the minimum, intermediate and superior durability levels, respectively, as shown in Table 1.

In reinforced concrete structure designs, environmental aggressiveness should be classified according to the criteria used by ABNT NBR 6118:2014 [2], which stipulates that these structures must be designed and built so that, under the environmental conditions established at the time of design, they remain safe, stable and efficient throughout its intended service life. Table 2 shows the criteria for environmental aggressiveness classification proposed by this standard.

Table 1 – Service life for minimum, intermediate and superior levels for residential structures

| Place | Examples | Service life (years) | | |
|----------------|---|----------------------|--------------|----------|
| | | Minimum | Intermediate | Superior |
| Main structure | Foundations, structural elements (columns, beams, slabs and others), structural walls, peripheral structures, contentions and retaining walls | ≥50 | ≥63 | ≥75 |

Source: ABNT NBR 15575-1:2013, edited by the authors

Table 2 – Environmental aggressiveness classes

| Environmental aggressiveness classes | Aggressiveness | General classification of environmental kind for design | Risk of structure deterioration |
|--------------------------------------|----------------|---|---------------------------------|
| I | Weak | Rural Submerged | Insignificant |
| II | Moderate | Urban | Small |
| III | Strong | Marine Industrial | Big |
| IV | Very strong | Industrial Tidal splash | Elevated |

Source: ABNT NBR 6118:2014

Table 3 – Correspondence between environmental aggressiveness class and nominal coverings thickness

| Kind of structure | Element | Aggressiveness | | | |
|---------------------------------|----------------------------|----------------|----|-----|----|
| | | I | II | III | IV |
| Nominal covering thickness (mm) | | | | | |
| Reinforced concrete | Slab | 20 | 25 | 35 | 45 |
| | Beam/column | 25 | 30 | 40 | 50 |
| | Buried structural elements | 30 | 30 | 40 | 50 |

Source: ABNT NBR 6118:2014

Table 4 – Correspondence between environmental aggressiveness class and concrete quality, for reinforced concrete structures

| Concrete | Environmental aggressiveness class | | | |
|--|------------------------------------|-------|-------|-------|
| | I | II | III | IV |
| Water/cement ratio, in mass | ≤0,65 | ≤0,60 | ≤0,55 | ≤0,45 |
| Concrete class (ABNT NBR 8953) | ≥C20 | ≥C25 | ≥C30 | ≥C40 |
| Cement consumption for concrete cubic meter, kg/m ³ | ≥260 | ≥280 | ≥320 | ≥360 |

Source: ABNT NBR 12655:2015

Table 5 – Requirements for exposed concrete of sulfates solutions

| Exposure conditions in function of aggressiveness | Water soluble sulfate (SO ₄) in soil - %, in mass | Soluble sulfate (SO ₄) in water - ppm | Maximum w/c ratio, in mass, for regular aggregate concrete* | Minimum f _{ck} (for regular ou light aggregate concrete) - MPa |
|---|---|---|---|---|
| Weak | 0,00 a 0,10 | 0 a 150 | - | - |
| Moderate** | 0,10 a 0,20 | 150 a 1500 | 0,50 | 35 |
| Severe*** | Above de 0,20 | Above de 1500 | 0,40 | 40 |

* Low w/c ratio or high strength could be necessary to obtain low concrete permeability or steel corrosion protection or freezing and thawing; **See water; ***For severe aggressiveness is necessary to use sulfate resistant cements.

Source: ABNT NBR 12655:2015

Depending on the environmental classification, ABNT NBR 6118:2014 [2] presents recommendations regarding reinforcement cover thickness. This cover thickness is intended to ensure physical, chemical and mechanical protection of the reinforcement, as shown in Table 3.

According ABNT NBR 12655:2015[3], when the requirements provided in ABNT NBR 6118:2014 [2] are met, structural durability will depend on the characteristics of the concrete constituents. Therefore, this standard defines the maximum water/cement ratio, minimum compressive strength, and minimum cement consumption, as shown in Table 4. It also shows the ground aggressiveness classification depending on the amount of water-soluble sulfate (SO₄) in soil, as shown in Table 5.

The recommendations provided by these standards are assumed

to be for a service life of 50 years. ABNT NBR 8681:2004 [4] determines that for actions that vary over time (variable actions) a reference period is required for them to be equalized or overcome. These values were defined by consensus, having a 25%-35% probability that they will be exceeded during 50 years.

2.2 International standards and reference literature

According to Tutikian, Isaía e Helene (2011) [5], the durability of concrete structures depends on both extrinsic factors (presence of salts, sea spray, acid rain) and intrinsic factors (cement type, water/cement ratio, additives additions, etc.). This paper focused on the assessment of intrinsic factors required to have a service life of 75 years. The intrinsic factors recommended by the national and

Table 6 – Recommendations for high severe aggressiveness zones

| Aggressive ness zone | Sulfate concentration in SO ₃ | | | Cement type | Minimum cement consumption (kg/m ³) | Maximum w/c ratio |
|-----------------------|--|--------------|--------------|---|---|-------------------|
| | Environmental | | Ground water | | | |
| Total SO ₃ | SO ₃ in 2:1 ratio of water and soil | Ground water | | | | |
| 4 | 1 a 2 | 3 a 5 | 2,5 a 5 | Supersulfated cement or Portland cement resistant to sulfates | 370 | 0,45 |

Source: Indian Standard IS-456, adapted by the authors

international normative system for durability are (a) minimum cement consumption; (b) minimum reinforcement cover thickness; and (c) maximum water/cement ratio. Concrete compressive strength is also mentioned but, as it is related to water/cement ratio, it does not require further specification. The type of cement used could also affect the durability of these structures by chemical deterioration, but it is rarely described in the standards.

2.2.1 Minimum cement consumption

Cement consumption is often related to parameters such as mechanical strength, durability, fluidity, setting time, and others. Ac-

cording to BRE (2005) [6], penetration of sulfate ions occurs in porous alkaline solutions resulting from cement hydration, leading to damage such as expansion and cracking. By using sulfate-resistant cement, the level of tricalcium aluminate is kept at a minimum, thus reducing the impact of such reaction on the structure. Regarding structures embedded in sulfate environments, the recommendations provided in IS 456:2000 [7] should be noted. This regulation has a qualitative classification by zone of potentially aggressive environments to concrete structures. The Indian standard mentions buried structures, classifying them under aggressiveness zone number 4. For structures in these circumstances, the standard determines that minimum cement consumption should be 370 kg/m³, as shown in Table 6.

Table 7 – Specifications to attend service life of 100 years in buried reinforced or pretensed concrete elements

| Corrosion type | Exposition condition | Cement type | Nominal covering thickness of concrete (mm) | | | | | | | |
|-----------------------------|--|---------------------|---|--------------------|---------------------|---------------------|--------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| | | | 40 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 |
| Chloride (except see water) | Salt spray, but without direct contact | I, IIA, IIB-S, SRPC | C45/55 0,40;380 | C40/50 0,45;360 | C35/45 0,50;340 | C32/40, 0,55;320 | C28/35 0,60;300 | C28/35 0,60;300 | C28/35 0,60;300 | C28/35 0,60;300 |
| | | IIIB-V, IIIA | - | - | C35/45 0,45;360 | C32/40, 0,50;340 | C28/35 0,55;320 | C28/35 0,55;320 | C28/35 0,55;320 | C28/35 0,55;320 |
| | | IIIB | - | - | C32/40, 0,45;360 | C28/35 0,50;340 | C28/35 0,55;320 | C28/35 0,55;320 | C28/35 0,55;320 | C28/35 0,55;320 |
| | | IVB-V | - | - | C28/35 0,45;360 | C25/30 0,50;340 | C20/30 0,55;320 | C20/30 0,55;320 | C20/30 0,55;320 | C20/30 0,55;320 |
| | Wet, rarely dry | I, IIA, IIB-S, SRPC | - | - | - | - | - | C45/55 0,40;380 | C40/50 0,40;380 | C35/45 0,45;360 |
| | | IIIB-V, IIIA | - | - | - | C40/50 0,35;380 | C35/45 0,40;380 | C32/40, 0,45;360 | C28/35 0,50;340 | C25/30 0,55;320 |
| | | IIIB, IVB-V | - | - | - | C32/40, 0,40;380 | C28/35 0,45;360 | C25/30 0,50;340 | C25/30 0,55;320 | C25/30 0,55;320 |
| | Wetting and drying cycles | I, IIA, IIB-S, SRPC | - | - | - | - | - | C45/55 0,35;380 | C40/50 0,40;380 | C35/45 0,45;360 |
| | | IIIB-V, IIIA | - | - | - | C40/50 0,35;380 | C35/45 0,40;380 | C32/40, 0,45;360 | C28/35 0,50;340 | C25/30 0,55;320 |
| | | IIIB, IVB-V | - | - | - | C32/40, 0,40;380 | C28/35 0,45;360 | C25/30 0,50;340 | C25/30 0,50;340 | C25/30 0,50;340 |

Source: adapted from BS 8500-1:2006

BS EN 206-1:2006 [8] recommendations for cement consumption are similar to those provided by IS 456:2000 [7]. Similarly to Brazilian regulations, these standards do not have a description about the service life used. For both ACI 318-11:2002 [9] and ABNT NBR 6118:2014 [2], service life is assumed to be 50 years, based on the time of return of the design variable actions. These recommendations are more conservative than those adopted by ABNT NBR 6118:2014 [2] for buried structural elements.

2.2.2 Nominal cover to reinforcement

Concrete cover is used to provide the reinforcement with chemical and physical protection in order to ensure that the superior performance level is obtained, that is, a minimum service life of 75 years. Table 3, taken from ABNT NBR 6118:2014 [2], specifies the minimum reinforcement covers for a service life of 50 years; for more strict criteria, additional information is required.

According to Neville & Brooks [10], it is possible for structures to have a service life of 100 years if specific nominal covers are adopted based on the type and exposure condition of structures, in addition to the concrete strength classification. This is the principle adopted in ABNT NBR 6118:2014 [2] and ABNT NBR 12655:2015 [3]. Within this context, Table 7 shows the BS 8500-1:2006 [11] specifications for a service life of 100 years, focusing on chloride ion attack. Thus, for wet and rarely dry conditions in environments potentially prone to corrosion by chloride, reinforcement covers should

Figure 1 – Effect of w/c ratio in chloride penetration
(Source: JAEGERMANN, 1990 apud POLITO, 2006)

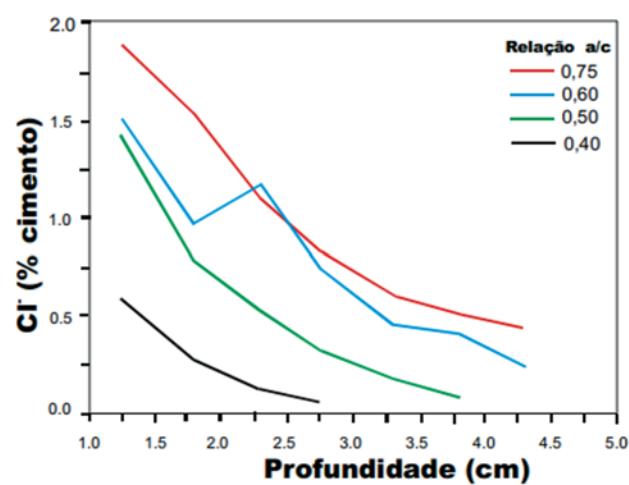


Table 8 -ACEC classification for natural soils

| Design Class of soil | Sulfates | | | Ground water pH | | ACEC class of soil |
|----------------------|--|------------------------------------|---|-------------------|-------------------|--------------------|
| | Water / soil 2:1 ratio (SO_4 mg/l) | Ground water (SO_4 mg/l) | Sulfates total potential (SO_4 %) | Static water (pH) | Mobile water (pH) | |
| DS-1 | < 500 | < 400 | < 0,24 | ≥ 2,5 | - | AC-1s |
| | | | | ≥ 2,5 | > 5,5 | A1-1 |
| | | | | ≥ 2,5 | 2,5 - 5,5 | AC-2z |
| DS-2 | 500 - 1500 | 400 - 1400 | 0,24 - 0,6 | > 3,5 | - | AC-1s |
| | | | | - | > 5,5 | AC-2 |
| | | | | 2,5 - 3,5 | - | AC-2s |
| DS-3 | 1600 - 3000 | 1500 - 3000 | 0,7 - 1,2 | - | 2,5 - 5,5 | AC-3z |
| | | | | > 3,5 | - | AC-2s |
| | | | | - | > 5,5 | AC-3 |
| DS-4 | 3100 - 6000 | 3100 - 6000 | 1,3 - 2,4 | 2,5 - 3,5 | - | AC-3s |
| | | | | - | > 5,5 | AC-4 |
| | | | | 2,5 - 3,5 | - | AC-4s |
| DS-5 | > 6000 | > 6000 | > 2,4 | - | 2,5 - 5,5 | AC-5 |
| | | | | > 3,5 | - | AC-4s |
| | | | | 2,5 - 3,5 | ≥ 2,5 | AC-5 |

Source: adapted from BRE Special Digest 1:2005

Table 9 – DC class and APM number for concrete elements in zones with hydraulic gradient less than or equal to 5: concrete for general use in situ

| ACEC class of soil | Planned service life | |
|--------------------|----------------------|-----------------|
| | Until 50 years | Until 100 years |
| AC-1s, AC-1 | DC-1 | DC-1 |
| AC-2s, AC-2 | DC-2 | DC-2 |
| AC-2z | DC-2z | DC-2z |
| AC-3s | DC-2 | DC-3 |
| AC-3z | DC-3z | DC-3z |
| AC-3 | DC-2 | DC-3 |
| AC-4s | DC-3 | DC-3 |
| AC-4z | DC-4z | DC-4z |
| AC-4 | DC-3 | DC-4 |
| AC-4ms | DC-4m | DC-4m |
| AC-4m | DC-4m | DC-4m |
| AC-5z | DC-4z + APM3 ° | DC-4z + APM3 ° |
| AC-5 | DC-4 + APM3 ° | DC-4 + APM3 ° |
| AC-5m | AC-4m + APM3 ° | AC-4m + APM3 ° |

Source: adapted from BRE Special Digest 1:2005

be at least 55 mm, with f_{ck} of 40 MPa, maximum water/cement ration of 0.40, and minimum cement consumption of 380 kg/m³. BS 8500-1:2006 [11] uses concrete cover, compressive strength,

water/cement ratio and cement consumption to ensure structural durability, similarly to ABNT NBR 6118:2014 [2], ABNT NBR 12655:2015 [3] and other international standards.

2.2.3 Water/cement ratio

As the thickness of reinforcement covers, maximum water/cement ratio will also depend on environmental aggressiveness. In order to determine the ratio for a service life of 75 years for buried structures, attack by chloride and sulfate should be considered, as well as soil humidity.

According to CCAA (2009) [12] and Figueiredo (2011) [13], concrete resistance against chloride attack depends on the material porosity, particularly size, distribution and interconnectivity of paste pores. This variable is directly proportional to the water/cement ratio. Figure 1 shows the effect of such variable on chloride ion penetration (POLITO, 2006 [14]). Table 8 shows the BS 8500-1:2006[11] specification for maximum water/cement ratio allowed in designs for areas having this type of environmental aggressiveness.

ACI 318-11:2002 [9], similarly to Brazilian standards, does not discriminate the intended service life by adopting design parameters (it is assumed to be 50 years), according to ASCE 7-05 (2005) [15]. However, similarly to the Brazilian standard, ACI 318-11:2002[9] adopts an environmental classification based on aggressiveness. Considering a structure exposed to humidity and external chloride sources (class 2), a maximum water/cement ration of 0.4 is recommended, consistent with the BS 8500-1:2006 [11] recommendation. Another hypothesis to be considered when analyzing the durability of buried structures is attack by sulfates in the ground, particularly in industrial areas. Mehta & Monteiro (2014) [16] note that magnesium sulfate, sodium and potassium are commonly found in groundwater.

According to Isaia (2011) [17], sulfate attack occurs by chemical reaction of the sulfate ion with the aluminate components of hard-

Table 10 – Concrete quality for resistance to chemical attack: concrete for general use in situ

| DC class | w/c maximum | Minimum cement consumption (kg/m ³), for maximum aggregate size | | | | ACEC class of soil |
|----------|---|---|-------|-------|--|--------------------|
| | | ≥ 40 mm | 20 mm | 14 mm | 10 mm | |
| DC-4 | 0,45 | 340 | 360 | 380 | 380 | F |
| | 0,4 | 360 | 380 | 380 | 380 | E |
| | 0,35 | 380 | 380 | 380 | 380 | D, G |
| Group | Cements | | | | Combinations | |
| A | CEM I, CEM II/A-D, CEM II/A-Q, CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM III/A, CEM III/B | | | | CIIA-V, CIIIB-V, CII-S, CIIIA, CIIIB, CIIA-D, CIIA-Q | |
| B | CEM II/A-L, CEM II/A-LL | | | | CIIA-L, CIIA-LL | |
| C | CEM II/A-L, CEM II/A-LL | | | | CIIA-L, CIIA-LL | |
| D | CEM II/B-V+SR, CEM III/A+SR | | | | CIIIB-V+SR, CIIIA+SR | |
| E | CEM IV/B (V), VLH IV/B (V) | | | | CIVB-V | |
| F | CEM III/B+SR | | | | CIIIB+SR | |
| G | SRPC | | | | – | |

Source: adopted from BRE Special Digest 1:2005

ened concrete. Mehta & Monteiro (2014) [16] argue that concrete degradation can occur as expansion and cracking. Concrete expansion can cause cracking, which increases concrete permeability, facilitating the penetration of other aggressive agents in the structural element.

BRE (2005) [6] proposes a methodology to select sulfate-resistant concrete. The starting point is to determine the ACEC (Aggressive Chemical Environment for Concrete) class of the ground, as shown in Table 9. This classification depends on the total potential for sulfate and on the pH of the groundwater. After that it is possible to determine the DC (Design Chemical) class of concrete for a service life of 100 years (Table 10). With this it is possible to determine the maximum water/cement ratio, cement type and consumption (Table 9).

For comparison purposes with the water/cement ratio recommendations for chloride attack, the ground aggressiveness classification is considered to be AC-5, the most severe level condition of exposure to sulfates. In this class, for a service life of 100 years the concrete class is DC-4. Accordingly, a water/cement ratio of 0.35, 0.4 or 0.45 is recommended (values associated with other concrete characteristics).

2.2.4 Cement type

ABNT NBR 5736:1999 [18] allows adding up to 50% of pozzolan to clinker, calcium sulfate and carbonate material to produce CPIV. Pozzolanic cement, due to the reaction of the pozzolan with the calcium hydroxide produced by cement hydration, has increased durability, because the calcium hydroxide, which is highly soluble and leachable, is combined as hydrated calcium silicate, more resistant to aggressive agents. The same occurs with CPIII, which, according to ABNT NBR 5735:1991 [19], is a mixture of clinker, calcium sulfate and carbonate material with 30%-70% of blast-furnace slag.

These types of cement are therefore recommended for applications exposed to flowing water and aggressive environments. They are less permeable, more durable, having higher long-age compressive strength as compared to concrete produced from Portland ce-

ment with lower levels of additions. They have lower heat of hydration during the setting period because their reactions are slower, being recommended for high volume applications such as foundation blocks, for example.

Also, the alkali-aggregate reaction, which can cause expansion of the finished structure, is mitigated by adding pozzolan, according to ABNT NBR 15577:2008 [20]. Nagesh (2012) [21] states that application of this type of cement is recommended for the production of structural elements potentially prone to this kind of attack, such as those in contact with the ground.

ABNT NBR 6118:2014 [2] defines carbon dioxide and chloride ions as the main aggressive agents for concrete structures, and they should be anticipated and prevented in the design and use stage of the building. This standard also refers to attack by leaching processes and expansion reactions, such as that caused by alkali-aggregate and sulfates. In the absence of experimental test values, Medeiros, Andrade e Helene (2011) [22] recommend adopting a guiding specification, as shown in Table 11 and Table 12, using pozzolanic additives.

Therefore, in order to analyze the durability of buried structures in terms of design, the chemical composition (type) and minimum cement consumption should be assessed, among other factors.

2.3 Service life prediction models

Theoretical models for service life prediction are useful to understand the propagation rate of aggressive agents in concrete and to determine the required reinforcement cover and other means of protection, such as reduced water/cement ratio, argue Bolina e Tutikian [23]. Interpreting these theoretical models, which are usually developed from experimental tests, helps to understand the rate of chemical deterioration of concrete constituents.

To determine the durability of concrete structures, service life prediction models must be analyzed for chloride ion penetration, which will basically depend on the material porosity and reinforcement cover, in the worst scenario, as penetration is rather quick. The most adequate theoretical models are by Helene (1993) [24] and Bob (1996) [25].

Table 11 – Classification of concrete strength against the risk of reinforcement corrosion

| Concrete class | Strength class | Maximum w/c ratio | Deterioration of carbonation Addition content | Deterioration of chlorides Addition content |
|----------------|-------------------|-------------------|--|---|
| Durable | ≥C50 | ≤0,38 | ≤10% of pozzolan, metakaolin or blast furnace slag | ≤20% of pozzolan or metakaolin ≤65% of blast furnace slag, galvanized steel or stainless steel |
| Resistant | C35 C40 C45 | ≤0,50 | ≤10% of pozzolan or metakaolin ≤15% of blast furnace slag | ≤10% of pozzolan or metakaolin ≤35% of blast furnace slag, galvanized steel or stainless steel |
| Normal | C25 C30 | ≤0,62 | Any | Any |
| Ephemeron | C10 C15 C20 | Any | Any | Any |

Source: Medeiros, Andrade e Helene, 2011

2.3.1 Helene (1993) [24]

This model determines the penetration depth of chloride ion according to equation 1.

$$y_c = k \cdot \sqrt{t} \quad (1)$$

Where t is time, in years, and k is the chloride ion diffusion coefficient. Helene (1993) [24] suggests that chloride concentration in a structural element should be expressed in relation to the cement mass ($Cl_{cimento}$), directly influenced by the chloride concentration in the environment (Cl_{amb}). This correlation is expressed in equation 2.

$$Cl_{cimento} = \frac{Cl_{amb} \cdot Ab \cdot \gamma \cdot 0,01}{C} \quad (2)$$

Where $Cl_{cimento}$ is cement consumption, in kg/m^3 , Ab is maximum water absorption in concrete, expressed in %, and γ is the bulk density of concrete, in kg/m^3 .

2.3.2 Bob (1996) [25]

After verifications based on long-term experiments data, Bob (1996) [26] observed that the modeling of chloride penetration could be expressed by equation 3.

$$x_m = 150 \cdot \left(\frac{c \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot d}{f_c} \right) \cdot \sqrt{t} \quad (3)$$

Where x_m is the average chloride penetration depth, in millimeters, f_c is the characteristic compressive strength of concrete, in MPa, c is the fixing ability of chlorines, k_1 is the influence of temperature on the model, k_2 is the influence of humidity and d is the ratio between critical concentration and surface concentration of chlorides in the structure.

3. Results and discussion

Based on international standards and reference publications in the area, minimum parameters were proposed to ensure a service life of 75 years for buried structures, reaching the superior level of the Performance Standard. These parameters build on standard recommendations that provide specifications for this kind of structures, such as ACI 318-1:2002 [9], EN 206-1:2000 [8], IS 456:2000 [7], ABNT NBR 15577-1 [26] and BS 8500-1:2006 [11]. These durability parameters, similarly to ABNT NBR 6118:2014[2], are minimum compressive strength, maximum water/cement ratio, minimum cement consumption, cement type and nominal reinforcement cover. From these prediction models design parameters were derived to yield a service life of 75 years for buried structures in slightly aggressive, moderately aggressive and highly aggressive environments, as shown in Table 13. The models of Helene (1993) [24] and Bob (1996) [25] were assessed to find an average value. As these models represent chloride ion attack, a critical value was obtained for buried elements.

Table 14 shows the design properties to meet such requirement, where all parameters are numerically supported by and in line with national and international references.

Specifications for water/cement ratio followed BS 8500-1:2006 [11]. This standard also provides for variations of water/cement ratio and cover, which was not adopted in this paper.

It was used the aggressiveness classification of Brazilian standards, such as ABNT NBR 12655:2015 [3], and international standards, such as ACI 318-11:2002 [9], EN 206-1:2000 [8] e IS

Table 12 – Classification of concrete strength against the risk of deterioration by leaching or by formation of expansive compounds

| Durable resistant | Strength class | Deterioration of expansion | | Deterioration of leaching | |
|----------------------|-------------------|---|--|--|--|
| | | C ₃ A content in anhydrous cement | Addition content | Addition content | Addition content |
| Normal | ≥ C50 | ≤ 5% | ≥ 20% of pozzolan or metakaolin ≥ 65% of blast furnace slag | ≥ 20% of pozzolan or metakaolin ≥ 65% of blast furnace slag | ≥ 20% of pozzolan or metakaolin ≥ 65% of blast furnace slag |
| Ephemeron | C35 C40 C45 | ≤ 5% | ≥ 10% de pozolana ou metacaulim ≥ 35% of blast furnace slag | ≥ 10% of pozzolan or metakaolin ≥ 35% of blast furnace slag | ≥ 10% of pozzolan or metakaolin ≥ 35% of blast furnace slag |
| Durable | C25 C30 | ≤ 8% | Any | Any | Any |
| Resistant | C10 C15 C20 | Any | Any | Any | Any |

Source: Medeiros, Andrade e Helene, 2011

456:2000 [7], where environments are categorized as slightly aggressive, moderately aggressive and severely aggressive. It should be noted that for a slightly aggressive class a nominal cover of 45 mm is required, which, according to service life prediction models, will protect the structure for 75 years. If the structure is located in a moderately aggressive environment, nominal cover should be 55 mm. And for severely aggressive environments the specification if

for nominal cover of 70 mm. Use of fibers or cover reinforcement is recommended when cover exceeds 50 mm (IS 456:2000 [7]).

4. Conclusions

ABNT NBR 15575-2:2013 [1] provides unprecedented durability parameters, not yet seen in Brazil. As it is a performance standard,

Table 13 – Service life prediction model for elements subjected to severe aggression by chlorides, according (a) Helene (1993) (24) e (b) Bob (1996) (25)

| Weak aggressiveness | | | | | | | | | |
|----------------------------|------|-------------------|--------------------|----------|-------------------|----------------|------|-------|-------|
| (a) | | | | | (b) | | | | |
| C | 340 | kg/m ³ | Cl _{sup.} | 0,0441 | % | f _c | 40 | MPa | |
| γ | 2500 | | k | 0,0441 | | k ₁ | 0,75 | | Cover |
| C _{environmental} | 0,3 | | t | 75 | years | k ₂ | 1 | | c+ΔC |
| Abh | 2 | % | y | 3,309 | cm | d | 1,5 | | |
| Cover | | | 33,1 | | | c | 1 | | |
| c+ΔC | | | 43,1 | mm | | t | 75 | years | |
| INPUT DATA (gray) | | | | | INPUT DATA (gray) | | | | |
| Moderate aggressiveness | | | | | | | | | |
| (a) | | | | | (b) | | | | |
| C | 370 | kg/m ³ | Cl _{sup.} | 0,059028 | % | f _c | 40 | MPa | |
| γ | 2500 | | k | 0,059028 | | k ₁ | 1,25 | | Cover |
| C _{environmental} | 0,5 | | t | 75 | years | k ₂ | 1 | | c+ΔC |
| Abh | 1,7 | % | y | 4,427083 | cm | d | 1,5 | | |
| Cover | | | 44,3 | | | c | 1 | | |
| c+ΔC | | | 54,3 | mm | | t | 75 | years | |
| INPUT DATA (gray) | | | | | INPUT DATA (gray) | | | | |
| Severe aggressiveness | | | | | | | | | |
| (a) | | | | | (b) | | | | |
| C | 400 | kg/m ³ | Cl _{sup.} | 0,0781 | % | f _c | 50 | MPa | |
| γ | 2500 | | k | 0,0781 | | k ₁ | 1,5 | | Cover |
| C _{environmental} | 2,5 | | t | 75 | years | k ₂ | 1 | | c+ΔC |
| Abh | 0,5 | % | y | 5,859 | cm | d | 1,5 | | |
| Cover | | | 58,6 | | | c | 1 | | |
| c+ΔC | | | 68,6 | mm | | t | 75 | years | |
| INPUT DATA (gray) | | | | | INPUT DATA (gray) | | | | |

Table 14 – Recommendations for specification of concrete to meet service life of 75 years for buried structures

| Exposure condition due to the aggressiveness | Water-soluble sulfate (SO_4) in the soil (wt%) | Concrete class | Maximum w/c ratio a/c | Minimum cement consumption (kg/m^3) | Type of cement | Nominal covering thickness (mm) |
|--|---|----------------|-----------------------|---|---|---------------------------------|
| Weak | 0,00 a 0,10 | C40 | 0,50 | 340 | Cement CPII or CPIIIZ or use 5% of silica fume or metakaolin | 45 |
| Moderate | 0,10 a 0,20 | C40 | 0,40 | 370 | Cement CPIII (with at least 60% of slag) or CPIV (with at least 30% of pozzolan) or use of 10% of silica fume or metakaolin | 55 |
| Severe | Above of 0,20 | C50 | 0,35 | 400 | Resistant cement sulfate | 70 |

it is based on prescriptive rules of the Brazilian normative system; however, it provides no recommendation as to how to comply with the higher performance requirement. For instance, there is a gap on how to achieve superior performance for buried reinforced concrete structures, such as foundation blocks and stakes. In order to fill this gap, a review of the existing standards in the world and other relevant publications was carried out to support the decision-making. Confirmation through theoretical models for service life prediction was required to validate the comparison. It was concluded that to ensure a service life of 75 years, a buried concrete structure can be made of cement with additions, providing increased durability when in contact with contaminated areas or materials, thus preventing propagation of a potential alkali-aggregate reaction. Concrete dosage parameters were also determined in relation to compressive strength, water/cement ratio and cement consumption, in addition to nominal cover to steel bars, to ensure a service life of 75 years, superior level of the Performance standard.

5. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-2: Edificações habitacionais – Desempenho. Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2013.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655: Concreto - Controle, preparo e recebimento. Rio de Janeiro, 2015.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [5] TUTIKIAN, B.F. ISAIA, G.C., HELENE, P. Dosagem dos concretos de cimento Portland In: ISAIA, Geraldo Cechella. Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: Ibis. 2011. V.1. Cap. 12. P.415-452.
- [6] BRITISH RESEARCH ESTABLISHMENT – BRE Construction Division. Concrete In Aggressive Ground (Special Digest 1). Garston, 2005.
- [7] INDIAN STANDARD. IS-456: Plain and Reinforced concrete - Code of Practice. New Delhi, 2000.
- [8] EUROPEAN STANDARD. EN 206-1: Concrete – Part 1: Specification, Performance, Production and Conformity. Brussels, 2000.
- [9] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Reported by ACI Committee, Detroit, Michigan, U.S.A., 2002.
- [10] NEVILLE, A. M.; BROOKS, J.J. Tecnologia do Concreto. Bookman: São Paulo, 2013.
- [11] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 8500-1: Concrete – Complementary British standard to BS EN 206-1 – Part 1: Method of specifying and guidance for the specifier. London, 2006.
- [12] CEMENT CONCRETE & AGGREGATES AUSTRALIA - CCAA. Chloride Resistance of Concrete. Sydney, 2009.
- [13] FIGUEIREDO, Enio Pazini. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: Ibis. 2011. V.1. Cap. 25. P.889-902.
- [14] POLITO, Giuliano. Corrosão Em Estruturas De Concreto Armado: Causas, Mecanismos, Prevenção E Recuperação. 2006. 188 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

- [15] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE 7-05: Minimum design loads for buildings and other structures. Virginia, 2005.
- [16] MEHTA, P.K. E MONTEIRO, P.J.M. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. 3. Ed. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [17] ISAIA, Geraldo Cechella. A água no Concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: Ipsis. 2011. V.1. Cap. 09.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5736: Cimento Portland pozolânico. Rio de Janeiro, 1999.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5735: Cimento Portland de alto-forno. Rio de Janeiro, 1991.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15577: Agregados - Reatividade álcali-agregado. Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto. Rio de Janeiro, 2013.
- [21] NAGESH, M. Notes on concrete durability chapter. Government Engineering College: Ramanagar, 2012.
- [22] MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de; ANDRADE, Jairo José de Oliveira; HELENE, Paulo. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: Ipsis. 2011. V.1. Cap. 16. P.773-808.
- [23] BOLINA, F. L.; TUTIKIAN, B. F. Parâmetros da estrutura de concreto armado Segundo os preceitos de desempenho, durabilidade e segurança contra incêndio. Concreto & Construção, n.76, p.133-147, 2014.
- [24] HELENE, P. Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- [25] BOB, C. Probabilistic Assessment of Reinforced Corrosion. In: Existing Structures. In: International Conference: Concrete Repair, Rehabilitation and Protection. Proceedings. Dundee, 1996.p.17-28.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15577-1: Agregados - Reatividade álcali-agregado. Parte 2: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto. Rio de Janeiro, 2008.

Specification faced with durability to meet superior level of performance in structural elements buried

Especificação frente à durabilidade para atender nível superior de desempenho em elementos estruturais enterrados



F. BOLINA ^a
fabriciolb@unisinos.br

B.TUTIKIAN ^a
bftutikian@unisinos.br

Abstract

The performance standard NBR 15575-1: 2013 [1] states that to achieve the higher level of performance for durability, buried concrete structures must achieve a minimum service life (VUP) of 75 years. However, the NBR 6118:2014 [2] does not specify the minimum project properties for the structure fulfill this VUP. The objective of this study is to provide recommendations for structural designers to meet higher performance requirements of NBR 15575:2013 [1] in durability. It was conducted a research of national and international standards and reference publications about the durability and VUP 75 years for structural elements buried. The paper was divided into three parts: (1^o) the analysis of the Brazilian and international legal system, as well as reference publications in the area; (2^o) discussion of service life prediction models; and (3^o) specifications to meet the superior level of durability of structural elements buried.

Keywords: performance standard, superior performance, service life, buried structures.

Resumo

A ABNT NBR 15575-1:2013 [1] estabelece que, para atingir o nível de desempenho superior em termos de durabilidade, as estruturas de concreto armado enterradas devem atender a uma vida útil de projeto (VUP) mínima de 75 anos. Contudo, a norma ABNT NBR 6118:2014 [2] não apresenta recomendações de projeto para que esta VUP seja cumprida. O objetivo deste trabalho é determinar alguns parâmetros projetuais de durabilidade para estas estruturas, visando atender ao requisito de desempenho superior da norma. Para tanto, realizou-se uma pesquisa em normas nacionais e internacionais, além de publicações que remetam a especificações de projeto para vida útil de 75 anos para elementos estruturais enterrados. O trabalho dividiu-se em três partes: (1^o) a análise do sistema normativo (nacional e internacional) e publicações referência da área; (2^o) discussão de modelos teóricos de previsão de vida útil; e (3^o) definição das especificações de projeto para elementos estruturais enterrados para o nível superior de desempenho.

Palavras-chave: norma de desempenho, desempenho superior, vida útil de projeto, estruturas enterradas.

^a Unisinos, São Leopoldo, Rio Grande do Sul, Brasil.

Received: 09 May 2015 • Accepted: 27 Jan 2016 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introdução

Segundo a norma de desempenho das edificações habitacionais, ABNT NBR 15575-1:2013 [1], um sistema estrutural deve conservar sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente a sua vida útil. Os elementos constituintes deste sistema devem ser projetados e construídos de modo que, sob condições pré-estabelecidas de uso, mantenham sua capacidade funcional durante a vida útil do projeto, a qual, para o desempenho superior, deve ser de 75 anos.

A ABNT NBR 15575-1:2013 [1] especifica que o método de avaliação da durabilidade de uma estrutura pode ser realizado através do atendimento aos requisitos estabelecidos em normas brasileiras que estejam relacionadas com o tema e, na inexistência destas, em normas estrangeiras e internacionais específicas e coerentes com o assunto.

O intento deste trabalho é fornecer recomendações de projeto em termos de durabilidade, as quais poderão ser adotadas no dimensionamento e verificação dos elementos em contato com solo - tais como os de fundação - que almejam atender o nível de desempenho superior da ABNT NBR 15575:2013 [1]. Nestes ambientes os principais agentes agressivos são os íons cloretos, sulfatos e a umidade.

Contudo, as normas brasileiras relacionadas ao projeto estrutural e à durabilidade do sistema estrutural citadas na ABNT NBR 15575-1:2013 [1], como a ABNT NBR 6118:2014 [2] e ABNT NBR 12655:2015 [3], não fornecem as recomendações necessárias para atender a este requisito de durabilidade dos

elementos enterrados, principalmente para vida útil superior. Assim, deve-se buscar outras referências, normativas ou não, para atender o propósito.

Com este intento, o presente estudo foi desenvolvido em três etapas: (1º) análise do sistema normativo brasileiro e internacional, (2º) revisão de modelos teóricos de previsão de vida útil e (3º) na definição e proposição de recomendações de projeto para estruturas enterradas, visando atender uma vida útil de 75 anos. No primeiro item são apresentadas as normas brasileiras e internacionais sobre o tema, além de publicações técnicas da área, as quais abordam os requisitos mínimos de projeto para cumprir com o requisito. Na segunda parte realiza-se uma comprovação destes parâmetros projetuais normativos, através de modelos teóricos. No terceiro item recomenda-se especificações de projeto a serem seguidas, integrando as referências consultadas e os resultados dos modelos de previsão de vida útil.

2. Análise do sistema normativo brasileiro e internacional

2.1 Normas brasileiras

A ABNT NBR 15575-1:2013 [1] estabelece que a VUP para elementos estruturais de edificações residenciais deve ser de 50, 63 ou 75 anos para cumprir com os níveis mínimo, intermediário e superior de durabilidade, respectivamente, conforme a Tabela . Nos projetos das estruturas de concreto armado, a

Tabela 1 – VUP para os níveis mínimo, intermediário e superior para a estrutura da edificação residencial

| Parte da edificação | Exemplos | VUP (anos) | | |
|---------------------|--|------------|---------------|----------|
| | | Mínimo | Intermediário | Superior |
| Estrutura principal | Fundações, elementos estruturais (pilares, vigas, lajes e outros), paredes estruturais, estruturas periféricas, contenções e arrimos | ≥50 | ≥63 | ≥75 |

Fonte: ABNT NBR 15575-1:2013, editada pelos autores

Tabela 2 – Classes de agressividade ambiental

| Classe de agressividade ambiental | Agressividade | Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto | Risco de deterioração da estrutura |
|-----------------------------------|---------------|--|------------------------------------|
| I | Fraca | Rural Submersa | Insignificante |
| II | Moderada | Urbana | Pequeno |
| III | Forte | Marinha Industrial | Grande |
| IV | Muito forte | Industrial Respingos de maré | Elevado |

Fonte: ABNT NBR 6118:2014

Tabela 3 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal da armadura

| Tipo de estrutura | Componente ou elemento | Classe de agressividade ambiental | | | |
|-------------------------|---|-----------------------------------|----|-----|----|
| | | I | II | III | IV |
| Cobrimento nominal (mm) | | | | | |
| Concreto armado | Laje ^{b)} | 20 | 25 | 35 | 45 |
| | Viga/pilar | 25 | 30 | 40 | 50 |
| | Elementos estruturais em contato com o solo | 30 | 30 | 40 | 50 |

Source: ABNT NBR 6118:2014

Tabela 4 – Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto, para estruturas em concreto armado

| Concreto | Classe de agressividade | | | |
|---|-------------------------|-------------|-------------|-------------|
| | I | II | III | IV |
| Relação água/cimento em massa | $\leq 0,65$ | $\leq 0,60$ | $\leq 0,55$ | $\leq 0,45$ |
| Classe de concreto (ABNT NBR 8953) | $\geq C20$ | $\geq C25$ | $\geq C30$ | $\geq C40$ |
| Consumo de cimento por metro cúbico de concreto kg/m ³ | ≥ 260 | ≥ 280 | ≥ 320 | ≥ 360 |

Fonte: ABNT NBR 12655:2015

Tabela 5 – Requisitos para concreto exposto a soluções contendo sulfatos

| Condições de exposição em função da agressividade | Sulfato solúvel em água (SO_4^{2-}) presente no solo - % em massa | Sulfato solúvel (SO_4^{2-}) presente na água - ppm | Máxima relação a/c, em massa, para concreto com agregado normal* | Mínimo f_{ck} (para concreto com agregado normal ou leve) - MPa |
|---|---|--|--|---|
| Fraca | 0,00 a 0,10 | 0 a 150 | - | - |
| Moderada** | 0,10 a 0,20 | 150 a 1500 | 0,50 | 35 |
| Severa*** | Acima de 0,20 | Acima de 1500 | 0,40 | 40 |

*Baixa relação a/c ou elevada resistência podem ser necessárias para a obtenção de baixa permeabilidade do concreto ou proteção contra a corrosão da armadura ou proteção a processos de congelamento e degelo; **Água do mar; ***Para condições severa de agressividade, devem ser obrigatoriamente usados cimentos resistentes a sulfatos.

Fonte: ABNT NBR 12655:2015

agressividade ambiental deve ser classificada segundo os critérios admitidos pela ABNT NBR 6118:2014 [2], a qual especifica que as estruturas devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto, sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço seja preservada durante o período correspondente a vida útil especificada em projeto. A Tabela 2 mostra o critério de classificação da agressividade ambiental proposta por esta norma.

Em função da classe de agressividade ambiental definida, recomendações quanto à espessura de cobrimento das armaduras são apresentadas pela ABNT NBR 6118:2014 [2]. Esta espessura de cobrimento visa garantir uma proteção física, química e me-

cânica das armaduras durante a vida útil da estrutura, conforme destaca a Tabela .

De acordo com a ABNT NBR 12655:2015 [3], quando atendidos os critérios estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014 [2], a durabilidade estrutural será função das características do concreto constituinte. Para tanto, esta norma define uma relação água/cimento máxima, uma resistência mínima à compressão e um consumo mínimo de cimento, conforme Tabela . A norma ainda apresenta a classificação de agressividade do solo em função da quantidade de sulfato solúvel em água (SO_4^{2-}) presente no terreno, tal como mostra a Tabela .

Entende-se que as recomendações referenciadas nestas normas

Tabela 6 – Recomendações para zona de agressividade com impacto muito severo

| Zona de agressividade | Concentração de sulfatos presentes em SO ₃ | | | Tipo de cimento a ser utilizado | Consumo de cimento mínimo (kg/m ³) | Relação a/c máxima |
|-----------------------|---|-----------------------|--|--|--|--------------------|
| | No solo | Total SO ₃ | SO ₃ , em relação 2:1 de água e solo extraído | | | |
| 4 | 1 a 2 | 3 a 5 | 2,5 a 5 | Cimento supersulfatado ou cimento Portland resistente a sulfatos | 370 | 0,45 |

Fonte: Indian Standard IS -456, traduzida e adaptada pelos autores

são para VUP de 50 anos. A ABNT NBR 8681:2004 [4] define que para as ações que apresentam variabilidade no tempo (ações variáveis) é estabelecido um período de referência para que estas sejam igualadas ou superadas. Estes valores foram definidos por consenso, com a probabilidade entre 25% e 35% de serem ultrapassados durante 50 anos.

2.2 Normas internacionais e bibliografias referência na área

Segundo Tutikian, Isaía e Helene (2011) [5], a durabilidade das

estruturas de concreto depende tanto de fatores extrínsecos (presença de sais, maresias, chuvas ácidas), quanto de fatores intrínsecos (tipo de cimento, relação água/cimento, adições, aditivos, entre outros). Para este artigo, o interesse se concentra na avaliação dos fatores intrínsecos, necessários para atender a uma VUP de 75 anos. Os fatores intrínsecos que o sistema normativo nacional e internacional recomenda para o atendimento da durabilidade são (a) o consumo mínimo de cimento; (b) a espessura mínima do cobrimento das armaduras; e (c) a relação água/cimento máxima. A resistência à compressão do concreto também é citada, porém está relacionada à relação água/cimento, não necessitando de

Tabela 7 – Especificações para atender VUP de 100 anos em elementos de concreto armado ou protendido

| Tipo de corrosão | Condição de exposição | Tipo de cimento | Cobrimento do nominal concreto (mm) | | | | | | | |
|----------------------------------|--------------------------------------|---------------------|-------------------------------------|--------------------|---------------------|---------------------|--------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| | | | 45 | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 |
| Por cloreto (exceto água do mar) | Névoa salina, mas sem contato direto | I, IIA, IIB-S, SRPC | C45/55 0,40;380 | C40/50 0,45;360 | C35/45 0,50;340 | C32/40, 0,55;320 | C28/35 0,60;300 | C28/35 0,60;300 | C28/35 0,60;300 | C28/35 0,60;300 |
| | | II-B, IIIA | - | - | C35/45 0,45;360 | C32/40, 0,50;340 | C28/35 0,55;320 | C28/35 0,55;320 | C28/35 0,55;320 | C28/35 0,55;320 |
| | | IIIB | - | - | C32/40, 0,45;360 | C28/35 0,50;340 | C28/35 0,55;320 | C28/35 0,55;320 | C28/35 0,55;320 | C28/35 0,55;320 |
| | | IVB-V | - | - | C28/35 0,45;360 | C25/30 0,50;340 | C20/30 0,55;320 | C20/30 0,55;320 | C20/30 0,55;320 | C20/30 0,55;320 |
| | Úmida, raramente seca | I, IIA, IIB-S, SRPC | - | - | - | - | - | C45/55 0,40;380 | C40/50 0,40;380 | C35/45 0,45;360 |
| | | II-B, IIIA | - | - | - | C40/50 0,35;380 | C35/45 0,40;380 | C32/40, 0,45;360 | C28/35 0,50;340 | C25/30 0,55;320 |
| | | IIIB, IVB-V | - | - | - | C32/40, 0,40;380 | C28/35 0,45;360 | C25/30 0,50;340 | C25/30 0,55;320 | C25/30 0,55;320 |
| | | I, IIA, IIB-S, SRPC | - | - | - | - | - | C45/55 0,35;380 | C40/50 0,40;380 | C35/45 0,45;360 |
| | Ciclos de molhagem e secagem | II-B, IIIA | - | - | - | C40/50 0,35;380 | C35/45 0,40;380 | C32/40, 0,45;360 | C28/35 0,50;340 | C25/30 0,55;320 |
| | | IIIB, IVB-V | - | - | - | C32/40, 0,40;380 | C28/35 0,45;360 | C25/30 0,50;340 | C25/30 0,50;340 | C25/30 0,50;340 |
| | | I, IIA, IIB-S, SRPC | - | - | - | - | - | C45/55 0,35;380 | C40/50 0,40;380 | C35/45 0,45;360 |

Fonte: adaptada da BS 8500-1:2006

um detalhamento mais profundo. O tipo de cimento também pode exercer influência sobre a durabilidade destas estruturas frente a mecanismos de deterioração química, mas este não costuma ser detalhado pelas normas.

2.2.1 Consumo mínimo de cimento

O consumo de cimento é, com frequência, relacionado com parâmetros como resistência mecânica, durabilidade, fluidez, tempo de pega, entre outros. Segundo a BRE (2005) [6], a penetração dos íons sulfatos ocorre na solução alcalina porosa que resulta da hidratação do cimento, apresentando danos como expansão, fissuras, entre outros. Utilizando-se cimentos resistentes a sulfatos, o aluminato tricálcico mantém-se em índices mínimos, reduzindo o efeito desta reação na estrutura. Em relação a estruturas inseridas em ambientes com sulfatos, convém destacar as prescrições referenciadas na IS 456:2000 [7]. Esta regulamentação apresenta uma classificação qualitativa, em zonas, dos ambientes potencialmente agressores às estruturas de concreto. Esta norma indiana faz alusão às estruturas enterradas, admitindo para estas a zona de agressividade número 4. Para as estruturas nestas circunstâncias, a norma especifica que o consumo mínimo de cimento deve ser de 370 kg/m³, como mostra a Tabela .

As recomendações da BS EN 206-1:2006 [8] em relação ao consumo de cimento são semelhantes às apresentadas pela

**Figura 1 – Efeito da relação a/c na penetração de cloretos
(Fonte: JAEGERMANN, 1990 apud POLITO, 2006)**

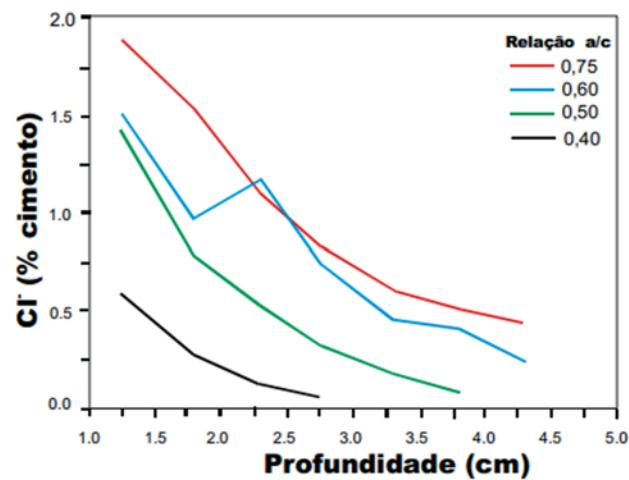


Tabela 8 – Classificação ACEC para solos naturais

| Classe DS (Design Class) do solo | Sulfatos | | | pH águas subterrâneas | | Classe ACEC do solo |
|--|--|---|---|-----------------------|--------------------|------------------------|
| | Extrato 2:1 água/solo (SO ₄ mg/l) | Água subterrânea (SO ₄ mg/l) | potencial total de sulfatos (SO ₄ %) | Água estática (pH) | Água móvel (pH) | |
| DS-1 | < 500 | < 400 | < 0,24 | ≥ 2,5 | - | AC-1s |
| | | | | ≥ 2,5 | > 5,5 | A1-1 |
| | | | | ≥ 2,5 | 2,5 - 5,5 | AC-2z |
| DS-2 | 500 - 1500 | 400 - 1400 | 0,24 - 0,6 | > 3,5 | - | AC-1s |
| | | | | - | > 5,5 | AC-2 |
| | | | | 2,5 - 3,5 | - | AC-2s |
| DS-3 | 1600 - 3000 | 1500 - 3000 | 0,7 - 1,2 | - | 2,5 - 5,5 | AC-3z |
| | | | | > 3,5 | - | AC-2s |
| | | | | - | > 5,5 | AC-3 |
| DS-4 | 3100 - 6000 | 3100 - 6000 | 1,3 - 2,4 | 2,5 - 3,5 | - | AC-3s |
| | | | | - | > 5,5 | AC-4 |
| | | | | > 3,5 | - | AC-3s |
| DS-5 | > 6000 | > 6000 | > 2,4 | - | 2,5 - 5,5 | AC-4 |
| | | | | > 3,5 | - | AC-4s |
| | | | | 2,5 - 3,5 | ≥ 2,5 | AC-5 |

Fonte: adaptada de BRE Special Digest 1:2005

IS 456:2000 [7]. Tal como as regulamentações brasileiras, estas normas não apresentam uma descrição sobre a vida útil de projeto praticada. Tanto para a ACI 318-11:2002 [9] quanto para a ABNT NBR 6118:2014 [2] se subentende que a VUP é de 50 anos, devido ao tempo de retorno das ações variáveis de projeto. Observa-se que estas recomendações são mais conservadoras do que as praticadas pela ABNT NBR 6118:2014 [2] para elementos estruturais enterrados.

2.2.2 Cobrimento nominal das armaduras

O objetivo do cobrimento de concreto é garantir uma proteção química e física às armaduras para que o nível de desempenho superior de durabilidade seja atendido, ou seja, uma vida útil mínima de projeto maior ou igual a 75 anos. A Tabela , referenciada da ABNT NBR 6118:2014 [2], especifica os cobrimentos mínimos das armaduras para uma VUP de 50 anos, sendo necessário buscar informações adicionais para atender a critérios mais rígidos.

Segundo Neville e Brooks [10], é possível atingir VUP para estruturas de 100 anos, adotando um cobrimento nominal especificado conforme o tipo e condição de exposição da estrutura, além da classe de resistência do concreto. Este é o princípio praticado na ABNT NBR 6118:2014 [2] e ABNT NBR 12655:2015 [3]. Neste contexto, na Tabela constam as especificações da BS 8500-1:2006 [11] para atender a uma VUP de 100 anos, destacando o ataque por íons cloreto.

Evidencia-se que, para condições úmidas e raramente secas em ambientes que apresentem potencial para desenvolver corrosão por cloreto, tem-se que o cobrimento das armaduras é de, no mínimo, 55 mm, com f_{ck} de 40MPa, máxima relação água/cimento de 0,40 e consumo mínimo de cimento de 380 kg/m³. Novamente observa-se que a BS 8500-1:2006 [11] se baseia no cobrimento de concreto, na resistência à com-

Tabela 9 – Classe DC e número de APM para elementos de concreto situados em zonas onde o gradiente hidráulico menor ou igual a 5: concreto para uso geral *in situ*

| Classe ACEC do solo | Vida útil desejada | |
|------------------------|---------------------------|---------------------------|
| | Até 50 anos | Até 100 anos |
| AC-1s, AC-1 | DC-1 | DC-1 |
| AC-2s, AC-2 | DC-2 | DC-2 |
| AC-2z | DC-2z | DC-2z |
| AC-3s | DC-2 | DC-3 |
| AC-3z | DC-3z | DC-3z |
| AC-3 | DC-2 | DC-3 |
| AC-4s | DC-3 | DC-3 |
| AC-4z | DC-4z | DC-4z |
| AC-4 | DC-3 | DC-4 |
| AC-4ms | DC-4m | DC-4m |
| AC-4m | DC-4m | DC-4m |
| AC-5z | DC-4z + APM3 ^a | DC-4z + APM3 ^a |
| AC-5 | DC-4 + APM3 ^a | DC-4 + APM3 ^a |
| AC-5m | AC-4m + APM3 ^a | AC-4m + APM3 ^a |

Fonte: adaptada de BRE Special Digest 1:2005

pressão, relação água/cimento e consumo de cimento para garantir a durabilidade das estruturas, tal como a ABNT NBR 6118:2014 [2], ABNT NBR 12655:2015 [3] e demais normas internacionais propõem.

Tabela 10 – Qualidade do concreto para resistência ao ataque químico: concreto para uso geral *in situ*

| Classe DC | Máx. a/c | Mínimo consumo de cimento (kg/m ³), por tamanho máximo de agregado | | | | Grupo do tipo de cimento |
|--------------|---|--|-------|-------|-------|-----------------------------|
| | | ≥ 40 mm | 20 mm | 14 mm | 10 mm | |
| DC-4 | 0,45 | 340 | 360 | 380 | 380 | F |
| | 0,4 | 360 | 380 | 380 | 380 | E |
| | 0,35 | 380 | 380 | 380 | 380 | D, G |
| Grupo | Cimentos | Combinações | | | | |
| A | CEM I, CEM II/A-D, CEM II/A-Q, CEM II/A-S, CEM II/B-S, CEM II/A-V, CEM II/B-V, CEM III/A, CEM III/B | CIIA-V, CIIB-V, CII-S, CIIIA, CIIB, CIIA-D, CIIA-Q | | | | |
| B | CEM II/A-L, CEM II/A-LL | CIIA-L, CIIA-LL | | | | |
| C | CEM II/A-L, CEM II/A-LL | CIIA-L, CIIA-LL | | | | |
| D | CEM II/B-V+SR, CEM III/A+SR | CIIB-V+SR, CIIIA+SR | | | | |
| E | CEM IV/B (V), VLH IV/B (V) | CIVB-V | | | | |
| F | CEM III/B+SR | CIIB+SR | | | | |
| G | SRPC | – | | | | |

Fonte: adaptada de BRE Special Digest 1:2005

2.2.3 Relação água/cimento

Assim como a espessura do cobrimento das armaduras, a especificação da relação água/cimento máxima é consequência da agressividade ambiental. Para determinar esta relação para uma VUP de 75 anos para estruturas enterradas, deve-se atentar para o ataque por cloretos e por sulfatos, além da umidade presente no solo.

Segundo CCAA (2009) [12] e Figueiredo (2011) [13], a resistência do concreto quanto ao ataque por cloretos depende da porosidade do material, fundamentalmente do tamanho, distribuição e interconectividade dos poros da pasta. Sendo esta variável diretamente proporcional à relação água/cimento. A Figura apresenta o efeito desta variável na penetração dos íons cloretos (POLITO, 2006 [14]). A Tabela expressa a especificação da BS 8500-1:2006 [11] da relação água/cimento máxima a ser admitida nos projetos feitos em regiões com este tipo de agressividade ambiental.

A ACI 318-11:2002 [9], tal como as normas brasileiras, não faz diferenciação da VUP almejada através da adoção dos parâmetros projetuais (pressupõe-se que seja 50 anos, conforme ASCE 7-05 (2005) [15]. No entanto, a exemplo da norma brasileira, a ACI 318-11:2002 [9] classifica os ambientes em diferentes classes de agressividade. Considerando a estrutura exposta a umidade e a fontes externas de cloretos (classe C2), tem-se a recomendação de uma relação água/cimento máxima de 0,4, valor condizente com a recomendação da BS 8500-1:2006 [11].

Outra hipótese a ser levantada quando é feita uma análise sobre a durabilidade das estruturas enterradas é o ataque por sulfatos presentes no solo, principalmente em zonas industriais. Destacam Mehta e Monteiro (2014) [16] que concentrações de sulfatos de magnésio, sódio e potássio é corriqueiro nas águas subterrâneas. Segundo Isaia (2011) [17], o ataque por sulfatos ocorre através da reação química do íon de sulfato com os componentes de alumínatos do concreto no endurecido. Mehta e Monteiro (2014) [16] destacam que degradação do concreto pode se manifestar por expansão e por fissuração. A expansão do concreto pode ocasionar a fissuração, que, por sua vez, aumenta a permeabilidade do concreto, o que facilita a penetração de outros agentes agressivos no interior do elemento estrutural.

O BRE (2005) [6] estabelece uma metodologia para a escolha de concreto resistente ao ataque de sulfatos. A primeira etapa é a definição da classe ACEC (*Aggressive Chemical Environment for Concrete*) do solo, como mostra a Tabela . Essa classificação depende do potencial total de sulfato e do pH da água subterrânea. Com a classificação definida, é possível determinar a classe DC (*Design Chemical*) do concreto para uma vida útil de 100 anos (Tabela **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**). Com a classe, se determinam os valores de máxima relação água/cimento, consumo e tipo de cimento (Tabela).

Para efeito comparativo com as recomendações de relação água/cimento encontradas devido ao ataque por cloretos, considera-se a classe de agressividade em que o solo está inserido como a AC-5, a mais severa condição de exposição aos sulfatos. Para essa classe, para uma vida útil de 100 anos, a classe do concreto é a DC-4. Com isso, recomenda-se uma relação água/cimento de 0,35; 0,4 ou 0,45 (valores associados a outras características do concreto).

2.2.4 Tipo de cimento

A ABNT NBR 5736:1999 [18] permite a mistura de até 50% de pozolana com o clínquer, sulfato de cálcio e material carbonático para formar o CPIV. O cimento pozolânico, devido à reação da pozolana com o hidróxido de cálcio formado na hidratação do cimento, possui uma durabilidade maior, pois o hidróxido de cálcio, que é altamente solúvel e lixivível, encontra-se combinado na forma de silicato de cálcio hidratado, componente com maior resistência frente a agentes agressivos. O mesmo ocorre com CPIII, que segundo ABNT NBR 5735:1991 [19], é a mistura de clínquer, sulfato de cálcio e material carbonático com 30 a 70% de escória alto-forno.

Estes tipos de cimento, portanto, são indicados em obras expostas à ação de água corrente e ambientes agressivos. O concreto feito com este produto se torna menos permeável, mais durável, apresentando resistência mecânica à compressão em longas idades superior à do concreto feito com cimentos Portland com menores teores de adições. Apresentam menor geração de calor de

Tabela 11 – Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de corrosão das armaduras

| Classe de concreto | Classe de resistência | Máxima relação a/c | Deterioração por carbonatação | | Deterioração por cloretos | |
|--------------------|-----------------------|--------------------|---|-----------------|---|---|
| | | | Teor de adições | Teor de adições | Teor de adições | Teor de adições |
| Durável | ≥C50 | ≤0,38 | ≤10% de pozolana, metacaulim ou escória de alto-forno | | ≤20% de pozolana ou metacaulim | ≤65% de escória de alto-forno aço galvanizado ou inox |
| Resistente | C35 C40 C45 | ≤0,50 | ≤10% de pozolana ou metacaulim ≤15% de escória de alto-forno | | ≤10% de pozolana ou metacaulim ≤35% de escória de alto-forno aço galvanizado ou inox | |
| Normal | C25 C30 | ≤0,62 | | Qualquer | | Qualquer |
| Efêmero | C10 C15 C20 | Any | | Qualquer | | Qualquer |

Fonte: Medeiros, Andrade e Helene, 2011

hidratação durante a pega do concreto, já que suas reações são mais lentas, o que favorece sua aplicação em peças com grande volume, o que pode ocorrer em blocos de fundação, por exemplo. Ainda, a reação álcali-agregado, reação expansiva que pode ocorrer em estruturas acabadas, é mitigada com a inserção de pozolanas, de acordo com a ABNT NBR 15577:2008 [20]. Nagesh (2012) [21] afirma que é recomendável a aplicação de cimentos deste tipo para a produção de elementos estruturais potencialmente propensos a este ataque, como os em contato com o solo.

É sabido que a ABNT NBR 6118:2014 [2] define o gás carbônico e os íons cloreto como os agentes agressivos mais importantes para a estrutura de concreto, devendo ser previstos e evitados na fase de projeto e uso da edificação. A norma ainda refere o ataque por lixiviação e reações expansivas, como a provocada pela álcali-agregado e por sulfatos. Na ausência de valores de ensaios experimentais, Medeiros, Andrade e Helene (2011) [22] recomendam a adoção de uma especificação orientativa, conforme apresentado na Tabela 11 e Tabela 12, com uso de adições pozolânicas. Portanto, para a análise da durabilidade das estruturas enterradas, em termos de projeto, avalia-se a composição química (tipo) e consumo mínimo de cimento, entre outros fatores.

2.3 Modelos de previsão de vida útil

Os modelos teóricos de previsão de vida útil ajudam a entender a taxa de propagação de agentes agressivos ao interior do concreto e determinar o cobrimento das armaduras necessário e outros meios de proteção, como redução da relação água/cimento, destacam Bolina e Tutikian [23]. A interpretação destes modelos teóricos, que normalmente são desenvolvidos com base em ensaios experimentais, auxilia na compreensão da velocidade de deterioração química dos constituintes do concreto.

Para a determinação da durabilidade das estruturas de concreto deve-se analisar modelos de previsão de vida útil de penetração de íons cloreto, que dependem, basicamente, da porosidade do

material e cobrimento das armaduras, na pior situação, por ser uma rápida penetração. Os modelos teóricos mais apropriados são o de Helene (1993) [24] e Bob (1996) [25].

2.3.1 Helene (1993) [24]

O modelo determina a profundidade de penetração (y_c) dos íons cloreto de acordo com a equação 1.

$$y_c = k \cdot \sqrt{t} \quad (1)$$

Sendo t o tempo, em anos, e k o coeficiente de difusão dos íons cloreto. Helene (1993) [24] sugere que a concentração de cloreto em um elemento estrutural seja expressa em relação à massa de cimento ($Cl_{cimento}$), diretamente influenciada pela concentração de cloreto no ambiente (Cl_{amb}). A expressão que correlaciona estas variáveis segue a equação 2.

$$Cl_{cimento} = \frac{Cl_{amb} \cdot Ab \cdot \gamma \cdot 0,01}{C} \quad (2)$$

Onde $Cl_{cimento}$ é o consumo de cimento, em kg/m³, Ab é a absorção máxima de água no concreto, expressa em %, e γ a massa específica do concreto, em kg/m³.

2.3.2 Bob (1996) [25]

Após verificações baseadas em dados de experimentos de longa duração, Bob (1996) [26] observou que a modelagem da penetração de cloreto pode ser expressa através da equação 3.

Tabela 12 - Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de deterioração por lixiviação ou por formação de compostos expansivos

| Classe de concreto | Classe de resistência | Deterioração por expansão | | Deterioração por lixiviação |
|--------------------|-----------------------|--|---|---|
| | | Teor de C ₃ A no cimento anidro | Teor de adições | Teor de adições |
| Durável | ≥ C50 | ≤ 5% | ≥ 20% de pozolana ou metacaulim ≥ 65% de escória de alto forno | ≥ 20% de pozolana ou metacaulim ≥ 65% de escória de alto forno |
| Resistente | C35 C40 C45 | ≤ 5% | ≥ 10% de pozolana ou metacaulim ≥ 35% de escória de alto forno | ≥ 10% de pozolana ou metacaulim ≥ 35% de escória de alto forno |
| Normal | C25 C30 | ≤ 8% | Qualquer | Qualquer |
| Efêmero | C10 C15 C20 | Qualquer | Qualquer | Qualquer |

Fonte: Medeiros, Andrade e Helene, 2011

$$x_m = 150 \cdot \left(\frac{c \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot d}{f_c} \right) \cdot \sqrt{t}$$

(3)

Sendo x_m a profundidade média de penetração de cloretos, em milímetros, f_c a resistência à compressão característica do concreto, em

MPa, c a capacidade de fixação de cloretos, k_1 a influência da temperatura no modelo, k_2 a influência da umidade e d a relação entre a concentração crítica e a concentração superficial de cloretos na estrutura.

3. Resultados e discussões

Com base nas normas internacionais e trabalhos referência da área foram propostos parâmetros mínimos para garantir a VUP de estru-

Tabela 13 – Modelo de previsão de vida útil para elementos submetidos a severa agressividade por cloretos, segundo (a) Helene (1993) (24) e (b) Bob (1996) (25)

| Fraca agressividade | | | | | | | | | |
|---------------------------|------|-------------------|--------------------|----------|---------------------------|----------------|------|------|---------------|
| (a) | | | | | (b) | | | | |
| C | 340 | kg/m ³ | Cl ^{sup.} | 0,0441 | % | f _c | 40 | MPa | |
| γ | 2500 | | k | 0,0441 | | k ₁ | 0,75 | | cobr. 36,5 mm |
| Cambiente | 0,3 | | t | 75 | anos | k ₂ | 1 | | c+ΔC 46,5 mm |
| Abh | 2 | % | y | 3,309 | cm | d | 1,5 | | |
| Cobr. | | | 33,1 | | | c | 1 | | |
| c+ΔC | | | 43,1 | mm | | t | 75 | anos | |
| DADOS DE INSERÇÃO (cinza) | | | | | DADOS DE INSERÇÃO (cinza) | | | | |
| Moderada agressividade | | | | | | | | | |
| (a) | | | | | (b) | | | | |
| C | 370 | kg/m ³ | Cl ^{sup.} | 0,059028 | % | f _c | 40 | MPa | |
| γ | 2500 | | k | 0,059028 | | k ₁ | 1,25 | | Cobr. 45,7 mm |
| Cambiente | 0,5 | | t | 75 | anos | k ₂ | 1 | | c+ΔC 55,7 mm |
| Abh | 1,7 | % | y | 4,427083 | cm | d | 1,5 | | |
| Cobr. | | | 44,3 | | | c | 1 | | |
| c+ΔC | | | 54,3 | mm | | t | 75 | anos | |
| DADOS DE INSERÇÃO (cinza) | | | | | DADOS DE INSERÇÃO (cinza) | | | | |
| Severa agressividade | | | | | | | | | |
| (a) | | | | | (b) | | | | |
| C | 400 | kg/m ³ | Cl ^{sup.} | 0,0781 | % | f _c | 50 | MPa | |
| γ | 2500 | | k | 0,0781 | | k ₁ | 1,5 | | Cobr. 58,5 mm |
| Cambiente | 2,5 | | t | 75 | anos | k ₂ | 1 | | c+ΔC 68,5 mm |
| Abh | 0,5 | % | y | 5,859 | cm | d | 1,5 | | |
| Cobr. | | | 58,6 | | | c | 1 | | |
| c+ΔC | | | 68,6 | mm | | t | 75 | anos | |
| DADOS DE INSERÇÃO (cinza) | | | | | DADOS DE INSERÇÃO (cinza) | | | | |

Tabela 14 – Recomendações para especificação dos concretos para atender VUP de 75 anos para estruturas enterradas

| Condição de exposição em função da agressividade | Sulfato solúvel em água (SO_4^{2-}) presente no solo (% em massa) | Classe de concreto | Relação a/c máxima | Consumo de cimento mínimo (kg/m^3) | Tipo de cimento | Cobrimento nominal (mm) |
|--|--|--------------------|--------------------|--|---|-------------------------|
| Fraca | 0,00 a 0,10 | C40 | 0,50 | 340 | Cimento CPII E ou CPII Z ou utilização de 5% de sílica ativa ou metacaulim | 45 |
| Moderada | 0,10 a 0,20 | C40 | 0,40 | 370 | Cimento CPIII (com no mínimo 60% de escória) ou CPIV (com no mínimo 30% de pozolana) ou utilização de 10% de sílica ativa ou metacaulim | 55 |
| Severa | Acima de 0,20 | C50 | 0,35 | 400 | Cimento resistente a sulfato | 70 |

turas enterradas de 75 anos, atingindo o nível superior da Norma de Desempenho. Os parâmetros especificados avançam nas recomendações de normas que apresentam especificações para este tipo de estruturas, tal como a ACI 318-1:2002 [9], EN 206-1:2000 [8], IS 456:2000 [7], ABNT NBR 15577-1 [26] e BS 8500-1:2006 [11]. Estes parâmetros de durabilidade, a exemplo do que propõe a ABNT NBR 6118:2014 [2], são a resistência à compressão mínima, relação água/cimento máxima, consumo de cimento mínimo, tipo de cimento e cobrimento nominal das armaduras.

Através dos modelos de previsão descritos, se obteve os parâmetros de projeto, para atender a VUP de 75 anos para estruturas enterradas com agressividade fraca, moderada e forte, como mostra a Tabela 13. Foram avaliados os modelos de Helene (1993) [24] e Bob (1996) [25] para usar um valor médio entre estes. Como os modelos representam ataque de íons cloreto à estrutura, se obteve o valor crítico para elementos enterrados.

Na Tabela 14 estão determinadas as propriedades de projeto para atender a esta expectativa, com todos os parâmetros numericamente embasados e alinhados com as referências nacionais e internacionais.

As especificações da relação a/c seguiram as da BS 8500-1:2006 [11]. Esta norma ainda prevê variações de relação a/c e cobrimento, o que não foi seguido neste artigo.

Se adotou a classificação da agressividade das normas nacionais, como a ABNT NBR 12655:2015 [3], e internacionais, como a ACI 318-11:2002 [9], EN 206-1:2000 [8] e IS 456:2000 [7], com a divisão entre agressividade fraca, moderada e severa. Observa-se que, para uma classe de agressividade fraca é especificado um cobrimento nominal de 45mm, que, segundo os modelos de pre-

visão de vida útil, protegerá a estrutura por 75 anos. Se a estrutura estiver locada em uma agressividade moderada, o cobrimento nominal deve ser especificado em 55mm. E, em ambientes de agressividade severa o cobrimento nominal será de 70mm. Recomenda-se o uso de fibras ou armação do cobrimento quando este for superior a 50mm (IS 456:2000 [7]).

4. Conclusões

A ABNT NBR 15577-2:2013 [1] estabelece parâmetros inéditos de durabilidade dos sistemas, até então não abordados no país. Por ser uma norma de desempenho, apoia-se em normas prescritivas do sistema normativo brasileiro, porém não há indicativo de como cumprir a exigência de durabilidade superior. O atendimento ao desempenho superior para estruturas de concreto armado enterradas, tal como os blocos de fundação e as estacas, são exemplos desta lacuna. Para cumprir com este propósito, um levantamento das normatizações existentes no mundo, bem como uma análise dos demais referenciais bibliográficos existentes, foi necessário para fundamentar a tomada de decisão. Uma comprovação através de modelos teóricos de vida útil foi necessária para validar este comparativo. Concluiu-se que, para atestar uma VUP de 75 anos, a estrutura de concreto enterrada pode ser elaborada com um cimento com adições, o que proporciona uma maior durabilidade quando em contato com regiões ou materiais contaminados, evitando a propagação de uma potencial reação álcali-agregado. Ainda foram definidos parâmetros de dosagem dos concretos, em relação à resistência à compressão, relação água/cimento e consumo de cimento, além do cobrimento nominal das barras de

aço, para garantir a VUP de 75 anos, nível superior da Norma de Desempenho.

5. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-2: Edificações habitacionais – Desempenho. Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2013.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655: Concreto - Controle, preparo e recebimento. Rio de Janeiro, 2015.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.
- [5] TUTIKIAN, B.F. ISAIA, G.C., HELENE, P. Dosagem dos concretos de cimento Portland In: ISAIA, Geraldo Cechella. Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: Ipsilon. 2011. V.1. Cap. 12. P.415-452.
- [6] BRITISH RESEARCH ESTABLISHMENT – BRE Construction Division. Concrete In Aggressive Ground (Special Digest 1). Garston, 2005.
- [7] INDIAN STANDARD. IS-456: Plain and Reinforced concrete - Code of Practice. New Delhi, 2000.
- [8] EUROPEAN STANDARD. EN 206-1: Concrete – Part 1: Specification, Performance, Production and Conformity. Brussels, 2000.
- [9] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Reported by ACI Committee, Detroit, Michigan, U.S.A., 2002.
- [10] NEVILLE, A. M.; BROOKS, J.J. Tecnologia do Concreto. Bookman: São Paulo, 2013.
- [11] BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 8500-1: Concrete – Complementary British standard to BS EN 206-1 – Part 1: Method of specifying and guidance for the specifier. London, 2006.
- [12] CEMENT CONCRETE & AGGREGATES AUSTRALIA - CCAA. Chloride Resistance of Concrete. Sydney, 2009.
- [13] FIGUEIREDO, Enio Pazini. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: Ipsilon. 2011. V.1. Cap. 25. P.889-902.
- [14] POLITO, Giuliano. Corrosão Em Estruturas De Concreto Armado: Causas, Mecanismos, Prevenção E Recuperação. 2006. 188 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.
- [15] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE 7-05: Minimum design loads for buildings and other structures. Virginia, 2005.
- [16] MEHTA, P.K. E MONTEIRO, P.J.M. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. 3. Ed. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [17] ISAIA, Geraldo Cechella. A água no Concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: Ipsilon. 2011. V.1. Cap. 09.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5736: Cimento Portland pozolânico. Rio de Janeiro, 1999.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5735: Cimento Portland de alto-forno. Rio de Janeiro, 1991.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15577: Agregados - Reatividade álcali-agregado. Parte 1: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto. Rio de Janeiro, 2013.
- [21] NAGESH, M. Notes on concrete durability chapter. Government Engineering College: Ramanagar, 2012.
- [22] MEDEIROS, Marcelo Henrique Farias de; ANDRADE, Jairo José de Oliveira; HELENE, Paulo. Durabilidade e vida útil das estruturas de concreto. In: ISAIA, Geraldo Cechella. Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: Ipsilon. 2011. V.1. Cap. 16. P.773-808.
- [23] BOLINA, F. L.; TUTIKIAN, B. F. Parâmetros da estrutura de concreto armado Segundo os preceitos de desempenho, durabilidade e segurança contra incêndio. Concreto & Construção, n.76, p.133-147, 2014.
- [24] HELENE, P. Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.
- [25] BOB, C. Probabilistic Assessment of Reinforced Corrosion. In: Existing Structures. In: International Conference: Concrete Repair, Rehabilitation and Protection. Proceedings. Dundee, 1996.p.17-28.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15577-1: Agregados - Reatividade álcali-agregado. Parte 2: Guia para avaliação da reatividade potencial e medidas preventivas para uso de agregados em concreto. Rio de Janeiro, 2008.

Structural reliability assessment based on optical monitoring system: case study

Avaliação da fiabilidade estrutural baseado em sistema ótico de monitorização: caso de estudo



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

P. ANTUNES ^a
pantunes@ua.pt

A. A. HENRIQUES ^a
abel.henriques@fe.up.pt

A. ARÊDE ^a
aarede@fe.up.pt

P. S. ANDRÉ ^b
paulo.andre@ist.utl.pt

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

Abstract

Optical systems are recognized to be an important tool for structural health monitoring, especially for real time safety assessment, due to simplified system configuration and low cost when compared to regular systems, namely electrical systems. This work aims to present a case study on structural health monitoring focused on reliability assessment and applying data collected by a simplified optical sensing system. This way, an elevated reinforced concrete water reservoir was instrumented with a bi-axial optical accelerometer and monitored since January 2014. Taking into account acceleration data, the natural frequencies and relative displacements were estimated. The reliability analysis was performed based on generalized extreme values distribution (GEV) and the results were employed to build a forecast of the reliability of the water elevated reservoir for the next 100 years. The results showed that the optical system combined with GEV analysis, implemented in this experimental work, can provide adequate data for structural reliability assessment.

Keywords: optical sensors, remote control, natural frequency, reliability assessment, generalized extreme values distribution.

Resumo

Sistemas ópticos são reconhecidos como uma importante ferramenta para a monitorização estrutural, especialmente para avaliação da segurança em tempo real, devido a configuração simplificada e o baixo custo destes sistemas quando comparado com sistemas usuais, nomeadamente sistemas elétricos. Este trabalho tem por objetivo apresentar um caso de estudo sobre monitorização estrutural focado na avaliação da fiabilidade através da utilização de um sistema sensorial ótico simplificado. Dessa forma, um reservatório elevado de água de concreto armado foi instrumentado com um acelerómetro ótico biaxial e monitorado desde janeiro de 2014. Tendo em conta os dados de aceleração, as frequências naturais e os deslocamentos relativos foram calculados. Neste trabalho, a análise de fiabilidade é realizada baseada na distribuição de valores extremos e os resultados obtidos são ainda utilizados para a previsão sobre a segurança estrutural do reservatório de água para os próximos 100 anos. Os resultados mostraram que o sistema ótico de monitorização implementado neste trabalho combinado com a análise por distribuição dos valores extremos pode fornecer dados adequados para a avaliação da fiabilidade estrutural.

Palavras-chave: sensor ótico, controle remoto, frequência natural, análise da fiabilidade, distribuição de valores extremos.

^a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal
^b Instituto Superior Técnico de Lisboa, Lisboa, Portugal

Received: 14 Aug 2015 • Accepted: 15 Feb 2016 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introduction

The recent codes ABNT NBR 15575 [1] and EN 1990 [2] establish the safety minimum coefficients that structures should attend to during their service life for keeping their safety. However, the current design codes introduce a high number of uncertainties to existing structures, essentially associated to material properties, loadings and work scenarios. Thereby, the employment of structural health monitoring (SHM) can be an interesting tool for structural characterization, because SHM can offer accurate data for the structural behavior in real time.

SHM systems are composed by three principal systems that are: sensorial system, data receiving system and data processing system. In fact, in the recent years the sensors have been advancing towards more compact systems, better levels of data accuracy and less signal interferences. In this way, a large number of optical sensors were implemented [3]–[6] since the year 2000, essentially motivated by their relatively low cost, the possibility of sensors multiplexing, their immunity to interference from electromagnetic fields and because the optical sensors can be less intrusive than electrical sensors.

According to Diamantidis [7] the reliability assessment has as main aim the prediction of the structure's failure probability under a determinate scenario, taking into account the limit state service or ultimate limit service, and also methods based on probabilistic models, due to high level of uncertainties associated with random variables [8]. Thus, the employment of SHM systems with probabilistic methods can be an interesting and important tool for risk prevention, being possible the structural performance characterization under real service conditions, as well as the prediction about the structural behavior under dramatic scenarios.

In this context, Dissanayake e Karunanananda [9] proposed a new method for reliability analysis based on element failure and reinforcement corrosion, and their method was applied to a railway bridge, in Sri Lanka, with 160 m of length. The results showed that the probabilistic model developed by the authors presents a good model for failure due to decreasing of the reinforcement area by corrosion process and element failure. Another similar study related with SHM systems combined with reliability analysis is reported by Liu et al [10], where a railway bridge on the Wisconsin river, in the United States, was instrumented with strain gauges and the traffic loads effect on the bridge's behavior was monitored. The data from the SHM system implemented on the bridge allowed the evaluation of reliability index in the current state, and were also used to predict the bridge's reliability performance for the next 20 years. However, the cost of the sensing systems employed in both works mentioned above could have been minimized if optical sensors had been employed.

In order to contribute for reliability assessment, this work presents a simplified methodology for structural safety assessment based on an optical system, which consists of data selection, preliminary statistical analysis focused on histogram construction, probability assessment by GEV and determination of the failure probability. Thereby, an elevated reinforced concrete water reservoir located in Campus of Santiago, in the University of Aveiro, Portugal, was instrumented with a bi-axial optical accelerometer [11] and continuously monitored since January 2014. From the data collected by longitudinal and transversal accelerations, the relative structural displacements due to wind

action were obtained and used as main variables for structural reliability analysis.

2. Reliability assessment method based on relative displacements

The use of probabilistic methods for structural performance assessment under a determinate scenario can be a relevant help tool for structural integrity and safety management. The probabilistic methods can be interesting due to the fact that in the construction phase, structures are associated to a large number of uncertainties which are not included in the current design codes and also present a difficulty modeling by deterministic methods, making necessary the resource to probabilistic methods, which are most adequate for random variables processing.

In fact, the employment of probabilistic methods for reliability assessment should be adopted because there are some uncertainties introduced by geometric and material characteristics, and also load combination that structures can be submitted to during their service life, and in these cases the probabilistic models can be used for modeling the variable set [8, 11, 12]. Generally, the set of variables involved in the structural reliability assessment are represented by R and E, where R represents the safety variable group for the analyzed scenario and E represents the variable group which affects negatively the structural safety. Then the structural probability of failure, P_f , can be written as:

$$P_f = \mathcal{P}\{g(R, E) \leq 0\} = \mathcal{P}\{r(R) \leq e(E)\} \quad (1)$$

where, $g(R, E) \leq 0$ represents the limit failure condition.

So, considering expression (1) the failure probability, P_f , can also be written according to expression (2), where f_X is the probability density function of X, and X represents all random variables from the problem in study.

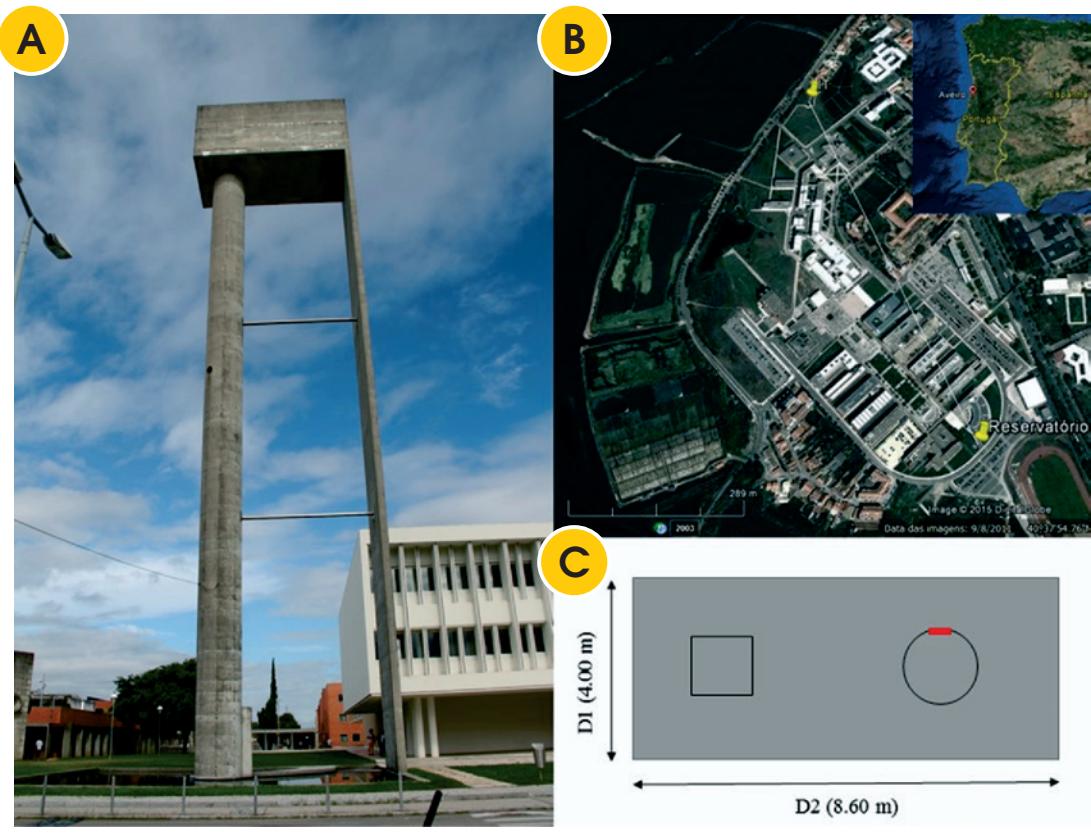
$$P_f = \int_{g(X) \leq 0} f_X(x) dx \quad (2)$$

From failure probability, P_f , the reliability index β can be estimated by expression (3), where Φ^{-1} is the inverse of the standard normal distribution function.

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3)$$

Especially for cases in which the set of variables are known for a determinate interval of time, and the maximum and minimum values of probabilistic curves need to be predicted, it is common to resort to generalized extremes values distribution (GEV)[8]. The employment of GEV in cases of probabilistic analysis is indicated when the number of data is sufficiently large and the frequency distribution curve is asymptotic. However, in order to consider the asymptotic types

Figure 1 – Reinforced concrete water reservoir elevated of University of Aveiro (A), localization of reservoir in relation to Institute of Telecommunications of Aveiro (B), and detail of the position of the bi-axial optic accelerometer (C)



of curve that a data distribution can assume, one of the three forms of GEV should be adopted, namely: Gumbel distribution (Type I), Fréchet distribution (Type II) and Weibull distribution (Type III) [10]. The Gumbel distribution is based on the principle that the failure occurs when a determined set of values exceeds the safety value [8] and is frequently applied to modelling environmental phenomena, as for example wind velocity [14]; in addition the Gumbel distribution has been recently used in SHM systems for service life prediction [8, 11, 13]. The Gumbel distribution for maximum values can be defined by function $F(x)$, according to expression (4), where α and u can be estimated from the data set analyzed, and x is the limit exceedance values in the distribution curve that will be analyzed. In fact, the α and u values can be obtained by expressions (5) and (6), where the variance $\mathbb{V}(X)$ is a necessary value for determination of constant α , and $\mathbb{E}(X)$ is the average of $F(x)$ function, for a given value of y of 0.577.

$$F(x) = \exp[-e^{-\alpha(x-u)}] \quad (4)$$

$$\mathbb{E}(X) = u + \frac{\gamma}{\alpha} \quad (5)$$

$$\mathbb{V}(X) = \frac{\pi^2}{6\alpha^2} \quad (6)$$

Thus, the method for structural reliability assessment proposed in this work, based on random variables from wind velocity, namely structural displacements due to wind action, follows the present sequence: 1) selection of a data set, 2) establishment of an x limit value, in which the function $G(x) \leq 0$ represents failure, 3) construction of histograms based on obtained values from $G(x) \leq 0$ considering the limit value of x , 4) adoption of an adequate probabilistic distribution curve, 5) determination of the statistic variables ($\mathbb{E}, \mathbb{V}, \alpha$ e u), 6) determination of failure probability P_f , taking in account the x limit value and 7) evaluation of reliability index, β .

3. Case study

3.1 Reinforced concrete elevated water reservoir

The elevated water reservoir [Figure 1-A] is a slender structure of reinforced concrete with a height of 35.25 m, built in 1989 in the campus of Santiago at University of Aveiro [Figure 1-B], Portugal, essentially composed by a laminar section of 30.90 m of height, 4 m of length and 0.30 m of thickness; one cylindrical hollow section with 30.90 m of height, outer diameter of 2.40 m and inner diameter of 1.20 m; and a rectangular structure with 4.35 m of height, 8.60 m

of longitudinal length and 4.00 m of transversal length. The present structure has a metallic bracing, composed by two hollow steel cylinders with 5 mm of thickness, placed at 1/3 and 2/3 of the total height. The reservoir instrumentation was done by employing a bi-axial optical accelerometer developed and tested by Antunes [15], positioned in the structure top, as shown in the [Figure 1- C]. The implemented monitoring system was connected to a data acquisition system located in the Institute of Telecommunications of Aveiro, Portugal, by 790 m of optical fiber [Figure 1-B].

In order to collect data on structural displacements due to wind action, the elevated reservoir has been monitored since January 2014 aiming the identification of changes in the structural behavior that can compromise the safety state. In this way, the bi-axial optic accelerometer has the function of collecting information in the transversal (D1) and longitudinal (D2) directions, essential accelerations for determining the natural frequency and relative displacements.

3.2 Data collecting, selection and processing

The natural frequency is given by the expression (7), where the mass m is characterized as inversely proportional of the square of the natural frequency, f , and directly proportional to square of the stiffness ratio k . In this analysis the stiffness ratio k was considered constant, and that only the m value could influence the frequency value, due to water level variation inside the water reservoir. The structural displacements were collected only for cases in which the wind presents the same direction. In this way, the wind action was restricted to southeast direction, in order to coincide with the structure's face with higher area, through which the wind action is supposed to present a greater effect on structure displacements in transversal and longitudinal directions.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (7)$$

From the data offered by bi-axial optic accelerometer, the linear relative displacements of the elevated reservoir were obtained according to expression (8), where $s(t)$ is the displacement in function of the time and $a(t)$ represents the acceleration in function of the time.

$$s(t) = a(t) dt \quad (8)$$

The natural frequency spectrums of the elevated reservoir for each direction (D1 and D2) were obtained by the Fourier transform (9), where $\omega = 2\pi f$.

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (9)$$

From analysis of a large data set, were selected the wind actions described in A and B, as shown in the [Table 1]. In D1 direction (transversal) the values of natural frequencies in the situation A and B presented the same frequency value, namely 0.900 Hz. However, taking into account the greater length of D2 (longitudinal direction) relative to D1, the possible mass variation influenced by changes in the water level presented influence in the natural frequency value, respectively 0.787 Hz and 0.793 Hz. The spectrums of the natural frequency collected are shown in [Figure 2], where A and B represent the wind behavior and D1 and D2 are transversal and longitudinal direction of the water reservoir respectively.

It is also important to refer that for each measurement realized were considered 105 s of data record time, that correspond to 200.000 acceleration points. Once the acceleration spectrum was known, the velocity and structural relative displacements in the transversal and longitudinal directions were obtained and considered in function of the time, as can be seen by [Figure 3].

In terms of data processing of structural relative displacements, the maximum values of structural displacements in both directions were obtained and processed as absolute values [Figure 4]. Then, a new data set was obtained and these values were employed in this work for evaluation of the reliability index.

Based in the relative displacements of the elevated reservoir under wind action, for both wind conditions A and B, and also based in the relations established by expression (7), the structure presents a higher stiffness in the direction D2, for which smaller values of natural frequency already were expected.

4. Structural reliability assessment

From the maximum relative displacements in both directions D1 and D2, were obtained the histograms showed in the [Figure 5]. The histograms AD1 and BD1 refer to maximum displacements in the transversal direction, and the histograms AD2 and BD2 refer to maximum displacements in the longitudinal direction of the water reservoir, for wind characteristics according to condition A and B. The direction D1 presents a more sensibility to wind action than the direction D2, for example, for wind velocity of 10.30

Table 1 – Wind characterization for situations A and B and measures of natural frequencies of the water reservoir

| Identification | Data | Wind velocity (m.s-1) | Wind direction | Natural frequency (Hz) | |
|----------------|------------|-----------------------|----------------|------------------------|------------------------|
| | | | | Transversal direction | Longitudinal direction |
| A | 18/09/2014 | 8,9 | SE | 0,9 | 0,787 |
| B | 14/02/2014 | 10,30 | SE | 0,900 | 0,793 |

m/s in the SE direction the D1 maximum displacement is close of 0.0225 m, while in the D2 direction the maximum displacement is close of 0.0125 m. In fact, this maximums displacement values represent that the D1 direction is 180% more sensible to wind action than D2 direction.

In order to consider the frequency distribution of the maximum values of relative displacement of the elevated reservoir were drawn GEV curves, as can be seen in the [Figure 6]. Once the values of average μ and standard deviation δ for a data set of X were calculated, the values of α and u were found based in the expressions (5) and (6) and then employed in the expression (4) aiming the definition of the probabilistic function $F_x(x)$. Finally the failure probabilities P_f were evaluated and the values of reliability index β were found using expression (3), where R was adopted as 0.03 m, in accordance with the maximum limit displacement allowed for a structure defined by ABNT NBR 15575 [1].

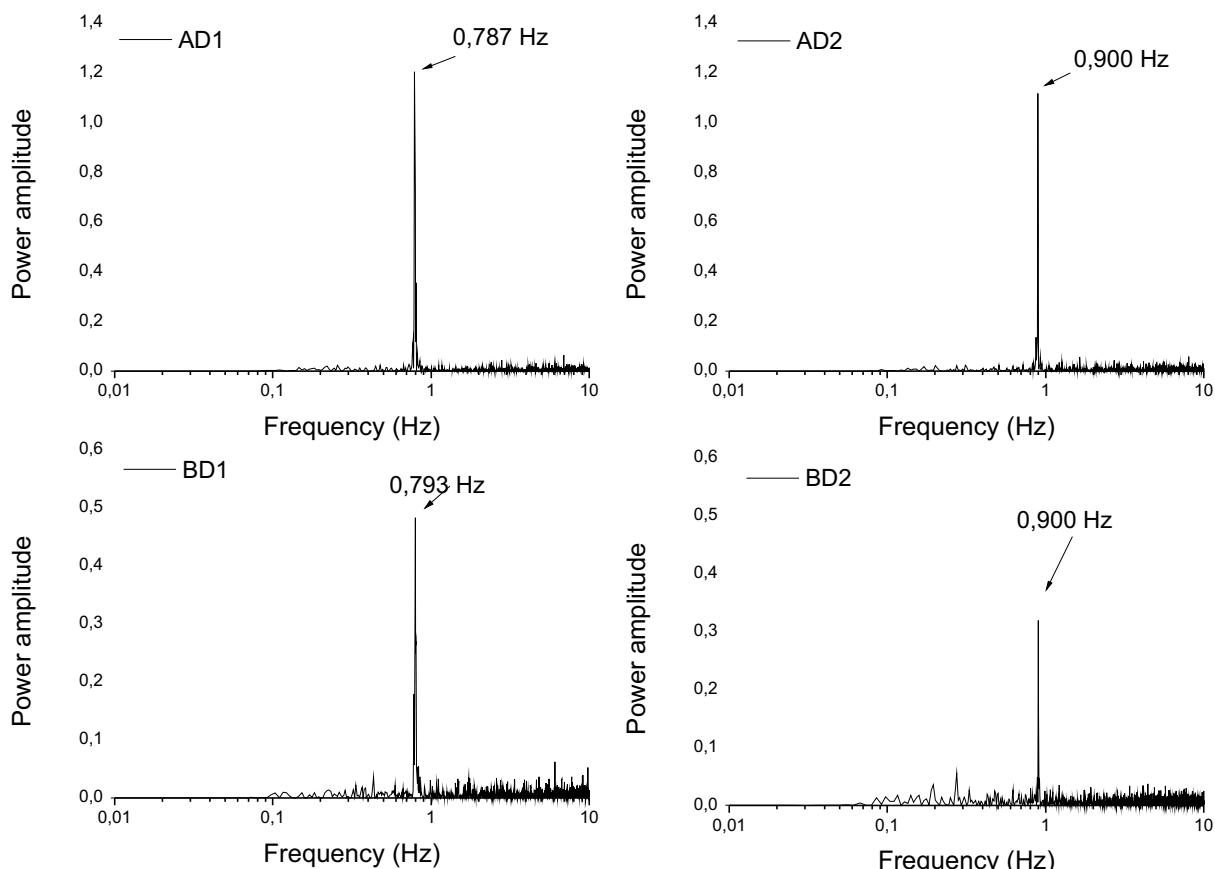
In the [Figure 7] the reliability indexes β are shown for two directions, D1 and D2, in function of the wind velocity in the southeast direction, in which is perceptible the decreasing in the reliability index according to the increase of the wind velocity. It is noted that, when the wind velocity changes from 8.9 m/s to 10.8 m/s in the direction D1 the β values change 5.781 to 2.799. In relation to D2

direction, for the same variation in the wind velocity the β values present a variation 7.023 to 6.004. This variation represents that when the wind velocity changes from 8.90 m/s to 10.80 m/s in the D2 direction the failure probability increases 14.50%. However, the increase in the failure probability is more dramatic in the D1 direction, where it is observed that the wind velocity increase represents a 51.56% greater chance of structural failure, essentially by displacements from wind action.

The reliability indexes β found by applying the proposed methodology for structural reliability assessment presented moderated values and this highlights the necessity of continuous monitoring of the water reservoir. Were found the β values of 5.438 to 8.9 m/s and 2.713 to 10.3 m/s in the direction D1. Now, in the direction D2 were found the values of β of 6.136 to 8.9 m/s and 4.92 to 10.3 m/s. Nonetheless, the reliability indexes β found by the application of GEV present confident results ($Kolmogorov-Smirnov < 0.05$).

By expressions (10) and (11) a predictive study about the reliability index was performed by employment of the GEV data in the future, $\varepsilon_x(T)$, where ε_x is the extreme value of a random variable, λ and n are constants to be determined according to data measured by statistic or graphic methods, T is the return period and $\zeta(s, t)$ is the ration between of the GEV data in the future, $\varepsilon_x(T)$, and the

Figure 2 – Natural frequency collected for A and B wind behavior



maximum values of ε_i ($i = 1, 2, 3, \dots, k$). For conservative considerations when the $\zeta(s, t)$ value is less than 1., it should be assigned as 1.0.

$$\varepsilon_x(T) = \lambda - n \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right] \quad (10)$$

$$\zeta(s, t=T) = \frac{\varepsilon_x(T)}{\max(\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3, \dots, \varepsilon_k)} \quad (11)$$

For the predictive reliability analysis, it was estimated that the annual number of times the water elevated reservoir is under conditions A and B is of 365. This way, for the next t years it will be $T = 365 \times t$. [Figure 8] shows the results of the predictive reliability analysis for the next 5, 10, 15, 20, 25, 50 and 100 years. The details of the predictive analysis are shown in [Table 2]. It is important to highlight that in this study the decreases in the reliability index, β , are associated with the predicted maximum displacements provoked by wind actions. However, for a most accurate reliability prediction the results presented by Figure 8 should be associated with the water reservoir deterioration analysis.

5. Conclusions

This work presents a reliability monitoring system based on

Figure 3 – Spectra of acceleration, velocity and relative displacement in the transversal (D1) and longitudinal directions (D2) of the water elevated reservoir under wind action A and B

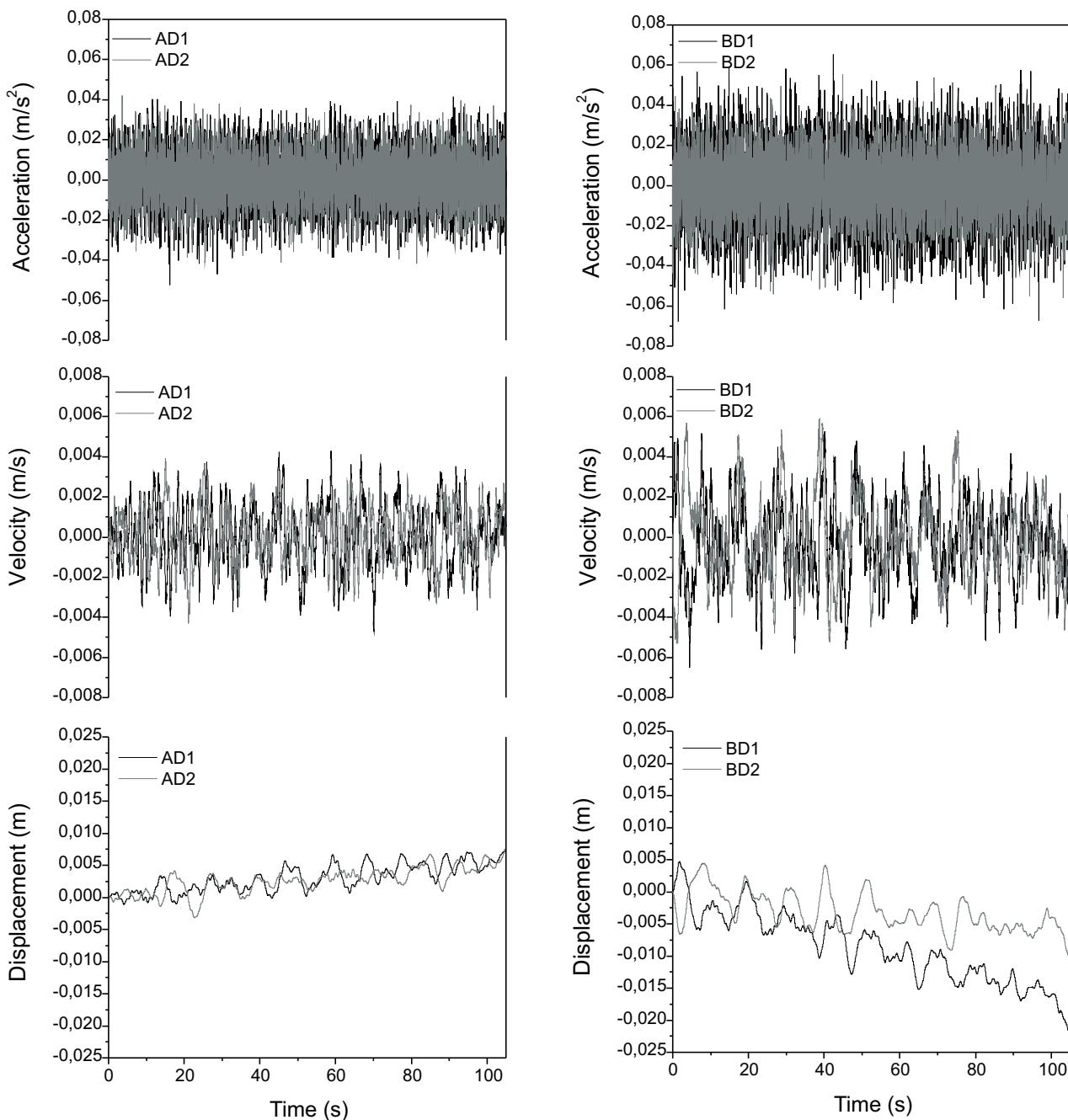
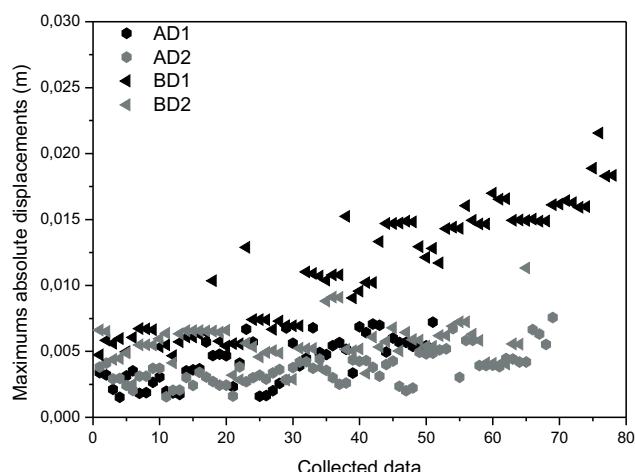


Figure 4 – Absolute values of the maximums relative displacement



bi-axial optical accelerometer and a new methodology for reliability assessment based on maximum relative displacements. The reliability assessment methodology uses acceleration data provided by an optical sensor implemented in the top of a water reservoir located in the University of Aveiro, which has the aim to make measurements about the structure's maximum relative displacement indirectly, in the longitudinal and transversal direction. From the maximum displacements collected by the monitoring system, the safety limit value was established and then the reliability indexes calculated. In this perspective, the reliability monitoring system based on bi-axial optical accelerometer presented high efficiency and easy implementation in field, besides a relatively low cost.

The methodology of reliability assessment proposed in this work proved of easy application and adequate to data collecting, especially by utilization of GEV as a way to improve the modeling of the structural behavior induced by action of random variables, as wind velocity, in the case of this work.

The moderate values of β highlight the necessity of attention

Figure 5 – Histograms and distributions of maximums displacements in the directions D1 and D2 for wind situation A and B

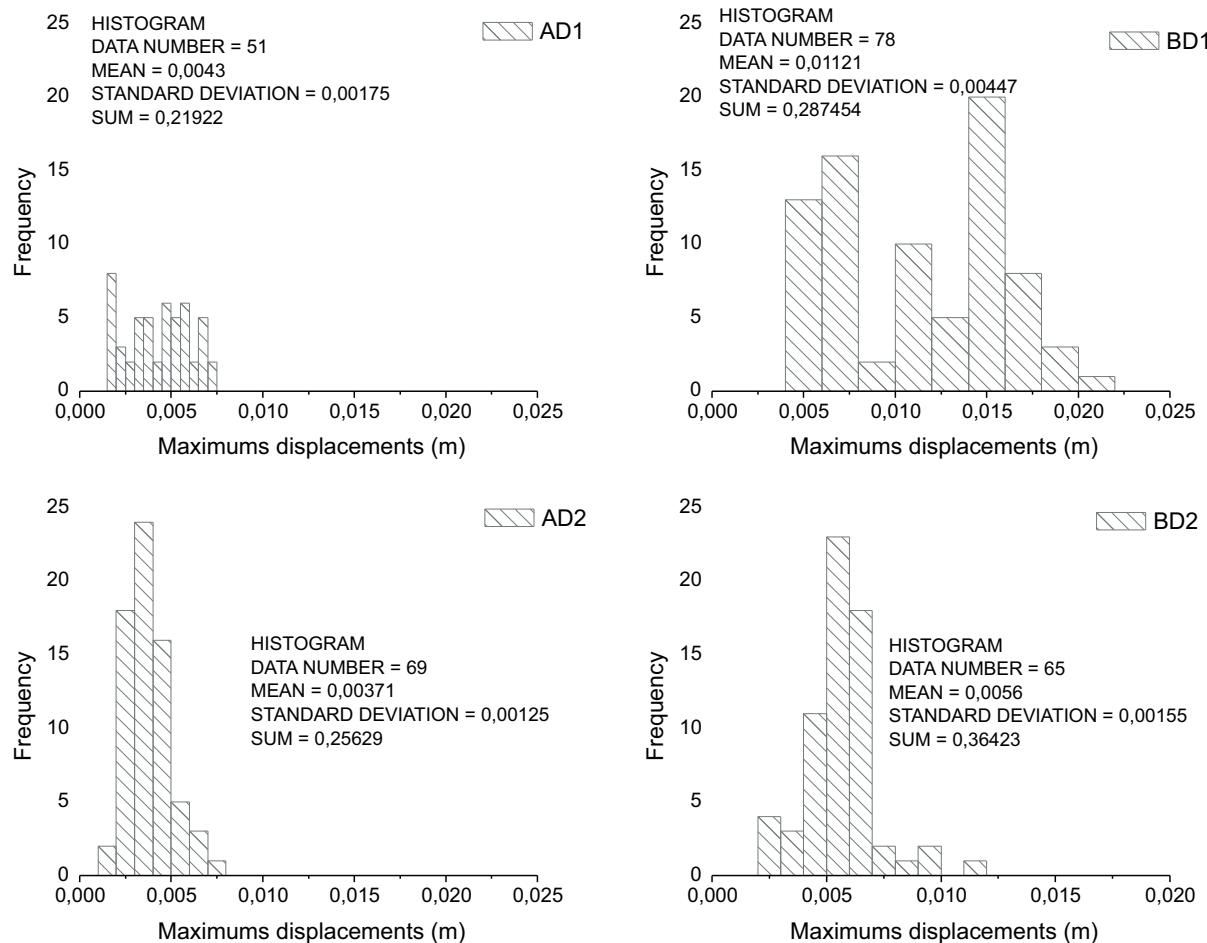
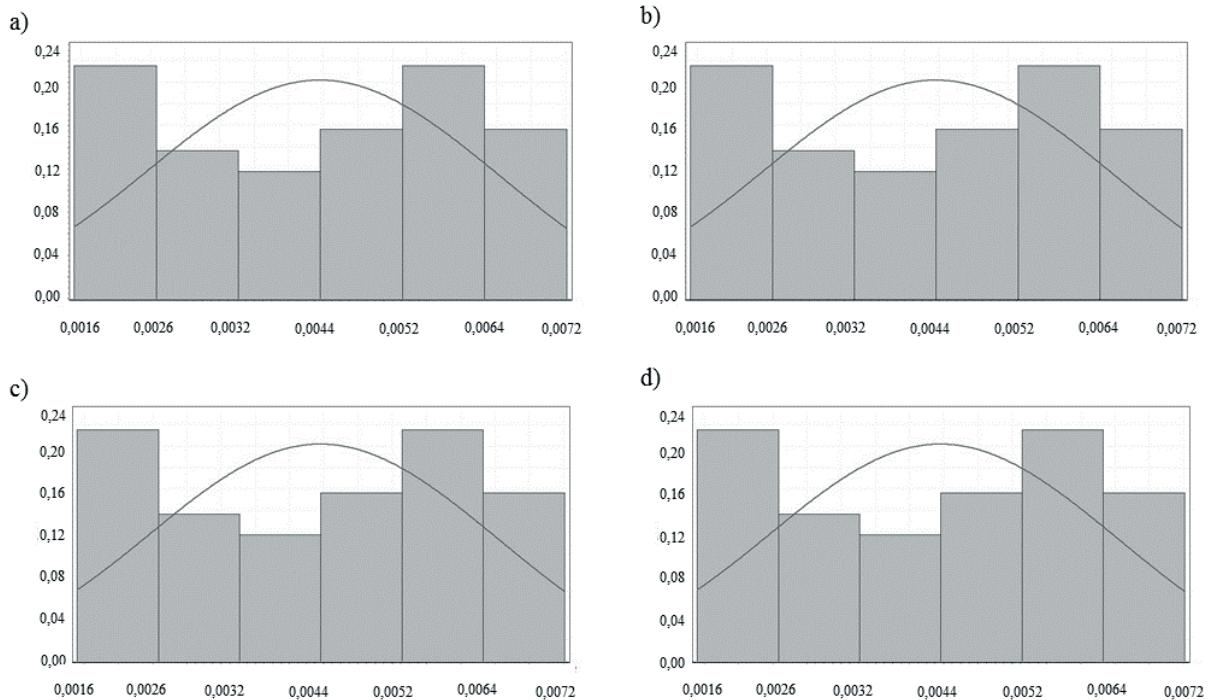


Figure 6 – Histograms AD1(a), BD1(b), AD2(c) and BD2(d) and GEV curves

to structural behavior, in terms of transversal and longitudinal displacements, once they present a high probability of exceeding the safety limit, especially for natural frequency values near or higher than 0.900 Hz in the transversal direction, and when the wind velocity was equal or higher than 10.80 m/s.

6. Acknowledgements

Esequiel Mesquita acknowledge CAPES Foundation by Doctoral fellowship number 10023/13-5. Paulo Antunes acknowledge the Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) by Post-doctoral

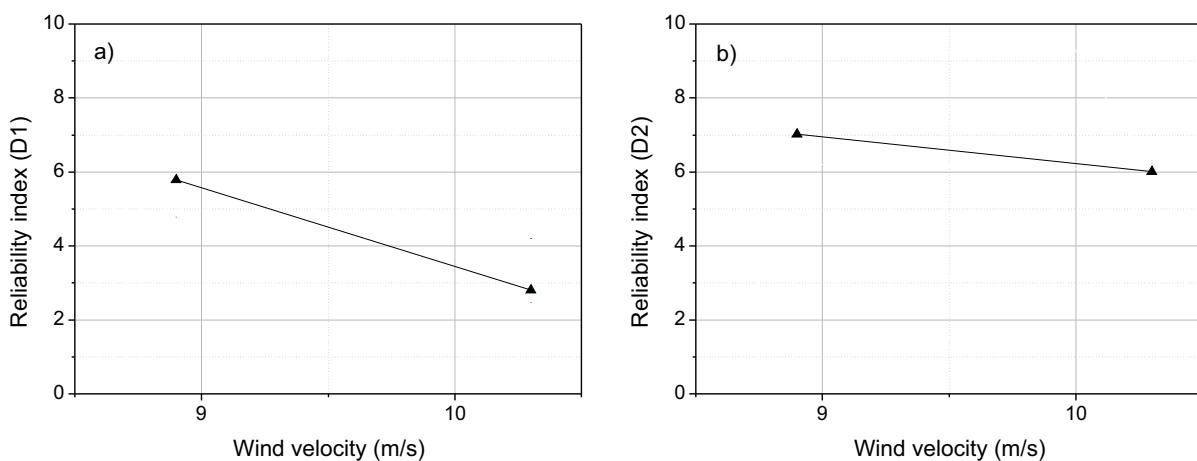
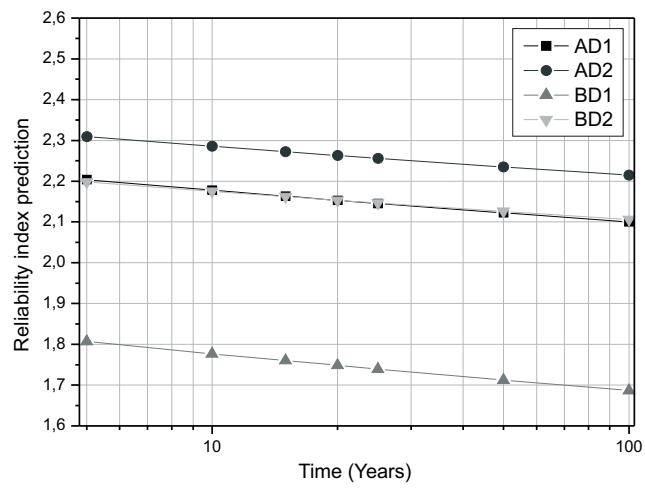
Figure 7 – Water reservoir reliability index in function of the wind velocity, for directions D1(a) and D2(b)

Figure 8 – Reliability index prediction for next 100 years



fellowship number SFRH/BPD/76735/2011.

7. References

- [1] ABNT, "NBR 15575-2: Edificações habitacionais - Desempenho. Parte 2: Requisitos para os elementos estruturais.", Rio de Janeiro, 2013.
- [2] European Committee for Standardization, "European Standard 1990: Basis of structural design," Brussels, 2001.
- [3] M. S. Laing, D. S. Homa, R. M. Harman, and C. H. LAMBERT, "Optical fiber sensor and method for adhering an optical fiber to a substrate." Google Patents, 2013.
- [4] D. C. Betz, G. Thursby, and B. Culshaw, "Structural Damage Location with Fiber Bragg Grating Rosettes and Lamb Waves," vol. 6, no. 4, pp. 299–308, 2015.
- [5] P. Antunes, J. Dias, T. Paixão, E. Mesquita, H. Varum, and P. André, "Liquid level gauge based in plastic optical fiber," Measurement, no. January, 2015.
- [6] F. Domingues, T. Paixão, E. Mesquita, N. Alberto, A. Frias,
- [7] R. A. S. Ferreira, H. Varum, P. Antunes, and P. Andre, "Liquid hydrostatic pressure optical sensor based on micro-cavity produced by the catastrophic fuse effect," IEEE Sens. J., 2015.
- [8] D. Diamantidis, "Report 32: Probabilistic Assessment of Existing Structures - A publication for the Joint Committee on Structural Safety (JCSS)," RILEM publications, France, 2001.
- [9] C. Cremona, Structural Performance: probabilistic-based assessment, 1st ed. London: ISTE, 2011.
- [10] P. B. R. Dissanayake and P. A. K. Karunananda, "Reliability Index for Structural Health Monitoring of Aging Bridges," Structural Health Monitoring, vol. 7, pp. 175–183, 2008.
- [11] M. Liu, M. Asce, D. M. Frangopol, F. Asce, and S. Kim, "Bridge System Performance Assessment from Structural Health Monitoring : A Case Study," J. Struct. Eng., vol. 135, no. June, pp. 733–742, 2009.
- [12] P. Antunes, C. A. Marques, H. Varum, and P. S. André, "Biaxial Optical Accelerometer and High-Angle Inclinometer With Temperature and Cross-Axis Insensitivity," IEEE Sens. J., vol. 12, no. 7, pp. 2399–2406, 2012.
- [13] N. M. Okasha, D. M. Frangopol, D. Saydam, and L. W. Salvino, "Reliability analysis and damage detection in high-speed naval craft based on structural health monitoring data," Struct. Heal. Monit., vol. 10, pp. 361–379, 2010.
- [14] A. S. Nowak and A. M. Rakoczy, "Reliability-Based Calibration of Design Code for Concrete Structures Load and Resistance Model – General Information," in 54 Congresso Brasileiro do Concreto, 2012, pp. 1–12.
- [15] A. Haldar and S. Mahadevan, Probability, reliability and statistical methods in engineering design, 1st ed. New York: John Wiley & Sons, 2000.
- [16] P. Antunes. Sensores ópticos para monitorização dinâmica de estruturas. Tese de Doutorado. Aveiro: Universidade de Aveiro, 2011.

Table 2 – Predicted values of water reservoir reliability indexes for the next 100 years

| Years | T | AD1 | | | AD2 | | | BD1 | | | BD2 | | |
|-------|-------|--------------------|-------|---------|--------------------|-------|---------|--------------------|-------|---------|--------------------|-------|---------|
| | | $\varepsilon_x(T)$ | Pf | β |
| 5 | 1825 | 0,014 | 0,986 | 2,204 | 0,010 | 0,990 | 2,309 | 0,035 | 0,965 | 1,807 | 0,014 | 0,986 | 2,198 |
| 10 | 3650 | 0,015 | 0,985 | 2,178 | 0,011 | 0,989 | 2,285 | 0,038 | 0,962 | 1,777 | 0,015 | 0,985 | 2,175 |
| 15 | 5475 | 0,015 | 0,985 | 2,163 | 0,012 | 0,988 | 2,272 | 0,039 | 0,961 | 1,760 | 0,015 | 0,985 | 2,162 |
| 20 | 7300 | 0,016 | 0,984 | 2,153 | 0,012 | 0,988 | 2,263 | 0,040 | 0,960 | 1,748 | 0,016 | 0,984 | 2,153 |
| 25 | 9125 | 0,016 | 0,984 | 2,146 | 0,012 | 0,988 | 2,256 | 0,041 | 0,959 | 1,739 | 0,016 | 0,984 | 2,146 |
| 50 | 18250 | 0,017 | 0,983 | 2,122 | 0,013 | 0,987 | 2,235 | 0,043 | 0,957 | 1,713 | 0,017 | 0,983 | 2,126 |
| 100 | 36500 | 0,018 | 0,982 | 2,100 | 0,013 | 0,987 | 2,215 | 0,046 | 0,954 | 1,687 | 0,018 | 0,982 | 2,106 |

Volume 9, Number 2
April 2016
ISSN: 1983-4195

Contents

Numerical analysis of steel-fiber-reinforced concrete beams using damage mechanics

W. M. PEREIRA JUNIOR, D. L. ARAÚJO AND J. J. C. PITUBA

153

Global stability analysis of structures and actions to control their effects

F. C. FREITAS, L. A. R. LUCHI AND W. G. FERREIRA

192

Shear strength of hollow circular sections

F. O. QUEIROZ JUNIOR AND B. HOROWITZ

214

Influence of the addition sequence of PVA-fibers and water on mixing and rheological behavior of mortars

M. S. DE FRANÇA, F. A. CARDOSO AND R. G. PILEGGI

226

Analysis of instability of tall buildings with prestressed and waffle slabs

V. M. PASSOS, L. A. FEITOSA, E. C. ALVES AND M. S. AZEVEDO

244

Experimental continuously reinforced concrete pavement parameterization using nondestructive methods

L. S. SALLES AND J. T. BALBO

263

Specification faced with durability to meet superior level of performance in structural elements buried

F. BOLINA AND B. TUTIKIAN

275

Structural reliability assessment based on optical monitoring system: case study

E. MESQUITA, P. ANTUNES, A. A. HENRIQUES, A. ARÉDE, P. S. ANDRÉ AND H. VARUM

297