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

Volume 6, Number 4 August, 2013 ISSN 1983-4195



# Contents

**Concrete beams fire design using graphs** G. B. M. L. ALBUQUERQUE and V. P. SILVA

Creep strains on reinforced concrete columns E. L. MADUREIRA, T. M. SIQUEIRA and E. C. RODRIGUES

Chloride accelerated test: influence of silica fume, water/binder ratio and concrete cover thickness E. PEREIRA, A. RESENDE, M. H. F. de MEDEIROS and L. C. MENEGHETTI

Evaluation of the effect of varying the workability in concrete pore structure by using X-ray microtomography E. E. BERNARDES, A. G. DE MAGALHÃES, W. L. VASCONCELOS and E. H. M. NUNES

**Post-cracking behavior of blocks, prisms, and small concrete walls reinforced with plant fiber** I. I. SOTO, M. A. RAMALHO and O. S. IZQUIERDO

Numerical analysis of prestressed hollow core slabs under long term loading S. R. PEREIRA, J. M. CALIXTO and T. P. BORTONE

Analysis of the assembling phase of lattice slabs A. L. SARTORTI, A. C. FONTES and L. M. PINHEIRO

Influence of stone cutting waste and ground waste clay brick on the hydration and packing density of cement pastes C. A. A. ROCHA, G. C. CORDEIRO and R. D. TOLEDO FILHO

# **Editorial**

# **Editorial Board**

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

## Reviewers

Reviewers are selected by the Editors among the IBRACON members with recognized competence in the specific field of each contribution. They are acknowledged at the end of each volume. The IBRACON Structures and Materials Journal is releasing the fourth issue of the sixth volume. In this issue, eight articles are being published on significant topics of concrete structures and materials. The first article draws on graphical means for fire design of concrete beams. Creep strains on reinforced concrete columns are addressed in the second article.

Chloride accelerated tests are the topic for the next article, focusing on the influence of silica fume, water/binder ratio and concrete cover thickness. The fourth article discusses the use of X-ray microtomography for evaluation of the effects of varying the workability of the fresh concrete, produced by the use of additives, on concrete pore structure and compression strength. Another article approaches the post-cracking behavior of blocks, prisms and mini-concrete walls reinforced with vegetal fibers. The sixth article presents a numerical analysis of prestressed hollow core slabs under long term loading. Numerical results are compared with experimental tests performed on two series of prestressed hollow core slabs. The objective of the seventh article is the analysis of the spacing between supports in the assemblage of lattice slabs.

The issue closes with an article on replacement of Portland cement by stone cutting waste and ground waste clay brick, focusing on the hydration and packing density of cement pastes.

We would like to acknowledge the dedication of authors and reviewers, responsible for the significant results achieved by the IBRACON Structures and Materials Journal. We are glad to welcome Prof. Dr. Roberto Caldas de Andrade Pinto, from the Federal University of Santa Catarina, who is participating as a new Associated Editor.

#### Américo Campos Filho, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Roberto Caldas de Andrade Pinto, and Romildo Dias Toledo Filho *Editors*

A revista IBRACON de Estruturas e Materiais está lançando o quarto número do sexto volume. Neste número estão sendo publicados oito artigos sobre temas relevantes de estruturas e materiais de concreto. O primeiro artigo aborda meios gráficos para projeto de vigas de concreto em situação de incêndio. Deformações de fluência em pilares de concreto armado são tratadas no segundo artigo.

Ensaios acelerados de cloreto são o tema para o artigo seguinte, enfocando a influência da sílica ativa, a relação água/aglomerante e a espessura do cobrimento de concreto. O quarto artigo discute a utilização de microtomografia de raios-X para a avaliação dos efeitos da variação da trabalhabilidade do concreto fresco produzida pelo uso de aditivos, sobre a estrutura de poros do concreto e a resistência à compressão. Outro artigo aborda o comportamento pós-fissuração de blocos, prismas e mini-paredes de concreto reforçadas com fibras vegetais. O sexto artigo apresenta uma análise numérica de lajes alveolares protendidas sob carregamento de longa duração. Os resultados numéricos são comparados com os testes experimentais realizados em duas séries de lajes alveolares protendidas. O objetivo do sétimo do artigo é a análise do espaçamento entre apoios na montagem de lajes treliçadas.

O número se encerra com um artigo sobre a substituição de cimento Portland por resíduos de corte de pedra e de blocos cerâmicos moídos, com foco na hidratação e na densidade de empacotamento de pastas cimentícias.

Agradecemos a dedicação dos autores e revisores, responsáveis pelos expressivos resultados alcançados pela Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. Temos a satisfação de dar as boas vindas ao Prof. Dr. Roberto Caldas de Andrade Pinto, da Universidade Federal de Santa Catarina, que inicia sua participação como Editor Associado.

Américo Campos Filho, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Roberto Caldas de Andrade Pinto, e Romildo Dias Toledo Filho *Editores* 



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

IBRACON Instituto Brasileiro do Concreto Founded in 1972

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

Editors Américo Campos Filho (Brazil)

José Luiz Antunes de O. e Sousa (Brazil)

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto (Brazil)

Romildo Dias Toledo Filho (Brazil) Cover: Courtesy: Biodôme, Montreal, Canada G. H. Siqueira, Campinas, SP



Volume 6, Number 4 August 2013 ISSN: 1983-4195

# **REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS**

# **IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL**

# Contents

<i>Concrete beams fire design using graphs</i> G. B. M. L. ALBUQUERQUE and V. P. SILVA	
	513
Creep strains on reinforced concrete columns E. L. MADUREIRA, T. M. SIQUEIRA and E. C. RODRIGUES	
	537
Chloride accelerated test: influence of silica fume, water/ binder ratio and concrete cover thickness E. PEREIRA, A. RESENDE, M. H. F. DE MEDEIROS and L. C. MENEGHETTI	
	561
<i>Evaluation of the effect of varying the workability in concrete pore structure by using X-ray microtomography</i> E. E. BERNARDES, A. G. DE MAGALHÃES, W. L. VASCONCELOS and E. H. M. NUNES	
	582
<b>Post-cracking behavior of blocks, prisms, and small</b> <b>concrete walls reinforced with plant fiber</b> I. I. SOTO, M. A. RAMALHO and O. S. IZQUIERDO	
	598
Numerical analysis of prestressed hollow core slabs under long term loading	
S. R. FEREIRA, J. M. CALINTO and T. F. BORTONE	613
Analysis of the accompliant phase of letting clabs	
A. L. SARTORTI, A. C. FONTES and L. M. PINHEIRO	
	623
Influence of stone cutting waste and ground waste clay brick on the hydration and packing density of cement pastes C. A. A. ROCHA, G. C. CORDEIRO and R. D. TOLEDO FILHO	
	661

# 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.

# **Diretoria**

#### Diretoria Biênio 2011/2013

**Diretor Presidente** Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor 1º Vice-Presidente José Marques Filho

Diretor 2º Vice-Presidente Julio Timerman

**Diretor 1º Secretário** Antonio Domingues de Figueiredo

**Diretor 2º Secretário** José Tadeu Balbo

Diretor 1º Tesoureiro Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro Carlos José Massucato

Diretor Técnico Inês Laranjeiras da Silva Battagin

Diretor de Eventos Luiz Prado Vieira Júnior

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

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica Nelson Covas

**Diretor de Marketing** Cláudia Henrique de Castro

Diretor de Relações Institucionais Arcindo Vaquero Y Mayor

Diretor de Cursos Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Certificação de Mão-de-obra Roseni Cezimbra

# Conselho Diretor Biênio 2011/2013

#### **Conselheiros Individuais**

Tulio Nogueira Bittencourt Claudio Sbrighi Neto Augusto Carlos de Vasconcelos Antonio Domingues de Figueiredo Waldimir Antonio Paulon Geraldo Cechella Isaia Nelson Covas Luiz Prado Veira Júnior Ana Elisabete Jacintho Antonio Carlos Laranjeiras

#### **Conselheiros Mantenedores e Coletivos**

ABCIC - Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland ABESC - Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem CESP - Companhia Energética de São Paulo CNO – Norberto Odebrecht Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - POLI Eletrobrás - FURNAS - Centrais Elétricas S/A L.A. FALCÃO BAUER HOLCIM Brasil S/A IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo

#### **Conselheiros Permanentes**

Eduardo Antonio Serrano José Zamarion Ferreira Diniz Paulo Roberto do Lago Helene Ronaldo Tartuce Rubens Machado Bittencourt Selmo Chapira Kuperman Simão Priszkulnik



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

# **Concrete beams fire design using graphs**

# Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio por meio gráfico



G. B. M. L. ALBUQUERQUE a gabriela.lins@usp.br

V. P. SILVA <sup>a</sup> valpigss@usp.br

# Abstract

The most expeditious method for the design of concrete beams under fire situation is the tabular method, presented by the Brazilian standard ABNT NBR 15200:2012. Albeit simple, this method constrains the engineer's work, as it prevents him to seek alternative solutions to the few tabulated values. Yet, the Brazilian standard allows employing more advanced methods. Hence, the purpose of this work was to perform a thermal and structural analysis of beams with several widths, heights, covers and diameters/layouts of steel reinforcement (upper and lower). From those results, graphs were constructed, associating the ratio between the applied bending moment in fire over the resistance bending moment at ambient temperature, for the fire resisting time of each situation. These graphs also allow taking into account the redistribution of moments from positive to negative, which will lead to savings in the solution found.

Keywords: fire, beam, concrete, design, thermal analysis.

## Resumo

O método mais expedito para o dimensionamento de vigas de concreto em situação de incêndio é o método tabular, apresentado na ABNT NBR 15200 [1]. Apesar de simples, esse método restringe o trabalho do engenheiro, uma vez que o impede de buscar soluções alternativas aos poucos valores tabelados. Contudo, a norma brasileira permite empregar métodos mais avançados. Sendo assim, o objetivo deste trabalho consistiu em realizar uma análise térmica e estrutural de vigas com diversas larguras, alturas, cobrimentos, diâmetros e disposições de armaduras (inferiores e superiores). A partir dos resultados, foram construídos gráficos que associam a relação entre o momento fletor solicitante em incêndio e o momento fletor resistente à temperatura ambiente, ao tempo de resistência ao fogo de cada situação. Esses gráficos permitem também levar em conta a redistribuição de momentos, do positivo ao negativo, o que conduzirá à economia na solução encontrada.

Palavras-chave: incêndio, viga, concreto, dimensionamento, análise térmica.

<sup>a</sup> Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil

Received: 13 Jun 2012 • Accepted: 07 Apr 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

# 1. Introduction

Fire structural engineering is a recent area in Brazil and the technical standards related to this topic only use simplified methods to verify the safety of structures subjected to this accidental action. For the design of reinforced concrete beams in fire, the ABNT NBR 15200 [1] standard, inspired by the European standard Eurocode 2 part 1-2 [2], details only the tabular method (tables 1 and 2), in which it is only necessary for the beams to meet the minimum dimensions in width ( $b_{min}$ ) and distance between the lower longitudinal reinforcement axis and the heated face of the concrete ( $c_1$ ), as shown in figure 1. These dimensions are a function of time required for fire resistance (TRRF), obtained from the type of occupation/use and the height of the construction. The tables that present these values are found in the Technical Instructions (IT) of the Fire Department in each Brazilian State. The Brazilian standard ABNT NBR 15200 [1] states that in the tabular method:

- The hypothesis of beams heating on three faces (sides and bottom) was considered, under slabs. However, the values may also be used in case of beams heated on four faces, provided that their height is not less than b<sub>min</sub> and the cross-sectional area of the beam is not less than 2 b<sub>min</sub><sup>2</sup>.
- There is a concentration of temperature close to the edges of the underside of the beams. For this reason, on sections with only one layer of reinforcement and width not exceeding the b<sub>min</sub> indicated in column 3 of table 1 and column 2 of table 2, the distance between the longitudinal reinforcement axis of the corner and the side concrete face in fire (c<sub>11</sub>) at the bottom of the beams must be 10 mm larger than c<sub>1</sub> given by the aforementioned tables, or for reinforced concrete, specify corner bars with a diameter immediately higher, according to ABNT NBR 7480 [3], to the calculated. The possibility of this alternative was demonstrated in Silva [4];
- The values shown in table 2 can only be used if the coefficient of moments redistribution at room temperature respects the limits set in ABNT NBR 6118 [5]. Otherwise, table 1 should be used;





age distance to the concrete face  $(c_{1m})$  must obey the value  $c_{1min}$  tabulated. The  $c_{1m}$  value should always be the lowest between the values indicated in equations 1 and 2.



$$c_{1m} < \frac{\Sigma c_{1hi} A_{si}}{\Sigma A_{si}}$$
(2)

#### Table 1 – Tabular method for designing reinforced concrete simply supported beams in fire

TRRF			<b>b</b> <sub>wmin</sub>		
(min)	1	2	3	4	(mm)
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

Table 2 – Tabular method for designing continuous beams or reinforced concrete frames in fire

TRRF			<b>b</b> <sub>wmin</sub>		
(min)	1	2	3	4	(mm)
30	80/15	160/12	-	-	80
60	120/25	190/12	-	-	100
90	140/37	250/25	-	-	100
120	190/45	300/35	450/35	500/30	120
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140



Where:  $c_{_{1m}}$  is the average distance to the concrete face for reinforcement bars arranged in layers;  $c_{_{1\nu i}}$  is the distance from bar i, of area  $A_{_{\rm Si}}$ , to the bottom of the beam and  $c_{_{1hi}}$  is the distance of bar i, of area  $A_{_{\rm si}}$ , to the nearest side face.

It is also added that all tables were compiled for steel CA-25, CA-50 or CA-60 passive reinforcement, such that, in the centroid of the reinforcement, the temperature does not reach 500  $^{\circ}$ C (Eurocode 2 part 1-2 [2]).

As can be seen, this method, albeit practical, constrains the engineer, since it prevents him from studying the problem and from proposing different results. Therefore, in order to create tools to facilitate the work and contribute to this study area in our country, the objective of this research was to develop alternative solutions to the tabular method, based on thermal and structural analysis, considering that the standards also allow the use of more advanced design methods.

# 2. Graphic method

Owing to the precision of the results, more advanced methods require specific software that are rarely used in design offices. For this reason, the option was to conduct a thermo-structural analysis of beams and to present the results in graphical form for ease of use. The graphs illustrated in section 2.3 are completed in Albuquerque [6] and Silva [7]. In this work, the Swedish Super Tempcalc software, developed by Fire Safety Design (FSD [8]), was used.

#### 2.1 Thermal analysis

By means of the finite element method, the thermal analysis was



developed for models of beams with the following characteristics:

- Rectangular sections with 14 cm, 19 cm, 25 cm, 30 cm and 35 cm in width and 40 cm, 50 cm, 60 cm and 70 cm in height, all overlaid by a 5-cm thick and 60-cm wide slab, as illustrated in figure 2;
- Heating as per ISO 834 standard fire [9], on three faces of the beam (side and bottom) and under the slab. The face not exposed to the fire was considered adiabatic for safety purposes (figure 2);
- Physical and thermal parameters of the concrete, variable with temperature, in compliance with the equations indicated in ABNT NBR 15200 [1]: thermal conductivity (λ<sub>c</sub>, θ), specific heat (c<sub>p</sub>, θ) for 1.5% relative moisture and density (ρ<sub>c</sub>, θ), adopting ρ = 2400 kg/m<sup>3</sup> at room temperature, according to ABNT NBR 6118 [5];
- Heat transfer coefficient by convection (α<sub>c</sub>) equal to 25 W/m<sup>2</sup> °C and resulting emissivity (ε<sub>r</sub>) on the faces exposed to fire 0.7, recommended values in ABNT NBR 15200 [1];
- Domain discretized by a mesh of four-node rectangular elements with sides of 0.005 m. Time step, the increment of time for the thermal analysis, taken equal to 0.002 h, the value that led to satisfactory results for preliminary thermal analysis for time intervals of usual fires and boundary conditions (FSD [8]).

About the dimension of the slabs, a relatively small thickness was considered for safety purposes, because the beams that will be sized through the graphs will have, at least, 5-cm thick slabs, which is the lowest value indicated by ABNT NBR 6118 [5] with respect to solid slabs, in this, case the roof ones, not cantilever. Considering that the increase in thickness is directly proportional to the mass of concrete that absorbs heat, the beams that have thicker slabs will be in a less critical situation when compared to





those that were used in the development of the graphic method. Thus, from these input data previously mentioned, the temperature field with respect to the time for the beams under slabs was determined (figure 3).

#### 2.2 Structural analysis

For this analysis, the following were considered:

- Partial factors for strength ( $\gamma_c$  and  $\gamma_s$ ) equal to 1.4 (concrete) and 1.15 (steel) for room temperature and equal to 1.0 ( $\gamma_{c,fi}$  and  $\gamma_{s,fi}$ ) for both materials in fire situation, following ABNT NBR 6118 [5] and ABNT NBR 15200 [1], respectively;
- Reducer of the design value of the compressive strength of concrete at room temperature (α) equal to 0.85 and in fire situation (α<sub>n</sub>) equal to 1.0, according to ABNT NBR 6118 [5] and FIB/CEB [10], respectively;
- Reinforcement diameter of 10 mm, 12.5 mm, 16 mm, 20 mm and 25 mm, arranged in one and two layers, positive and negative, with covers of 25 mm, 30 mm and 40 mm (figure 4); CA-50 steel; number of reinforcements possible for each width, according to the values of minimum free spacing between the faces of the longitudinal bars, as proposed by ABNT NBR 6118 [5]; stirrups diameter of 5 mm;
- For the purposes of processing, the characteristic strength of concrete to compression (f<sub>ck</sub>) equal to 25 MPa was admitted. However, due to a simplification favorable to safety, adopted in the calculations made by Super Tempcalc, the results presented in 2.3 are independent of the value of f<sub>ck</sub>. Therefore, it is only recommended that this value be less than or equal to 50 MPa, since

high-strength concrete is outside the scope of this research.

Effects of thermal deformations are neglected, according to ABNT NBR 15200 [1]. Furthermore, no limit specific strains were imposed both on concrete and on steel (FSD [8]). Introducing this information in the structural module of Super Tempcalc and from the temperature field generated in the thermal analysis, parameter µ was determined, indicated in equation 3, as a function of heating time.



Where:  $\mu$  is the relative moment;  $M_{\rm Rd}^{\phantom{\dagger}}$  e  $M_{\rm Rd,fi}$  correspond to the design resistance bending moments of the concrete section, at room temperature and in fire situation, respectively, both with no consideration of limit strains.

Such moments were determined by the equilibrium of forces, the only hypothesis of calculation of the program (equations 4 and 5 / figures 5 and 6). It is worth noting that the peak stress was considered in each one of the compressed concrete finite elements and, in the same way, total plastic strain was considered for the steel in the reinforcements, disconsidering the compatibility between deformations.

$$M_{Rd}^{*} = \alpha f_{cd} \sum_{j=1}^{m} A_{cj} z_{j}$$
 (4)



$$M_{Rd,fi} = \alpha_{fi} f_{cd,fi} \sum_{j=1}^{m_{fi}} k_{c,\theta j} A_{cj} z_{j,fi}$$
 (5)

Where:  $\alpha$  and  $\alpha_{i_i}$  are reducers of the design values of the compressive strength of concrete at room temperature and under fire conditions, respectively;  $f_{cd}$  and  $f_{cd,fi}$  are the design strength to compression of the concrete at room temperature and in fire, respectively;  $k_{c,ej}$  is the strength reduction factor at temperature  $\theta$  of the compressed finite element j;  $A_{cj}$  is the area of the compressed finite element j;  $z_j$  and  $z_{j,fi}$  are the distances between the CG of the compressed finite element j and the horizontal line that goes through the CG of the reinforcements at room temperature and under fire situation, respectively.

#### 2.3 Results

The graphs presented herein, which consist of results from the more advanced method for sizing, depend on parameter  $\mu$  shown in equation 6.



Where: M<sub>Sd fi</sub> is the design applied bending moment in case of fire





and  $M_{_{\rm Rd}}$  is the design resistance bending moment of the concrete section at room temperature.

Safety is met when  $M_{Sd,fi} \le M_{Rd,fi}$ . Therefore, assuming  $M_{Sd,fi} = M_{Rd,fi}$  in parameter  $\mu$  provided by Super Tempcalc, it is possible to find the maximum time for fire resistance (TRF) of the structural element.

Note that, moreover, for simplicity,  $M_{Rd}^*$  is replaced by  $M_{Rd}$  in the expression of  $\mu$ , where  $M_{Rd}$  is the design value, i.e., the one in which limit strains are imposed on materials, which can be inserted by the engineer as input since, for  $M_{Rd} \leq M_{Rd}^*$ , the graphs remain in favor of safety.

The expression for the ultimate accidental combination of actions recommended by the ABNT NBR 8681 [11] (equation 7), in which the effects of thermal strains are neglected, can be used for calculating  $M_{sdiff}$ .



Where:  $F_{d,fi}$  is the design value of action in accidental combination;  $F_{Gi,k}$  is the characteristic value of permanent action i;  $F_{Qj,k}$  is the characteristic value of variable action j and  $\psi_2$  is the combination factor used to determine the reduced values of the variable actions (according to ABNT NBR 8681 [11], for accidental combinations, in which the main action is fire, reduction factor  $\psi_2$  can be reduced by multiplying it by 0.7, as indicated in the equation under analysis). The following are some results compiled (figures 7a to 8r).





TRF (min)

150

180

0,2

0,1

0.0

30

Besides parameter  $\mu$ , the variables related to the determination of TRF are: position of the moment (positive or negative), the beam width (b<sub>w</sub>), height (h), cover thickness (c), concrete and steel categories and distribution of reinforcement (1 or 2 layers).







#### 2.4 Moments redistribution

The structural behavior of beams in fire depends crucially on how they are supported. Simply supported beams are more susceptible to thermal action, as they do not have the ability to redistribute their







120

TRF (min)

0,0

60

90

150

moments and create a favorable situation for fire resistance, unlike continuous beams that have this property.

A continuous beam is exposed to fire by the underside of its spans, while the top remains relatively cool. This situation is favorable, since the upper fibers of the beam, with small strength impairment,







are able to support higher negative moments, while the lower fibers, with reduced strength due to the exposure to fire, will support an also reduced positive moment. Therefore, there may be a redistribution of moments from positive to negative (figure 9).

The graphic method presented here allows incorporating the redistribu-











tion of moments for continuous beams in fire. For this, it is only necessary to apply the coefficient of redistribution ( $\overline{o}$ ) in the positive applied bending moment in case of fire ( $M_{\rm Sd,fi}^{-}$ ) and calculate the negative applied bending moment in case of fire ( $M_{\rm Sd,fi}^{-}$ ) imposing the equilibrium of forces. In the following section, further details on this subject are presented.







#### 2.5 Application example

In the static scheme of the beam, "L" is the span length and " $p_k$ " the characteristic value of the uniformly distributed load. The cross-section was taken according to the models used in the graphic method,













considering one beam under a 5-cm thick, 60-cm wide slab (for security), as illustrated in Figure 10. 25 mm of cover, stirrups diameter of 5 mm, concrete  $f_{ck}$  equal to 25 MPa and steel  $f_{yk}$  equal to 500 MPa were stipulated. Due to the symmetry of the spans, calculations were performed only for a portion of the structure.

The redistribution of moments at room temperature, from negative to positive, was performed according to ABNT NBR 6118 [5]. Analyz-



ing the position of the neutral line in section (x), its relationship with the redistribution coefficient ( $\delta$ ) and considering a structure of fixed nodes, the maximum allowed redistribution was 25% ( $\delta$  = 0.75). The diagrams of the design bending moments and the results of the sizing at room temperature, before and after the redistribution of moments, for the beam under study are shown in figures 11 and 12. In the two cases, both the positive and negative sections are in domain 2.









From the adopted steel section, given the redistribution, it is possible to calculate the resistance bending moments, negative and positive, which are needed in parameter µ, used as input in the graphs. Positive resistance bending moment  $(M_{Rd}^{+})$ : 89 kN m

Negative resistance bending moment (M<sub>Rd</sub>): 112.5 kN m

In the verification of the structure in fire situation, equation 7 was used for determining of the design value of the uniformly distributed load. 60% permanent actions and 40% variable were considered. It was assumed that this was a beam located in a residential building ( $\psi_2 = 0.7 \times 0.3 = 0.21$ ; value recommended by ABNT NBR 8681 [11]). The new load  $(p_{d,f})$  is shown in figure 13.



At elevated temperatures, the concrete beams become more ductile. Therefore, the coefficient of moments redistribution in fire situation can be greater than that applied at room temperature, since the capacity of rotation of supports is increased under these conditions. However, for simplicity and for safety, we adopted the same coefficient for redistributing moments, now from positive to negative, used in the previous analysis ( $\delta = 0.75$ ).

Hence, we calculated the new negative moment, illustrated in figure 14, by means of equation 8, which was also used in the calculations at room temperature, but with different safety coefficients. The diagrams of the design bending moments in fire situation, before and after the redistribution, are shown in figures 15 and 16.

$$M_{\text{Sd,fi}} - \frac{p_{d,fi} L^2}{2} - p_{d,fi} L^2 \sqrt{\frac{2 M_{\text{Sd,fi}} + redistributed}{p_{d,fi} L^2}}$$
(8)

Where: L is the span of beam;  $M_{Sd,fi}$  redistributed and  $M_{Sd,fi}$  redistributed are the design applied redistributed bending moments in fire situation, positive and negative, respectively, and  $\boldsymbol{p}_{d,fi}$  is the design value of the uniformly distributed load in fire situation.

Parameters µ will thus bear the following values: +

$$\mu^{+} = \frac{M_{Sd,fi}^{+}}{M_{Rd}^{+}} = \frac{40}{89} \cong 0.45 \ (A_{S}^{+} = 3\Phi 12.5)$$

$$\mu = \frac{M_{Sd,fi}}{M_{Rd}} = \frac{72.5}{112.5} \approx 0.65 \ (A_S = 4\Phi 12.5)$$

Considering the redistributed moments:

$$\mu^{+} = \frac{M_{\text{Sd,fi}} + \text{redistributed}}{M_{\text{Rd}}} = \frac{30}{89} \cong 0.35 \text{ (A}_{\text{S}}^{+} = 3\Phi 12.5)$$
$$\mu^{-} = \frac{M_{\text{Sd,fi}} + \text{redistributed}}{M_{\text{DA}}} = \frac{102}{112.5} \cong 0.90 \text{ (A}_{\text{S}}^{-} = 4\Phi 12.5)$$

From the graphs shown in figures 17 and 18, for the first case studied, TRF<sup>+</sup> = 95 min and TRF<sup>-</sup> ≥ 180 min. Therefore, TRF<sub>beam</sub> = 95 min. In the second case, in which the redistribution of moments was applied, TRF<sup>+</sup> = 105 min and TRF<sup>-</sup> = 150 min. Consequently, TRF<sub>beam</sub> = 105 min.

By means of the tabular method (table 2), a continuous beam with  $b_w = 190 \text{ mm}$  and  $c_1 = 36.25 \text{ mm} (A_s^+ = 3\Phi12.5;$  lower longitudinal reinforcement) would have, by linear interpolation, TRF<sub>beam</sub> = 104 min. However, according to ABNT NBR 15200 [1], in sections with only one layer of reinforcement and width not exceeding, as per TRRF, value  $b_{min}$  indicated in column 2 of table 2 ( $b_w = 190 \text{ mm} < b_{min} = 273.5 \text{ mm}$ , this value calculated by linear interpolation),





some changes in design should be made: increase  $c_{11}$  at the bottom of the beams by 10 mm or specify corner bars with a diameter immediately above. If these changes are not met, TRF must be recalculated, considering  $c_1$  reduced by 10 mm, for safety reasons. Therefore, in this situation, TRF<sub>heam</sub> = 86 min.







As noted, the comparison of results obtained by means of graphical tools and the tabular method is not immediate, due to the large number of variables. Due to the simplicity of the method presented in the Brazilian standard, it is recommended, *a priori*, to use it for design. If the requirements regarding the time of fire resistance (TRF) are not met, one can use the graphic method as a tool for solving the problem, for the satisfactory results presented in this application example, when applied the redistribution of moments in a fire situation.

# 3. Conclusions

ABNT NBR 15200 [1] indicates a simple method for designing beams under fire conditions: the tabular. This method, albeit practical, restricts the engineer's work for not allowing alternatives for design. From structural and thermal analysis, using the finite element method, graphical tools were developed that allow finding more realistic structural solutions than those prescribed by the tabular method. Part of them we presented in this article. In fire, the floors (slab on beams) are heated on the underside. Thus, it is possible to redistribute part of the positive moments in the beams for the negatives. The same graphs may also be used in the case of employing this redistribution of moments. In the application example, the graphical method showed that it may, in a given situation, be more economic than the tabular one.

# 4. Acknowledgments

The authors thank FAPESP - the State of São Paulo Research Foundation, CAPES - Coordination for the Improvement of Higher Education Personnel and CNPq - Brazilian National Council of Scientific and Technological Development.

# 5. References

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. NBR 15200:2012. Rio de Janeiro, 2012. 52 p.
- [02] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-1-2: Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.2: general rules - structural fire design. Brussels: CEN, 2004. 97 p.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação. Rio de Janeiro, 2007. 13 p.
- [04] SILVA, V. P. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Aprimoramento de algumas recomendações do Eurocode. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, São Paulo, v. 4, n. 2, p. 277–303, junho 2011.
- [05] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: projeto de estruturas de concreto procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221 p.
- [06] ALBUQUERQUE, G. B. M. L. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. 2012. 244 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

- [07] SILVA, V. P. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. São Paulo: Edgard Blücher, 2012. 238 p.
- [08] FSD Fire Safety Design. TCD 5.0 User's manual. Lund: Fire Safety Design AB, 2007. 129 p.
- [09] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 834: Fire-resistance tests: elements of building construction - part 1.1: general requirements for fire resistance testing. Geneva, 1999. 25 p. (Revision of first edition ISO 834:1975).
- [10] FÉDÉRATION INTERNATIONALE [du] BÉTON (FIB). Fire design of concrete structures: structural behaviour and assessment. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2008. 209 p. (Bulletin. FIB; 46).
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003. 18 p.

#### **Objetivos e Escopo**

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

#### Objetivos

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

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

#### Submissão de Contribuições

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

#### Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

Um nota técnica é um manuscrito curto. Deve apresentar uma nova linha de pesquisa, desenvolvimento ou aplicação tecnológica nas áreas de Estruturas de Concreto e Materiais, e Construção Civil. Esta é uma oportunidade a ser utilizada por indústrias, empresas, universidades, instituições de pesquisa, pesquisadores e profissionais que desejem promover seus trabalhos e produtos em desenvolvimento. As instruções para submissão estão detalhadas na página de Internet do IBRACON.

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

#### Acesso via Internet

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

#### Assinatura

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

#### Fotocópias

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

#### **Direitos autorais**

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

#### IBRACON

Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, nº 68 , Jardim Olímpia, São Paulo, SP –Brasil CEP: 05542-120 Fone: +55 11 3735-0202 Fax: +55 11 3733-2190

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

#### Aviso Legal

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



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

# **Concrete beams fire design using graphs**

# Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio por meio gráfico



G. B. M. L. ALBUQUERQUE a gabriela.lins@usp.br

V. P. SILVA <sup>a</sup> valpigss@usp.br

# Abstract

The most expeditious method for the design of concrete beams under fire situation is the tabular method, presented by the Brazilian standard ABNT NBR 15200:2012. Albeit simple, this method constrains the engineer's work, as it prevents him to seek alternative solutions to the few tabulated values. Yet, the Brazilian standard allows employing more advanced methods. Hence, the purpose of this work was to perform a thermal and structural analysis of beams with several widths, heights, covers and diameters/layouts of steel reinforcement (upper and lower). From those results, graphs were constructed, associating the ratio between the applied bending moment in fire over the resistance bending moment at ambient temperature, for the fire resisting time of each situation. These graphs also allow taking into account the redistribution of moments from positive to negative, which will lead to savings in the solution found.

Keywords: fire, beam, concrete, design, thermal analysis.

## Resumo

O método mais expedito para o dimensionamento de vigas de concreto em situação de incêndio é o método tabular, apresentado na ABNT NBR 15200 [1]. Apesar de simples, esse método restringe o trabalho do engenheiro, uma vez que o impede de buscar soluções alternativas aos poucos valores tabelados. Contudo, a norma brasileira permite empregar métodos mais avançados. Sendo assim, o objetivo deste trabalho consistiu em realizar uma análise térmica e estrutural de vigas com diversas larguras, alturas, cobrimentos, diâmetros e disposições de armaduras (inferiores e superiores). A partir dos resultados, foram construídos gráficos que associam a relação entre o momento fletor solicitante em incêndio e o momento fletor resistente à temperatura ambiente, ao tempo de resistência ao fogo de cada situação. Esses gráficos permitem também levar em conta a redistribuição de momentos, do positivo ao negativo, o que conduzirá à economia na solução encontrada.

Palavras-chave: incêndio, viga, concreto, dimensionamento, análise térmica.

<sup>a</sup> Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil

Received: 13 Jun 2012 • Accepted: 07 Apr 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

# 1. Introdução

A engenharia de estruturas em situação de incêndio é uma área recente no Brasil e as normas técnicas relacionadas a esse tema utilizam apenas métodos simplificados para verificar a segurança das estruturas sujeitas a essa ação excepcional. Para o dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio, a ABNT NBR 15200 [1], inspirada na norma europeia Eurocode 2 parte 1-2 [2], detalha somente o método tabular (tabelas 1 e 2), no qual apenas é necessário que as vigas atendam às dimensões mínimas de largura (b<sub>min</sub>) e distância entre o eixo da armadura longitudinal inferior e a face do concreto aquecida (c<sub>1</sub>), conforme apresentado na figura 1. Essas dimensões são em função do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), obtido a partir do tipo de ocupação/uso e altura da edificação. As tabelas que relacionam esses valores são encontradas nas Instruções Técnicas do Corpo de Bombeiros (IT) de cada Estado.

A ABNT NBR 15200 [1] esclarece que no método tabular:

- Considerou-se a hipótese de vigas com aquecimento em três faces (laterais e inferior), sob lajes. No entanto, os valores indicados também poderão ser empregados para o caso de vigas aquecidas nas quatro faces, desde que sua altura não seja inferior a b<sub>min</sub> e a área da seção transversal da viga não seja inferior a 2 b<sub>min</sub><sup>2</sup>.
- Há concentração de temperatura junto às bordas da face inferior das vigas. Por essa razão, em seções com somente uma camada de armaduras e largura não superior ao b<sub>min</sub> indicado na coluna 3 da tabela 1 e coluna 2 da tabela 2, a distância entre o eixo da armadura longitudinal de canto e a face lateral do concreto exposta ao fogo (c<sub>1</sub>) no fundo das vigas deve ser 10 mm maior que o c<sub>1</sub> dado pelas referidas tabelas, ou, para concreto armado, especificar barras de canto com um diâmetro imediatamente superior, conforme ABNT NBR 7480 [3], ao calculado. A possibilidade dessa alternativa foi demonstrada em Silva [4];
- Os valores indicados na tabela 2 somente poderão ser utilizados se o coeficiente de redistribuição de momentos à temperatura ambiente respeitar os limites estabelecidos na ABNT NBR 6118 [5]. Caso contrário, deve ser empregada a tabela 1;
- Quando as barras da armadura forem dispostas em camadas,



a distância média à face do concreto (c<sub>1m</sub>) deve obedecer o valor c<sub>1mín</sub> tabelado. O valor de c<sub>1m</sub> deve sempre ser o menor dentre os valores indicados nas equações 1 e 2.



#### Tabela 1 – Método tabular para dimensionamento de vigas biapoiadas de concreto armado em situação de incêndio

TRRF			<b>b</b> <sub>wmin</sub>		
(min)	1	2	3	4	(mm)
30	80/25	120/20	160/15	190/15	80
60	120/40	160/35	190/30	300/25	100
90	140/60	190/45	300/40	400/35	100
120	190/68	240/60	300/55	500/50	120
180	240/80	300/70	400/65	600/60	140

	Tabela 2 – Método tabular para dimensionamento de vigas contínuas ou vigas de pórticos de concreto armado em situação de incêndio											
TRRF (min)	1	Combinações d	le b <sub>min</sub> /c <sub>1</sub> (mm/mm)		b <sub>wmin</sub> (mm)							
()		2	3	4	()							
30	80/15	160/12	-	-	80							
60	120/25	190/12	-	-	100							
90	140/37	250/25	-	-	100							
120	190/45	300/35	450/35	500/30	120							
180	240/60	400/50	550/50	600/40	140							



Onde:  $c_{1m}$  é a distância média à face do concreto para armadura disposta em camadas;  $c_{1vi}$  é a distância da barra i, de área  $A_{si}$ , ao fundo da viga e  $c_{1hi}$  é a distância da barra i, de área  $A_{si}$ , à face lateral mais próxima.

Acrescenta-se que todas as tabelas foram elaboradas para armadura passiva de aço CA-25, CA-50 ou CA-60, procurando evitar que, no centro geométrico do tirante tracionado, a temperatura atingisse 500 °C (Eurocode 2 parte 1-2 [2]).

Como pode ser visto, esse método é prático, porém, limita o engenheiro, haja vista que o impede de estudar o problema e propor resultados diferentes. Portanto, a fim de criar ferramentas para facilitar o trabalho e colaborar com a área em estudo no País, o objetivo desta pesquisa consistiu em desenvolver soluções alternativas ao método tabular, com base em análise térmica e estrutural, considerando que as normas também permitem empregar métodos mais avançados para dimensionamento.

# 2. Método gráfico

Apesar da precisão dos resultados obtidos, os métodos mais avançados demandam programas de computador específicos, raros de serem usados em escritórios de projeto. Por essa razão, decidiu-se realizar uma análise termestrutural de vigas e apresentar os resultados sob forma gráfica para facilitar o seu uso. Os gráficos ilustrados na seção 2.3 são completados em Albuquerque [6] e Silva [7]. Neste trabalho, empregou-se o programa de computador sueco Super Tempcalc, desenvolvido pela Fire Safety Design (FSD [8]).



#### 2.1 Análise térmica

Por meio do método dos elementos finitos foram desenvolvidas análises térmicas de modelos de vigas com as seguintes características:

- Seções retangulares com larguras de 14 cm, 19 cm, 25 cm, 30 cm e 35 cm e alturas de 40 cm, 50 cm, 60 cm e 70 cm, todas superpostas por uma laje de 5 cm de espessura e 60 cm de largura, como ilustrado na figura 2;
- Aquecimento, conforme incêndio-padrão ISO 834 [9], nas três faces da viga (laterais e inferior) e sob a laje. A face não exposta ao fogo foi, a favor da segurança, considerada adiabática (figura 2);
- Parâmetros físicos e térmicos do concreto, variáveis com a temperatura, conforme equações indicadas na ABNT NBR 15200 [1]: condutividade térmica (λ<sub>c</sub>θ); calor específico (c<sub>p</sub>θ) para umidade relativa de 1,5% e massa específica (ρ<sub>c</sub>θ), adotando-se ρ = 2400 kg/m³ à temperatura ambiente, de acordo com a ABNT NBR 6118 [5];
- Coeficiente de transferência de calor por convecção (α<sub>c</sub>) igual a 25 W/m<sup>2</sup> °C e emissividade resultante (ε<sub>r</sub>) nas faces expostas ao fogo igual a 0,7, valores recomendados pela ABNT NBR 15200 [1];
- Domínio discretizado por malha de elementos retangulares de quatro nós e lados de 0,005 m. *Time step*, incremento de tempo para a análise térmica, assumido igual a 0,002 h, valor que tem conduzido a resultados satisfatórios para análises térmicas preliminares para os intervalos de tempo de incêndios comuns e condições de contorno usuais (FSD [8]).





Sobre a dimensão das lajes, adotou-se uma espessura relativamente pequena a favor da segurança, pois as vigas que serão dimensionadas por intermédio dos gráficos terão, no mínimo, lajes com espessuras de 5 cm, que consiste no menor valor indicado pela ABNT NBR 6118 [5] no que tange a lajes maciças, nesse caso as de cobertura não em balanço.

Considerando que o aumento da espessura é diretamente proporcional à massa de concreto que absorve calor, as vigas com lajes mais espessas estarão em condição menos crítica quando comparadas àquelas utilizadas no desenvolvimento do método gráfico. Assim, a partir dos dados de entrada citados anteriormente, determinou-se o campo de temperaturas em função do tempo das vigas sob lajes (figura 3).

#### 2.2 Análise estrutural

#### Para essa análise, admitiram-se:

- Coeficientes de minoração das resistências (γ<sub>c</sub> e γ<sub>s</sub>) iguais a 1,4 (concreto) e 1,15 (aço) para a temperatura ambiente e igual a 1,0 (γ<sub>c,fi</sub> e γ<sub>s,fi</sub>) para ambos os materiais em situação de incêndio, seguindo a ABNT NBR 6118 [5] e a ABNT NBR 15200 [1], respectivamente;
- Redutor do valor de cálculo da resistência à compressão do concreto à temperatura ambiente (α) igual a 0,85 e em situação de incêndio (α<sub>fi</sub>) igual a 1,0, conforme a ABNT NBR 6118 [5] e o FIB/CEB [10], respectivamente;
- Armaduras com diâmetros de 10 mm, 12,5 mm, 16 mm, 20 mm e 25 mm, dispostas em uma e duas camadas, positivas e nega-

tivas, com cobrimentos de 25 mm, 30 mm e 40 mm (figura 4); aço CA-50; quantidade de barras possível para cada largura, obedecendo aos valores de espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, propostos pela ABNT NBR 6118 [5]; estribos com diâmetro de 5 mm;

- Para efeito de processamento, admitiu-se a resistência característica do concreto à compressão (f<sub>ck</sub>) igual a 25 MPa. Entretanto, devido a uma simplificação favorável à segurança, adotada nos cálculos realizados no Super Tempcalc, os resultados apresentados no item 2.3 independem do valor de f<sub>ck</sub>. Assim, recomenda-se, apenas, que esse seja menor ou igual a 50 MPa, para evitar que o concreto seja de alta resistência, fora do escopo desta pesquisa;
- Efeitos das deformações térmicas desprezados, conforme a ABNT NBR 15200 [1]. Ademais, não foram impostas deformações específicas limites tanto para o concreto quanto para o aço (FSD [8]).

Introduzindo essas informações no módulo estrutural do Super Tempcalc e a partir do campo de temperaturas gerado na análise térmica, determinou-se o parâmetro  $\mu$ , indicado na equação 3, em função do tempo de aquecimento.



Onde: µ é o momento relativo; M<sub>Rd</sub><sup>\*</sup> e M<sub>Rd,fi</sub> correspondem aos mo-



mentos fletores resistentes de cálculo da seção de concreto armado, à temperatura ambiente e em situação de incêndio, respectivamente, ambos sem a consideração de deformações-limites.

Esses momentos foram definidos por meio do equilíbrio de forças, hipótese única de cálculo do programa (equações 4 e 5 / figuras 5 e 6). É importante esclarecer que foi admitida a tensão de pico em cada um dos elementos finitos comprimidos de concreto e, da mesma forma, a plastificação total do aço nas armaduras, desconsiderando a compatibilidade entre deformações.

$$M_{Rd}^* = \alpha f_{cd} \sum_{j=1}^m A_{cj} z_j$$
(4)

$$M_{Rd,fi} = \alpha_{fi} f_{cd,fi} \sum_{j=1}^{m_{fi}} k_{c,\theta j} A_{cj} z_{j,fi}$$
 (5)

Onde:  $\alpha \in \alpha_{f_i}$  são os redutores dos valores de cálculo das resistências à compressão do concreto à temperatura ambiente e em situação de incêndio, respectivamente;  $f_{cd} \in f_{cd,f_i}$  são as resistências de cálculo à compressão do concreto à temperatura ambiente e em situação de incêndio, respectivamente;  $k_{c,\theta_i} é o fator de redução da resistência à temperatura <math>\theta$  do elemento finito comprimido j;  $A_{ci} é a$  área do elemento finito comprimido j;  $z_i e z_{i,f_i}$ 





são as distâncias entre o CG do elemento finito comprimido j e a linha horizontal que passa pelo CG das armaduras à temperatura ambiente e em situação de incêndio, respectivamente.

#### 2.3 Resultados

Os gráficos apresentados neste item, que consistem nos resultados obtidos a partir de um método mais avançado para dimensionamento, dependem do parâmetro  $\mu$  apontado na equação 6.



Onde:  $M_{_{Sd,fi}}$  é o momento fletor solicitante de cálculo em situação de incêndio e  $M_{_{Rd}}$  é o momento fletor resistente de cálculo da seção de concreto armado à temperatura ambiente.

A segurança é atendida quando  $M_{Sd,fi} \le M_{Rd,fi}$ . Logo, admitindo-se  $M_{Sd,fi} = M_{Rd,fi}$  no parâmetro  $\mu$  fornecido pelo Super Tempcalc, é possível encontrar o tempo máximo de resistência ao fogo (TRF) do elemento estrutural.

Note-se ainda que, por simplicidade, substituiu-se  $M_{Rd}^{+}$  por  $M_{Rd}^{-}$  na expressão de  $\mu$ , onde  $M_{Rd}^{-}$  é o valor determinado para o projeto à temperatura ambiente, ou seja, aquele no qual são impostas deformações específicas limites para os materiais e que pode ser inserido pelo engenheiro como dado de entrada, uma vez que





TRF (min)

150

180

30

60

para  $M_{Rd} \le M_{Rd}$ , os gráficos permanecem a favor da segurança. Para o cálculo de  $M_{Sd,fi}$ , pode-se utilizar a expressão para combinação última excepcional das ações recomendada pela ABNT NBR 8681 [11] (equação 7), em que são desprezados os efeitos das deformações térmicas.







$$F_{d,fi} = 1.2 \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + 0.7 \sum_{j=1}^{n} \psi_2 F_{Qjk}$$
(7)







Onde:  $F_{d,fi}$  é o valor de cálculo da ação na combinação excepcional;  $F_{Gi,k}$  é o valor característico da ação permanente i;  $F_{Ol,k}$  é o valor característico da ação variável j e  $\psi_2$  é o fator de combinação utilizado para determinação dos valores reduzidos das ações variáveis (segundo a ABNT NBR 8681 [11], para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução  $\psi_2$  pode ser reduzido, multipli-







cando-o por 0,7, como indicado na equação em análise).

A seguir, alguns resultados compilados (figuras 7a a 8r). Além do parâmetro  $\mu$ , as variáveis correlacionadas à determinação do TRF são: posição do momento (positiva ou negativa), largura da viga (b<sub>w</sub>), altura (h), cobrimento (c), categorias do concreto e do aço e distribuição das armaduras (1 ou 2 camadas).









#### 2.4 Redistribuição de momentos

O comportamento estrutural de vigas em situação de incêndio depende fundamentalmente da forma como estão apoiadas. As simplesmente apoiadas são mais suscetíveis à ação térmica, já que







não possuem a capacidade de redistribuir seus momentos e gerar uma situação favorável de resistência ao fogo, diferentemente das contínuas, que possuem essa propriedade.

Uma viga contínua é exposta ao fogo pela face inferior de seus vãos, enquanto a superior permanece relativamente fria. Essa













situação é favorável, dado que as fibras superiores da viga, com resistência pouco prejudicada, são capazes de suportar maiores momentos negativos, enquanto as fibras aquecidas da face inferior, com resistência reduzida pela exposição ao fogo, suportarão a um momento positivo também reduzido. Logo, poderá haver uma redistribuição de momentos, do positivo para o negativo (figura 9).



O método gráfico aqui apresentado permite incorporar a redistribuição de momentos para vigas contínuas em incêndio. Para isso, é necessário apenas aplicar o coeficiente de redistribuição ( $\delta$ ) no momento fletor solicitante positivo em situação de incêndio ( $M_{sd,fi}^{+}$ ) e calcular o momento fletor solicitante negativo em situação de incêndio ( $M_{sd,fi}^{-}$ ) impondo-se o equilíbrio de esforços. Na seção a seguir são expostos mais detalhes sobre esse assunto.









#### 2.5 Exemplo de aplicação

No esquema estático da viga, "L" é comprimento do vão e " $p_k$ " o valor característico do carregamento uniformemente distribuído. A seção transversal foi adotada conforme os modelos utilizados no método gráfico para dimensionamento, considerando-se uma viga sob laje de 5 cm de espessura (a favor da segurança) e 60 cm de largura, como ilustrado na figura 10. Estipulou-se cobrimento de 25 mm, estribos com diâmetro de 5 mm, concreto com f<sub>ck</sub> igual a 25 MPa e aço com f<sub>yk</sub> igual a 500 MPa. Visto a simetria dos vãos, os cálculos foram realizados somente para um trecho da estrutura.



A redistribuição de momentos à temperatura ambiente, do negativo para o positivo, foi realizada de acordo com a ABNT NBR 6118 [5]. Analisando-se a posição da linha neutra na seção (x), sua relação com o coeficiente de redistribuição ( $\delta$ ) e, considerando-se uma estrutura de nós fixos, a redistribuição máxima permitida foi 25% ( $\delta$  = 0,75).

Os diagramas de momentos fletores solicitantes de cálculo e resultados do dimensionamento à temperatura ambiente, antes e depois da redistribuição de momentos, da viga em estudo estão representados nas figuras 11 e 12. Nos dois casos, tanto as seções positivas quanto negativas se encontram no domínio 2.

A partir da área de aço adotada, considerando-se a redistribuição, é possível calcular os momentos resistentes, positivo e negativo, que serão necessários no parâmetro µ, utilizado como dado de entrada nos gráficos.

Momento resistente positivo (M<sub>Rd</sub><sup>+</sup>): 89 kN m

Momento resistente negativo (M<sub>Rd</sub>-): 112,5 kN m

Na verificação da estrutura em situação de incêndio, utilizou-se a equação 7 para a determinação do valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído. Foram consideradas 60% de ações permanentes e 40% variáveis. Admitiu-se que se tratava de uma viga localizada num edifício residencial ( $\psi_2 = 0.7 \times 0.3 = 0.21$ ; valor recomendado pela ABNT NBR 8681 [11]). O novo carregamento ( $p_{d,f}$ ) está ilustrado na figura 13.

Sob temperaturas elevadas, as vigas de concreto armado se tornam mais dúcteis. Portanto, o coeficiente de redistribuição de momentos em situação de incêndio pode ser maior do que o aplicado à temperatura ambiente, uma vez que a capacidade de rotação dos apoios é majorada nessas condições.

No entanto, por simplificação e a favor da segurança, adotou-se o mesmo coeficiente para redistribuição de momentos, agora do positivo para o negativo, utilizado na análise anterior ( $\delta = 0.75$ ).

Logo, calculou-se o novo momento negativo, ilustrado na figura 14, por meio da equação 8, que também foi utilizada nos cálculos à temperatura ambiente, porém, com coeficientes de segurança distintos. Os diagramas de momentos fletores solicitantes de cálculo em situação de incêndio, antes e depois da redistribuição, estão expostos nas figuras 15 e 16.

$$M_{Sd,fi} - \frac{p_{d,fi} L^2}{2} - p_{d,fi} L^2 \sqrt{\frac{2 M_{Sd,fi} + redistribuído}{p_{d,fi} L^2}}$$
(8)

Onde: L é o vão da viga;  $M_{sd,fi}^{+}$  redistribuido e  $M_{sd,fi}^{-}$  redistribuido são os momentos fletores solicitantes de cálculo redistribuídos em situação de incêndio, positivo e negativo, respectivamente, e  $p_{d,fi}$  é o valor de cálculo do carregamento uniformemente distribuído em situação de incêndio.





Os parâmetros µ terão, portanto, os seguintes valores:

$$\mu^{+} = \frac{M_{Sd,fi}^{+}}{M_{Rd}^{+}} = \frac{40}{89} \approx 0.45 \ (A_{S}^{+} = 3\Phi 12.5)$$

$$\mu = \frac{M_{Sd,fi}}{M_{Rd}} = \frac{72,5}{112,5} \approx 0,65 \text{ (A}_{S} = 4\Phi 12,5)$$







Considerando-se os momentos redistribuídos:

$$\mu^{+} = \frac{M_{Sd,fi}^{+} redistribuído}{M_{Rd}^{+}} = \frac{30}{89} \approx 0.35 \text{ (A}_{S}^{+} = 3\Phi 12.5)$$
$$\mu^{-} = \frac{M_{Sd,fi}^{-} redistribuído}{M_{Rd}^{-}} = \frac{102}{112.5} \approx 0.90 \text{ (A}_{S}^{-} = 4\Phi 12.5)$$

- -

A partir dos gráficos, apresentados nas figuras 17 e 18, para a primeira situação estudada, TRF<sup>+</sup> = 95 min e TRF<sup>-</sup> ≥ 180 min. Portanto, TRF<sub>viga</sub> = 95 min. No segundo caso, em que a redistribuição de momentos foi aplicada, TRF<sup>+</sup> = 105 min e TRF<sup>-</sup> = 150 min. Logo,  $TRF_{vina} = 105 min.$ 

Por meio do método tabular (tabela 2), uma viga contínua com b = 190 mm e c<sub>1</sub> = 36,25 mm (A<sub>2</sub><sup>+</sup> =  $3\Phi$ 12,5; armadura longitudinal inferior) teria, por interpolação linear, TRF<sub>viga</sub> = 104 min. Porém, segundo a ABNT NBR 15200 [1], em seções com somente uma camada de armaduras e largura não superior, conforme o TRRF, ao  $b_{min}$  indicado na coluna 2 da tabela 2 ( $b_{w}$  = 190 mm <  $b_{min}$  = 273,5 mm, este valor calculado por interpolação linear) algumas mudancas em projeto devem ser realizadas: aumentar em 10 mm o c, no fundo das vigas ou especificar barras de canto com um diâmetro imediatamente superior. Caso essas alterações não sejam atendidas, o TRF deve ser recalculado, considerando-se, a favor da segurança, c1 reduzido em 10 mm. Portanto, nesta situação, TRF<sub>viga</sub> = 86 min.

Como observado, a comparação dos resultados obtidos por meio das ferramentas gráficas ao método tabular não é imediata, devido ao grande número de variáveis. Visto a simplicidade do método apresentado na norma brasileira, recomenda-se, a priori, utilizá-lo para dimensionamento. Caso as exigências em relação ao tempo de resistência ao fogo (TRF) não sejam atendidas, pode-se recorrer ao método gráfico como ferramenta para solução do problema, visto os resultados satisfatórios apresentados neste exemplo de aplicação, quando aplicada a redistribuição de momentos em situação de incêndio.

#### Conclusões 3.

A ABNT NBR 15200 [1] indica um método simples para dimensionamento de vigas em situação de incêndio: o tabular. Esse método, apesar de prático, restringe o trabalho do engenheiro por não lhe permitir alternativas para concepção. A partir de análise térmica e estrutural, empregando o método dos elementos finitos, desenvolveram-se ferramentas gráficas que permitem encontrar soluções estruturais mais realísticas do que as prescritas pelo método tabular. Parte delas foi apresentada neste artigo. Em incêndio, os pisos (laje sobre vigas) são aquecidos na face inferior. Assim, é possível redistribuir-se parte dos momentos positivos nas vigas para os negativos. Os mesmos gráficos podem, também, ser utilizados no caso de se empregar essa redistribuição de momentos. No exemplo de aplicação, mostrou-se que o método gráfico pode, em determinada situação, ser mais econômico do que o tabular.

#### Agradecimentos 4.

Agradece-se à FAPESP - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo e ao CNPg - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

#### Referências 5.

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Proieto de estruturas de concreto em situação de incêndio. NBR 15200:2012. Rio de Janeiro, 2012. 52 p.
- [02] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-1-2: Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.2: general rules - structural fire design. Brussels: CEN, 2004. 97 p.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - especificação. Rio de Janeiro, 2007. 13 p.
- [04] SILVA, V. P. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. Aprimoramento de algumas recomendações do Eurocode. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, São Paulo, v. 4, n. 2, p. 277-303, junho 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. [05] NBR 6118: projeto de estruturas de concreto procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221 p.
- [06] ALBUQUERQUE, G. B. M. L. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio. 2012. 244 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.
- [07] SILVA, V. P. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. São Paulo: Edgard Blücher, 2012. 238 p.
- [08] FSD - Fire Safety Design. TCD 5.0 User's manual. Lund: Fire Safety Design AB, 2007. 129 p.
- [09] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 834: Fire-resistance tests: elements of building construction - part 1.1: general requirements for fire resistance testing. Geneva, 1999. 25 p. (Revision of first edition ISO 834:1975).
- [10] FÉDÉRATION INTERNATIONALE [du] BÉTON (FIB). Fire design of concrete structures: structural behaviour and assessment. Lausanne: International Federation for Structural Concrete, 2008. 209 p. (Bulletin. FIB; 46).
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003. 18 p.



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

# **Creep strains on reinforced concrete columns**

# Deformações por fluência em pilares de concreto armado

E. L. MADUREIRA <sup>a</sup> edmadurei@yahoo.com.br

T. M. SIQUEIRA <sup>a</sup> tiagosiqueira12@hotmail.com

E. C. RODRIGUES <sup>a</sup> edmilsoncrodrigues@gmail.com

# Abstract

A concrete element when kept under sustained load presents progressive strain over time, associated to the creep. In reinforced concrete columns, such deformations cause the stress increase in the steel bars of the reinforcement and may induce the material to undergo the yielding phenomenon. The pioneering formulations about the creep effect, developed on the base of creep coefficient, are applicable, especially, when the stress magnitude remains constant. Its application to reinforced concrete members, which exhibits change in stress magnitude, requires simplifications of which result the memory models, which have the disadvantage of requiring the storage of the stress history. To overcome the difficulties related to the excessive demand for computer memory, State models have been developed that dispense such robustness of storage. The subject of this work is the analysis of creep deformations in reinforced concrete columns on the base of a state model fixing its physical parameters from results obtained through the NBR 6118/07 formulation. The results showed that, in the elapse of the phenomenon, occurs stresses transfer from the concrete mass to the reinforcement steel bars which, in turn, have the effect of restrain the creep strains, confirming, in some cases, an imminent material yielding condition.

Keywords: reinforced concrete, column, creep, simulation.

## Resumo

Um elemento de concreto quando mantido sob tensão apresenta deformação progressiva no decorrer do tempo, aditiva à deformação imediata ao carregamento. Em pilares de concreto armado, as deformações por fluência promovem o acréscimo de tensões nas barras de aço, podendo induzir o material a experimentar o escoamento. As formulações pioneiras do efeito de fluência, desenvolvidas com base no coeficiente de fluência, são aplicáveis, sobretudo, quando as tensões se mantêm constantes. Sua aplicação a elementos de concreto armado, que apresentam variações de tensões, requer simplificações das quais resultam os modelos de memória, que têm a desvantagem de exigir o armazenamento do histórico de tensões. Para suplantar as dificuldades ligadas à excessiva demanda de memória de computador, foram desenvolvidos os modelos de estado que dispensam tal robustez de armazenamento. O objetivo deste trabalho é a análise das deformações por fluência em pilares de concreto armado, realizada com base em um modelo de estado, com parâmetros fixados a partir da formulação da NBR 6118/07. Os resultados obtidos revelaram que, no decorrer do fenômeno, verifica-se a transferência de esforços do concreto para as barras da armadura de aço, que por sua vez exercem o efeito de contenção das deformações correlatas, confirmando-se, em alguns casos, o estabelecimento de uma condição de iminente escoamento do material.

Palavras-chave: concreto armado, pilar, fluência, simulação.

Received: 03 Oct 2012 • Accepted: 22 Apr 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN, Brasil 59078-900

## 1 Introduction

The state of stresses due to sustained load, promotes strains in concrete members which progresses over time, characterizing the phenomenon known as creep.

Such kind of deformations results, particularly, from the viscous behaviour associated to the adsorbed water layer at the cement grains surface, in the hardened concrete (Mc-GREGOR, 1997), apud [8].

The creep deformations are more pronounced in the first months of the structure lifetime, when develop under higher rates. It can extend for periods of time up to ten years, although in more advanced stages, it evolves over modest rates. There are cases in which the creep deformations can take magnitudes greater than three times the deformation at the instant of loading, inducing structural displacements of similar magnitude [8].

Among the relevant factors that influence the creep deformation it may include environmental moisture, the ratio of the applied stress to the concrete strength, and the reinforcement.

In the case of reinforced concrete members, the deformations due to creep can modify significantly the stress fields in their constituents. In columns, specifically, it can promote the stress reduction on the mass of the concrete and the stress increase in the steel bars, which can induce the latter to experience the yielding phenomenon.

The pioneering formulations for creep deformation modelling were developed from the creep coefficient concept. They are applied, in particular, to elements for which the stresses on the concrete remain constant over time. Their adequacy for reinforced concrete members, which exhibit stress variations during the phenomenon, depends on the application of simplifier artifices that result on memory models. These kinds of formulations are so named because they demand, in its calculation, the history of stresses storage, resulting in large-scale storage amount that can become the modelling unfeasible.

In order to overcome the difficulties related to the storage robustness, it was developed the state models that provide the use, exclusively, of the stresses at the moment before the considered instant.

The aim of this work is the simulation of the creep strain on reinforced concrete columns, based on a state model, whose parameters were fixed from results obtained by NBR 6118/07 formulation, focused, above all, for the analysis of the reinforcement and moisture rate influences on the phenomenon.

## 2. Modelling

#### 2.1 Concrete response to loading

The numerical analysis was performed according to incremental iterative procedure and finite element approach. The adopted mathematical modelling is based on the orthotropic nonlinear formulation proposed by Kwak and Filippou [7] in plane state of stress, from which the constitutive matrix elements to be used are defined through equations similar to those employed in uniaxial state of stress, however, taking as a reference, the equivalent deformations " $\epsilon_{ei}$ ", that, for every one of the principal directions are given by:

$$\varepsilon_{ei} = \varepsilon_i + D_{ij}\varepsilon_j / D_{ii}$$
<sup>(1)</sup>

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

For the simulation of concrete in compression it was adopted the constitutive relationships proposed by Hognestad [3], presented in the form:

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

$$\sigma_{i} = \sigma_{ip} \left( 1 - \frac{3}{20} \frac{\varepsilon_{ei} - \varepsilon_{ip}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{ip}} \right) \text{ for } \varepsilon_{ei} < \varepsilon_{ei} < \varepsilon_{ip}.$$
(2)

The parameters " $\sigma_{ip}$ " and " $\epsilon_{ip}$ " represent the concrete peak stress and its correspondent strain beyond every "i" principal direction, and " $\epsilon_{cu}$ " is the ultimate strain. These equations represent the hardening and softening branches, **OA** and **AB**, respectively, of the curve in figure 1.

For the representation of the concrete behaviour in tensile stress, was adopted the smeared crack model, whose advantages are consider the continuity of the displacement fields, and to dispense modifications of topological character in finite element mesh, in the course of the processing inherent to its stages of calculation, as shown in [7].

In addition, it was adopted the multidirectional cracking pattern, represented by a system of mutually orthogonal cracks, in which the inclination of their plans depends on the current state of stress and may change according the loading stage.



The concrete behaviour, for deformations lower than that corresponding to the tensile strength, segment **OC** of the curve in figure 1, is considered to be linear elastic. For deformations of higher magnitude, its behaviour is plastic with softening, being represented by segment **CD**, defined, even, as the value of the ultimate tensile deformation, " $\varepsilon_{o}$ ".

The cracked concrete ultimate deformation, assuming that the stiffness is uniform on the entire finite element, would be given by:

$$\varepsilon_o = \frac{2.G_f}{f_t} \tag{3}$$

Where the " $\mathbf{f}_t$ " e " $\mathbf{G}_t$ " parameters represent, respectively, the tensile strength and the fracturing energy per unit of area of concrete, the latter defined according to the CEB-FIP model code 1990 criteria [2]. However, the cracking pattern promotes disturbance on the uniformity and continuity of the mass of concrete, inducing variation of mechanical properties within the finite element. The larger the size of the finite element, the greater will be the variation of stiffness in its interior. In order to compensate the errors arising from such variations, in this work, for elements greater than 75 mm length, it is used the proposed resource by Kwak and Filippou [7], by setting the ultimate tensile strain from:

$$\varepsilon_o = \frac{2.G_f.\ln(0.075/b)}{f_t.(0.075-b)}$$
(4)

to which "**b**" is the finite element dimension expressed in meters. The adopted concrete deformation module is the secant modulus, "**E**<sub>c</sub>", that is obtained from:

$$E_c = 0.85 E_0$$
 (5)

Where the " $E_{o}$ " parameter is the initial deformation modulus, that is expressed according to [1], on the form of equation:

$$E_0 = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (MPa) \tag{6}$$

In which the " $\mathbf{f}_{ck}$ " parameter is the concrete characteristic compressive strength.

The concrete ultimate stresses are defined from the failure envelope proposed by Kupfer and Gerstle [6], figure 2, whose analytical representation in biaxial compression state is:

(7)

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

where,  $\beta_1 = \sigma_1 / f_c$  and  $\beta_2 = \sigma_2 / f_c$  are the principal stresses with  $0 > \sigma_1 > \sigma_2$ . " $f_c$ " is the concrete uniaxial compressive strength. If in equation 7 it is considered  $\alpha = \sigma_1 / \sigma_2$ , the concrete peak stresses, on the principal directions, will be given by:

$$\sigma_{2c} = \frac{1+3.65.\alpha}{(1+\alpha)^2} f_c \text{ and } \sigma_{1c} = \sigma_{cu} = \alpha.\sigma_2$$
 (8)

The strains related to peak stresses in biaxial compression state, " $\varepsilon_{2p}$ " and " $\varepsilon_{1p}$ ", according to [7], are obtained from the expressions:

$$\varepsilon_{2p} = \varepsilon_{co} \left( 3\beta_2 - 2 \right) \text{ and} \\ \varepsilon_{1p} = \varepsilon_{co} \left( -1.6\beta_1^3 + 2.25\beta_1^2 + 0.35\beta_1 \right)$$
(9)

where  $\beta_1 = \frac{\sigma_{1p}}{f_c}$  and  $\beta_2 = \frac{\sigma_{2p}}{f_c}$ . The parameter " $\varepsilon_{co}$ " is the corresponding deformation to the stress peak compression in uni-

axial state of stress.

For concrete subjected to biaxial state of stress, it was adopted the constitutive relationship on incremental form proposed by Desai and Siriwardance, (apud [7]), written by equation 10.

$$\begin{vmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{vmatrix} = \frac{1}{1 - v^2} \begin{vmatrix} E_1 & v\sqrt{E_1E_2} & 0 \\ v\sqrt{E_1E_2} & E_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1 - v^2).G \end{vmatrix} \begin{vmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{vmatrix}$$
(10)



On equation 10 "d $\sigma_1$ ", "d $\sigma_2$ " e "d $\tau_{12}$ " are the stress increments on the principal directions. The "**E**<sub>i</sub>'s" parameters are the tangent deformation modules relating to such directions and "v" is the Poisson's ratio. The "G" parameter is the transversal deformation module that is given by:

$$(1 - v^2).G = 0.25 \left( E_1 + E_2 - 2v \sqrt{E_1 \cdot E_2} \right)$$
 (11)

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

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

#### 2.2 Steel response to loading

The steel behaviour is considered as elastic perfectly plastic. Due to the great transverse flexibility of the reinforcement steel bars, only axial stiffness is considered, and then they are simulated by bar three-node elements **L3**, figure 3.b. In this way, the related stiffness matrix "**K**" is expressed by:

$$K = \frac{2AE}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & 2 \end{bmatrix}$$
(12)

where the parameter "E" represents the steel Young's modulus, which is considered equal to **210,000 MPa**. "**A**" is the reinforcement cross section area, while "**L**" represents the bar finite element length.

#### 2.3 Creep strains

The creep strains, " $\varepsilon_c(t)$ ", are simulated from the state model proposed by Kawano and Warner [5], and they are obtained by equation 13.

$$\varepsilon_{c}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{cv}(t)$$
(13)

$$\varepsilon_{cd}(t) = -\frac{1}{E_o} \int_0^t \frac{d\phi_d(t,\tau)}{d\tau} \sigma(\tau) d\tau \quad \text{and}$$

$$\varepsilon_{cv}(t) = -\frac{1}{E_o} \int_0^t \frac{d\phi_v(t,\tau)}{d\tau} \sigma(\tau) d\tau \quad (14)$$

Where " $\varepsilon_{cd}(t)$ " and " $\varepsilon_{cv}(t)$ " are the deformations parcels due to hardening and visco-elastic effects, respectively. The functions " $\phi_a(t,\tau)$ " and " $\phi_v(t,\tau)$ " represent their respective creep coefficients. In their incremental versions these parcels are presented in the form:

$$\Delta \varepsilon_{cd}(t_n) = \frac{1}{E_o} \sigma(t_{n-1}) \cdot \left[ \phi_d(t_n, t_o) - \phi_d(t_{n-1}, t_o) \right]$$
(15)

and,

$$\Delta \varepsilon_{cv}(t_n) = \left[\frac{\phi_v^*}{E_o} \sigma(t_{n-1}) - \varepsilon_{cv}(t_{n-1})\right] [1 - e^{-\Delta t_n / T_v}]$$
(16)

with:

$$\phi_d(t_n, t_o) = \frac{(t_n - t_o)^{0.6}}{10 + (t_n - t_o)^{0.6}} .\phi_d^*$$
(17)

and:

$$\phi_{v}(t_{n},t_{j}) = [1 - e^{-(t_{n} - t_{j})/T_{v}}] \phi_{v}^{*}$$
(18)

Where " $\phi_{d}^{*}$ " and " $\phi_{v}^{*}$ " are the asymptotic creep coefficient values for those two parcels, and " $T_{v}$ " the retardation time. " $t_{n}$ " is the instant for which the creep deformations are being calculated, " $t_{n-1}$ " is the discrete instant, immediately preceding the instant " $t_{n}$ ", and " $t_{o}$ " is the concrete age at the instant of loading.

At every instant "t<sub>n</sub>" the creep strains are described according:

$$\varepsilon_c(t_n) = \varepsilon_c(t_{n-1}) + \Delta \varepsilon_c(t_n)$$
(19)



where "
$$\Delta \varepsilon_c(t_n)$$
" is the incremental strain and is obtained from:

$$\Delta \varepsilon_c(t_n) = \Delta \varepsilon_{cd}(t_n) + \Delta \varepsilon_{cv}(t_n)$$
(20)

For the purposes of this work is assumed that, during every time interval, the stress magnitudes will remain constant. Its variation over all period of the observation of the phenomenon is expressed in terms of a step kind function.

### 3. Computer support

With a view to the acquisition of the results aimed at the fulfilment of the objectives of this work, it was employed the software named "Análise Constitutiva Não-Linear" – ACNL [8]. Such program was structured according to incremental and iterative procedure and the Finite Elements Method (FEM), on a Nonlinear Orthotropic Formulation in plane state of stresses[7]. It even covers, in its algorithmic framework, the element formulations described in item 2.

# 4. Analysed models

The models studied are columns **3.00 m** length and rectangular cross section **0.40 m** height and base that differs case-by-case, cast in concrete **C 40**, reinforced with **CA-50 A** steel bars, figure 4. The structural member is subjected to a gradual loading process, by the action of a uniform distributed load along the height of the top section, whose magnitude progresses from zero to a final value of 40% of the ultimate compressive stress of the concrete, table 1, taking into account the limitations, in terms of stresses, of the NBR 6118/07 creep model.

The analysis was performed on twenty-two cases, distinguished by the cross-sectional dimension, by the reinforcement ratio and the moisture of the environment, as shown in columns 2, 3 and 5, respectively, on table 1.

The problem domain has been defined from the rectangle whose horizontal dimension is equal to the column length, and the vertical dimension is equal to its cross section height, and its discretization was performed on the basis of plane and bar elements, both 0.10 m dimensioned, resulting the mesh composed by 120 plane and 60 bar elements, figure 5. It is observed that in this case, as it happens in the figures relating to stress and displacement fields, the structural member is being represented with its longitudinal axis coinciding with the horizontal direction on the plane of the page ("x" direction).

The age of the concrete at the instant of loading was set as 30 days. It was considered that all the perimeter of the column surface is exposed to the environment contact. The retardation time was valued as Tv = 600 days. The asymptotic hardening creep coefficient was considered as being  $\phi_d^* = 2,00$ , as recommended by Kawano and Warner [5]. The asymptotic creep coefficient related to visco-elastic effects,  $\phi_v^*$ , exhibit distinct values case to case, table 1, being obtained by the difference between the total asymptotic creep coefficient of NBR 6118/07 and the asymptotic hardening creep coefficient.

The analysis was performed according to the "Plane State of Stresses".

The chart in figure 6 shows the curves of the creep coefficient evolution with time, drawn from results obtained by the NBR 6118/07 model and the state model adopted in this work. It is noted a good agreement between them, confirming up that the values adopted for the state model parameters were properly fixed.

For the purposes of assessing the creep phenomenon longevity, the maximum age limit of concrete was set as 3000 days, which corresponds to the time from which the creep coefficient, virtually, stabilizes, figure 6. For the numerical simulation purposes such period of time was discretized from instant observation at 60, 120, 250, 500, 1000, 2000 and 3000 days.

# 5. Program validation

The program efficiency was checked from the comparison of its results with their corresponding obtained from a simplified algorithm, based on the Solid Mechanics principles. In the design of the latter is considered, above all, the Bernoulli hypothesis according which the sections initially planes remain in this fashion during



Table 1 - Characterization of the studied cases												
Case	Cross sectional width (m)	Reinforcement ratio (%)	Load (kN)	Environmental moisture (%)	φ*ν							
1	0.20	0.40	1320	40	1.62							
2	0.20	0.40	1320	60	0.91							
3	0.20	0.40	1320	80	0.14							
4	0.20	0.63	1340	40	1.62							
5	0.20	1.00	1388	40	1.62							
6	0.20	1.58	1444	40	1.62							
7	0.25	0.32	1644	40	1.59							
8	0.25	0.50	1665	40	1.59							
9	0.25	0.80	1700	40	1.59							
10	0.25	1.26	1764	40	1.59							
11	0.30	0.27	1962	40	1.56							
12	0.30	0.42	1988	40	1.56							
13	0.30	0.67	2029	40	1.56							
14	0.30	1.05	2083	40	1.56							
15	0.35	0.23	2280	40	1.54							
16	0.35	0.36	2310	40	1.54							
17	0.35	0.57	2346	40	1.54							
18	0.35	0.90	2408	40	1.54							
19	0.40	0.20	2604	40	1.52							
20	0.40	0.31	2626	40	1.52							
21	0.40	0.50	2668	40	1.52							
22	0.40	0.79	2724	40	1.52							

Figure 5 – Problem domain and finite element mesh																																
y,		Bar elements																														
$ \rightarrow $	91	92	93	94	95	96	97	98	99/	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	$\ge$	
$\rightarrow$	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	$\ge$	E
$ \rightarrow $	31	32	33	34	35	36	37	38	39/	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	$\bowtie$	0,4(
$ \rightarrow $	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	$\ge$	
	3,00 m															1																

\_7

the loading stage and after having achieved the equilibrium for the final load.

In the simplified model the creep strain " $\epsilon_r (t_1, t_0)$ " developed between the moment of loading " $t_o$ " and the first instant of analysis " $t_1$ " is given from:

$$\varepsilon_f(t_1, t_0) = \frac{\sigma_0}{E_c} \phi(t_1, t_0)$$
(21)

Where " $\sigma_{o}$ " is the stress on the concrete in the instant of loading, " $E_{c}$ " is the concrete deformation module at 30 days and " $\phi(t_{1}, t_{o})$ "

is the creep coefficient between the instants "t<sub>o</sub>" and "t<sub>1</sub>". The strain increase " $\Delta \epsilon_{f}(t_{k}, t_{k-1})$ " between the "t<sub>k-1</sub>" e "t<sub>k</sub>" time stage will be:

$$\Delta \varepsilon_{f}(t_{k}, t_{k-1}) = \frac{\sigma_{0}}{E_{c}} [\phi(t_{k}, t_{0}) - \phi(t_{k-1}, t_{0})] + \sum_{i=1}^{k-1} \frac{\Delta \sigma_{i}}{E_{c}} [\phi(t_{k}, t_{i}) - \phi(t_{k-1}, t_{i})]$$
(22)

Where " $\Delta \sigma_i$ " represents the stress magnitude variation given by:
$$\Delta \sigma_i = \sigma_i - \sigma_{i-1}$$
 (23)

In addition, " $\phi(\mathbf{t}_k, \mathbf{t}_l)$ " is the creep coefficient between any instants " $\mathbf{t}_i$ " and " $\mathbf{t}_k$ ". Equations 21 and 22 were corrected with the purpose to consider the steel reinforcement effect, resulting:

$$\varepsilon_{f,corr}(t_1, t_o) = \varepsilon_f(t_1, t_o) \frac{E_c A_c}{E_c A_c + E_s A_s}$$
(24)

and

$$\Delta \varepsilon_{f,corr}(t_k, t_{k-1}) = \Delta \varepsilon_f(t_k, t_{k-1}) \frac{E_c A_c}{E_c A_c + E_s A_s}$$
 (25)

where the " $E_cA_c$ " and " $E_sA_s$ " products represent the concrete and the steel axial stiffness, respectively.

The strains are then obtained from:

$$\varepsilon_f(t_i) = \varepsilon_{f,corr}(t_1, t_0) + \sum_{k=2}^i \Delta \varepsilon_{f,corr}(t_k, t_{k-1})$$
 (26)

For the validation purpose were considered the cases 3 and 6, table 1, noting up good agreement of results, figure 7. In case 6, the differences at 60 days and 3000 days were, exceptionally, the largest, reaching percentages about 4.5% and 6%, respectively. For the other concrete ages of the case 6 and all ages of the case 3, the differences did not reach the percentage of 2.5%. The obtained results from the program were comparatively bigger, which can be attributed to the fact that this computational tool take into account, distinctly of the simplified analytical algorithm, the warp-



ing of the cross sections, which, indeed, is significant in the column top vicinity, and is intensified during creep deformations.

## 6. Results and discussion

When the equilibrium configuration referring to final load was reached, the axial displacements and normal stresses field took the morphologies shown in figures 8 and 9, respectively. For all studied cases, the displacement magnitude at the top of the column and the stress on the mass of the concrete, were about 1.85 mm and 16 MPa, respectively, table 2.

By examining the stresses field, figure 9, it may be noted that the overall solid features, shows discrete stress variations, except on the region near its top, which is the loading introduction zone, where it may be observed tenuous disturbance.

The displacement curves over time has showed similar trend, registering the final values given in table 2. For cases 1, 4, 5 and 6, the creep strains evolved according the curves of figure 10. At 3000 days the corresponding fields took over distribution similar to that presented in figure 11. The smallest increase of creep displacements was about 3 mm, corresponding to 1.7 times the displacement at the instant of loading that was registered for case 3, which refers to the highest moisture content. The largest creep displacement at the instant of loading, that was noted for the case 19, concerning to the lowest moisture content and the lowest reinforcement ratio.

Due to creep deformations the mass of the concrete experienced stress relief. For cases 1, 4, 5 and 6, the magnitudes evolved in accordance to the curves of figure 12. For the other cases, the curves display similar fashion, differing mainly with regard to its values, table 2. The stresses field have stabilised at 3000 days, showing a similar way as illustrated in figure 13. The lower stress relief was about 4%, registered in case 19, while the highest was about 28%, verified to the case 6, referring to the lowest and highest reinforcement ratio, respectively. It is observed that the creep strains intensified the stress disturbance at the column top region. The stresses on the reinforcement steel bars, in the cases 1, 4, 5 and 6, evolved according the curves of figure 14, noting up vertiginous increases, after elapsed 3000 days. For the other cases the shapes



of curves were similar, however, with different magnitudes, table 3. The smallest overstress was registered to the case 3, referring to the largest environmental moisture content, whose variation was about 164%, while the largest was observed in case 15, which corresponds to the lowest reinforcement ratio, culminating in a variation about 277%, table 3. For cases 1, 7, 11, 12, 15, 16, 19 and 20, which are associated with the lowest moisture content and the lowest reinforcement ratio, table 1, ocurrs the proximity of the steel yielding condition, representing imminent risk of the structural member collapse, table 3. From the analysis of the curves in figure 15, it is noted that the creep displacements on the column top are smaller for larger reinforcement ratios, revealing its strain restraint effect. It should be noted that to reinforcement ratio about 1.58% the effective creep coefficient final value, that is defined as the ratio between the column shortening due to creep and its value at the instant of loading, was about 2.18, and, therefore, 40% lower than their corresponding, evaluated for the concrete with no reinforcement, which is equal to 3.62, table 4. With respect to the environmental moisture influence on creep displacements, figure 16, it was showed its inhibiting trend on the

phenomenon intensity, given that, for the case of reinforcement ratio about 0.4% and cross-section 0.20 m wide, the effective creep coefficient was about 2.73 for moisture content about 40%, 2.23 for moisture content about 60% and 1.65, for moisture content about 80%, so that it was observed a reduction of up to 40% on that parameter value.

## 7. Conclusions

This work refers to the creep strains analysis in reinforced concrete column, on the basis of a state model, from a non-linear orthotropic formulation and the finite element approximation.

In order to the fulfilment of this subject, it was studied some cases differentiated among themselves by the adopted reinforcement and the environmental moisture content.

The obtained results showed that for the environmental conditions adopted and the parameters of the cases analysed, the creep strains virtually stabilises themselves at 3000 days of the concrete age.

Furthermore, it was noted the occurrence of stress relief in the con-





	Table 2 – General results											
Case	Displa	cement (mm)		Stress on	concrete (MPa)	Stress increase						
Cuse	Immediate	nmediate Creep (3000 days)		Immediate Creep (3000 days)			Total (MPa)	Percentage				
1	1.85	5.06		16.0	14.6		1.4	8.8				
2	1.85	4.13		16.0	14.9		1.1	6.9				
3	1.85	3.04		16.0	15.2		0.8	5.0				
4	1.85	4.81		15.9	13.9		2.0	13.3				
5	1.86	4.51		16.1	12.9		3.2	19.9				
6	1.86	4.06		16.0	11.5		4.5	28.1				
7	1.86	5.11		16.0	14.9		1.1	6.9				
8	1.85	4.92		16.0	14.3		1.7	10.6				
9	1.85	4.62		16.0	13.4		2.6	16.3				
10	1.86	4.26		16.0	12.3		3.7	23.1				
11	1.85	5.13		16.0	15.1		0.9	5.6				
12	1.86	4.98		16.0	14.6		1.4	8.8				
13	1.86	4.74		16.0	13.9		2.1	13.1				
14	1.85	4.39		16.0	12.8		3.2	20				
15	1.85	5.13		16.0	15.2		0.8	5.0				
16	1.86	5.01		16.0	14.8		1.2	7.5				
17	1.85	4.79		16.0	14.1		1.9	11.9				
18	1.86	4.50		16.0	13.2		2.8	17.5				
19	1.85	5.14		16.0	15.3		0.7	4.4				
20	1.85	5.02		16.0	15.0		1.0	6.3				
21	1.86	4.84		16.0	14.4		1.6	10.0				
22	1.85	4.57		16.0	13.5		2.5	15.6				

crete according to values as greater as higher the adopted reinforcement ratio, agreeing with the trend reported in [4].

The analysis object of this study even pointed out the occurrence of stress increase on the steel bars that, for lower reinforcement



ratio cases, culminated with the approach of the material yielding condition, although this aspect has not been reported in [4].

In addition, it was observed that the effective creep coefficient, defined as the ratio between the column shortening due to creep and the observed contraction at the instant of loading, assumed values as lower as higher the reinforcement ratio, thus confirming its effect of deformation restraint.

The obtained results corroborated the trend reported by the scientific literature on the subject, with regard to the moisture content influence on the creep effect, since the related deformation observed was as higher as smaller the value of this parameter.

## 8. Acknowledgements

This report is part of a research work on the numerical simulation of the creep strains on reinforced concrete members supported by the Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES and by the Pró-Reitoria de Pesquisa da Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN. Their support is gratefully acknowledged.

## 9. References

[01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto -Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.







- [02] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. CEB-FIP Model Code 1990: Design Code. Thomas Telford, Londres, 1993.
- [03] HOGNESTAD, E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bolletin n. 399, Urbana, Illinóis, Vol. 49, n 22, 1951.
- [04] KATAOTA, L.T.; MACHADO, M.A.S.; BITTENCOURT, T.N. Análise Numérica da Transferência de Carga do Concreto para a Armadura em Pilares de Concreto Armado Devida à Fluência e Retração. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 52, 2010. Fortaleza. Anais... Fortaleza: IBRACON, 2010.
- [05] KAWANO, A.; WARNER, R.F. Model Formulations for Numerical Creep Calculations for Concrete. Journal of Structural Engineering, [S.I.], vol. 122, n.3, p. 284-290, 1996.
- [06] KUPFER, H.B.; GERSTLE, K.H. Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses. Journal of Engineering Mechanics, [S.I.], vol. 99, n. 4, p. 853-866, 1973.
- [07] KWAK, H.G.; FILIPPOU, F.C. Finite Elements Analysis



Table 3 -	Normal stresses on the reinf	orcement ste	eel bars		
Stress in the	e reinforcement (MPa)	Stress increase			
Initial	Final (3000 days)		Total (MPa)	Percentage	
129.4	482.2		352.8	272.7	
129.4	417.4		288.0	222.6	
129.4	342.0		212.7	164.4	
129.0	464.3		335.3	259.9	
130.0	442.8		312.8	240.6	
129.6	409.1		279.5	215.7	
129.8	486.6		356.9	275.0	
129.6	472.3		342.8	264.5	
129.2	450.4		321.2	248.5	
129.6	423.9		294.3	227.1	
129.6	487.9		358.4	276.6	
129.8	477.2		347.4	267.7	
129.9	459.9		330.0	254.0	
129.5	434.3		304.7	235.3	
129.4	488.2		358.8	277.2	
129.9	479.9		350.0	269.5	
129.7	463.7		334.0	257.6	
129.8	442.7		312.8	240.9	
129.7	489.1		359.4	277.1	
129.6	480.1		350.5	270.4	
129.8	467.1		337.3	259.9	
129.6	447.1		317.5	245.1	
	Table 3 -         Stress in the         Initial         129.4         129.4         129.4         129.4         129.4         129.4         129.6         129.6         129.6         129.6         129.6         129.6         129.7         129.8         129.7         129.8         129.7         129.8         129.7         129.8         129.7         129.8         129.7         129.8         129.7         129.8         129.7         129.8         129.7         129.8         129.7         129.8         129.7	Table 3 - Normal stresses on the reinforcement (MPa)Initial Final (3000 days)129.4482.2129.4417.4129.4417.4129.4342.0129.0464.3130.0442.8129.6409.1129.6472.3129.2450.4129.6487.9129.8477.2129.9459.9129.5434.3129.4488.2129.7463.7129.8442.7129.7489.1129.6480.1129.8467.1129.6447.1	Table 3 - Normal stresses on the reinforcement (MPa)           Initial         Final (3000 days)           129.4         482.2           129.4         417.4           129.4         417.4           129.4         442.0           129.0         464.3           130.0         442.8           129.6         409.1           129.6         472.3           129.6         472.3           129.6         486.6           129.6         472.3           129.6         472.3           129.6         487.9           129.6         487.9           129.8         477.2           129.9         459.9           129.5         434.3           129.4         488.2           129.9         479.9           129.7         463.7           129.8         442.7           129.7         469.1           129.6         480.1           129.6         480.1           129.6         447.1	Table 3 - Normal stresses on the reinforcement (MPa)         Stress in the reinforcement (MPa)           Initial         Final (3000 days)         Total (MPa)           129.4         482.2         352.8           129.4         417.4         288.0           129.4         417.4         288.0           129.4         442.0         212.7           129.0         464.3         335.3           130.0         442.8         312.8           129.6         409.1         279.5           129.8         486.6         356.9           129.2         450.4         321.2           129.6         472.3         342.8           129.2         450.4         321.2           129.6         423.9         294.3           129.6         423.9         294.3           129.6         487.9         358.4           129.9         459.9         330.0           129.5         434.3         304.7           129.4         488.2         358.8           129.9         479.9         350.0           129.7         463.7         344.0           129.4         488.2         358.8	

		Table 4 – Longitudinal di	splacement on the col	umn top				
Case	Disp	lacement (mm)	(	Creep coefficient				
Case	Initial	Creep (3000 days)	Effective	NBR	Difference (%)			
1	1.85	5.06	2.73	3.62	24.5			
2	1.85	4.13	2.23	2.91	23.5			
3	1.85	3.04	1.65	2.14	23.1			
4	1.85	4.81	2.61	3.62	28.0			
5	1.86	4.51	2.42	3.62	33.1			
6	1.86	4.06	2.18	3.62	39.7			
7	1.86	5.11	2.76	3.59	23.2			
8	1.85	4.92	2.65	3.59	26.0			
9	1.85	4.62	2.50	3.59	30.4			
10	1.86	4.26	2.29	3.59	36.1			
11	1.85	5.13	2.77	3.56	22.2			
12	1.86	4.98	2.68	3.56	24.6			
13	1.86	4.74	2.55	3.56	28.4			
14	1.85	4.39	2.37	3.56	33.4			
15	1.85	5.13	2.78	3.54	21.5			
16	1.86	5.01	2.70	3.54	23.6			
17	1.85	4.79	2.58	3.54	26.9			
18	1.86	4.50	2.42	3.54	31.5			
19	1.85	5.14	2.77	3.52	21.1			
20	1.85	5.02	2.71	3.52	23.0			
21	1.86	4.84	2.61	3.52	25.9			
22	1.85	4.57	2.46	3.52	30.0			

of Reinforced Concrete Structures Under Monotonic Loads. Report UCB/SEMM-90/14, Berkeley, Califórnia, 1990.

[08] MADUREIRA, E.L. Simulação Numérica do Comportamento Mecânico de Elementos de Concreto Armado Afetados pela Reação Álcali-Agregado. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2007.

[09] NGO, D.; SCORDELIS, A.C. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. Journal of ACI, [S.I.], vol. 64, n. 3, p. 152-163, 1967.









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

## **Creep strains on reinforced concrete columns**

## Deformações por fluência em pilares de concreto armado

E. L. MADUREIRA <sup>a</sup> edmadurei@yahoo.com.br

T. M. SIQUEIRA <sup>b</sup> tiagosiqueira12@hotmail.com

E. C. RODRIGUES ° edmilsoncrodrigues@gmail.com

## Abstract

A concrete element when kept under sustained load presents progressive strain over time, associated to the creep. In reinforced concrete columns, such deformations cause the stress increase in the steel bars of the reinforcement and may induce the material to undergo the yielding phenomenon. The pioneering formulations about the creep effect, developed on the base of creep coefficient, are applicable, especially, when the stress magnitude remains constant. Its application to reinforced concrete members, which exhibits change in stress magnitude, requires simplifications of which result the memory models, which have the disadvantage of requiring the storage of the stress history. To overcome the difficulties related to the excessive demand for computer memory, State models have been developed that dispense such robustness of storage. The subject of this work is the analysis of creep deformations in reinforced concrete columns on the base of a state model fixing its physical parameters from results obtained through the NBR 6118/07 formulation. The results showed that, in the elapse of the phenomenon, occurs stresses transfer from the concrete mass to the reinforcement steel bars which, in turn, have the effect of restrain the creep strains, confirming, in some cases, an imminent material yielding condition.

Keywords: reinforced concrete, column, creep, simulation.

## Resumo

Um elemento de concreto quando mantido sob tensão apresenta deformação progressiva no decorrer do tempo, aditiva à deformação imediata ao carregamento. Em pilares de concreto armado, as deformações por fluência promovem o acréscimo de tensões nas barras de aço, podendo induzir o material a experimentar o escoamento. As formulações pioneiras do efeito de fluência, desenvolvidas com base no coeficiente de fluência, são aplicáveis, sobretudo, quando as tensões se mantêm constantes. Sua aplicação a elementos de concreto armado, que apresentam variações de tensões, requer simplificações das quais resultam os modelos de memória, que têm a desvantagem de exigir o armazenamento do histórico de tensões. Para suplantar as dificuldades ligadas à excessiva demanda de memória de computador, foram desenvolvidos os modelos de estado que dispensam tal robustez de armazenamento. O objetivo deste trabalho é a análise das deformações por fluência em pilares de concreto armado, realizada com base em um modelo de estado, com parâmetros fixados a partir da formulação da NBR 6118/07. Os resultados obtidos revelaram que, no decorrer do fenômeno, verifica-se a transferência de esforços do concreto para as barras da armadura de aço, que por sua vez exercem o efeito de contenção das deformações correlatas, confirmando-se, em alguns casos, o estabelecimento de uma condição de iminente escoamento do material.

Palavras-chave: concreto armado, pilar, fluência, simulação.

Received: 03 Oct 2012 • Accepted: 22 Apr 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, RN, Brasil 59078-900

## 1. Introdução

O estado de solicitações referente a carregamentos que atuam ininterruptamente promove deformações em elementos de concreto que progridem no decorrer do tempo, caracterizando o fenômeno conhecido por deformação lenta.

Essas deformações decorrem, sobretudo, da fluência associada ao comportamento viscoso da camada de água adsorvida à superfície dos grãos de cimento no concreto endurecido (McGREGOR, 1997), apud[8]. As deformações por fluência são mais acentuadas nos primeiros meses da vida útil da estrutura, quando apresentam taxas mais elevadas. Podem delongar-se por períodos de até dez anos, muito embora, em fases mais avançadas, evoluam mediante taxas modestas. Há casos nos quais as deformações por fluência podem assumir magnitudes superiores a três vezes a deformação verificada no instante imediato ao carregamento, induzindo movimentações estruturais de similar ordem de grandeza [8].

Dentre os fatores relevantes que influenciam a deformação lenta incluem-se a umidade ambiental, a razão entre a tensão aplicada e a resistência do concreto, e, a taxa de armadura.

Em se tratando de membros de concreto armado as deformações devidas à fluência podem modificar de forma expressiva os campos de tensões em seus elementos constituintes. Em pilares, especificamente, promovem o alívio de tensões na massa de concreto e o acréscimo de tensões nas barras de aço, podendo induzir este último a experimentar o fenômeno de escoamento.

As formulações pioneiras para modelagem da deformação lenta foram desenvolvidas a partir do conceito de coeficiente de fluência. São aplicáveis, sobretudo, a elementos para os quais as tensões no concreto mantêm-se constantes no decorrer do tempo. Sua adequação a elementos de concreto armado, que apresentam variações de tensões durante o fenômeno, depende da aplicação de artifícios simplificadores, resultando os modelos de memória. Tais formulações recebem esta denominação em razão de exigirem em sua sequência de cálculo, o armazenamento do histórico de tensões, resultando em volume de armazenamento de grande envergadura, a ponto de tornar a modelagem inviável.

Visando suplantar as deficiências ligadas à robustez de armazenamento, foram concebidos os modelos de estado que prevêem a consideração, exclusivamente, das tensões do instante anterior ao analisado.

O objetivo deste trabalho é a simulação das deformações por fluência em pilares de concreto armado, com base em um modelo de estado, com parâmetros fixados a partir de resultados obtidos mediante a formulação da NBR 6118/07, voltada, sobretudo, para a análise da influência da taxa de armadura e da umidade sobre o fenômeno.

## 2. Modelagem

### 2.1 Resposta do concreto imediata ao carregamento

A análise numérica foi realizada segundo procedimento iterativo incremental e aproximação por elementos finitos. A modelagem matemática adotada pautou-se na formulação ortotrópica não-linear proposta por Kwak e Filippou [7], segundo a qual os elementos da matriz constitutiva a utilizar são definidos com base em equações semelhantes àquelas empregadas em solicitação uniaxial, tomando-se, porém, como referência, as deformações equivalentes" $\epsilon_{ei}$ ", que para cada um dos planos principais, são dadas por:

$$\varepsilon_{ei} = \varepsilon_i + D_{ij}\varepsilon_j / D_{ii}$$
(1)

Os índices "i" e "j" se referem às direções dos planos principais. Os parâmetros "**D**<sub>ij</sub>" representam os elementos da matriz constitutiva. Para a simulação do concreto solicitado à compressão adotaram-se as relações constitutivas propostas por Hognestad [3], apresentadas na forma:

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

$$\sigma_{i} = \sigma_{ip} \left( 1 - \frac{3}{20} \frac{\varepsilon_{ei} - \varepsilon_{ip}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{ip}} \right) \text{ para } \varepsilon_{cu} < \varepsilon_{ei} < \varepsilon_{ip}.$$
(2)

As constantes " $\varepsilon_{ip}$ " e " $\sigma_{ip}$ " representam a deformação e a tensão de pico do concreto, segundo a direção principal "i", e, " $\varepsilon_{cu}$ " a deformação limite de ruptura. Essas equações representam os trechos de endurecimento e de amolecimento, segmentos **OA** e **AB**, respectivamente, da curva da figura 1.

Para a representação do comportamento do concreto solicitado à tração, foi adotado o modelo das fissuras distribuídas, cujas vantagens são considerar o campo de deslocamentos como se fosse continuo, e, dispensar modificações de caráter topológico na malha de elementos finitos, no decorrer do processamento inerente a suas etapas de cálculo, conforme apresentado em [7].

Além disso, foi adotado o padrão de fissuração multidirecional, representado por um sistema de fissuras mutuamente ortogonais rotativas, no qual a inclinação de seus planos é condicionada ao estado de tensões corrente, podendo modificar-se conforme o estágio do carregamento.



O comportamento do concreto, para deformações de magnitude inferior àquela correspondente à resistência à tração, trecho **OC** da curva da figura 1, é considerado linear elástico. Para deformações de magnitude superior, seu comportamento é plástico com amolecimento, sendo representado pelo segmento de reta **CD**, definido, inclusive, conforme o valor da deformação última em tração, " $\varepsilon_o$ ". A deformação última do concreto fissurado, admitindo-se a uniformidade da rigidez ao longo do elemento finito seria dada por:

$$\varepsilon_o = \frac{2.G_f}{f_t} \tag{3}$$

Onde os parâmetros " $\mathbf{f}_t$ " e " $\mathbf{G}_f$ " representam, respectivamente, a resistência à tração e a energia de fraturamento por unidade de área do concreto, este último definido conforme os critérios do CEB-FIP model code 1990 [2].

Entretanto o padrão de fissuração promove perturbação na uniformidade e continuidade da massa de concreto, induzindo variação de propriedades mecânicas no interior do elemento finito. Quanto maior a dimensão do elemento finito tanto maior será a variação de rigidez em seu interior. Com o objetivo de compensar os erros decorrentes de tais variações, neste trabalho, para elementos de dimensão superior a 75 mm, é utilizado o recurso proposto por Kwak e Filippou [7], definindo-se a deformação última de tração a partir de:

$$\varepsilon_o = \frac{2.G_f.\ln(0.075/b)}{f_t.(0.075-b)}$$
(4)

para a qual "**b**" é a dimensão do elemento finito, expressa em metros. O módulo de deformação adotado para o concreto será o módulo secante, " $E_c$ ", dado a partir de:

$$E_c = 0.85 E_0$$
 (5)

onde "E<sub>o</sub>" é o módulo de deformação inicial expresso, segundo [1], na forma da equação 6 apresentada a seguir.

$$E_0 = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (MPa) \tag{6}$$

Sendo o " $\mathbf{f}_{ck}$ " a resistência característica à compressão do concreto. As tensões limite no concreto são definidas a partir da envoltória proposta por Kupfer e Gerstle [6], figura 2, cuja representação analítica em estado de compressão biaxial é da forma:

(7)

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

onde  $\beta_1 = \sigma_1 / f_c$ ,  $\beta_2 = \sigma_2 / f_c$ . " $\sigma_1$ " e " $\sigma_2$ " são as tensões principais com  $0 > \sigma_1 > \sigma_2$ . " $f_c$ " é a resistência à compressão uniaxial do concreto. Fazendo-se, na Equação 7,  $\alpha = \sigma_1 / \sigma_2$ , as tensões de pico no concreto, segundo as direções principais, serão dadas por:

$$\sigma_{2c} = \frac{1+3.65.\alpha}{(1+\alpha)^2} f_c \quad e \quad \sigma_{1c} = \sigma_{cu} = \alpha.\sigma_2$$
(8)

As deformações referentes às tensões de pico em estado de compressão biaxial, " $\epsilon_{2p}$ " e " $\epsilon_{1p}$ ", segundo [7], são obtidas conforme as expressões:

$$\varepsilon_{2p} = \varepsilon_{co} \left( 3\beta_2 - 2 \right) e$$
  

$$\varepsilon_{1p} = \varepsilon_{co} \left( -1.6\beta_1^3 + 2.25\beta_1^2 + 0.35\beta_1 \right)$$
(9)

onde  $\beta_1 = \frac{\sigma_{1p}}{f_c}$ ,  $\beta_2 = \frac{\sigma_{2p}}{f_c}$ . O parâmetro " $\varepsilon_{co}$ " é a deformação correspondente à tensão de compressão de pico para estado

uniaxial de tensões. Para o concreto submetido ao estado plano de tensões utiliza-se a relação constitutiva na forma incremental proposta por Desai e

a relação constitutiva na forma incremental proposta por Desai e Siriwardance, (apud [7]), escrita mediante:

$$\begin{vmatrix} d\sigma_{1} \\ d\sigma_{2} \\ d\tau_{12} \end{vmatrix} = \frac{1}{1 - \nu^{2}} \begin{vmatrix} E_{1} & \nu \sqrt{E_{1}E_{2}} & 0 \\ \nu \sqrt{E_{1}E_{2}} & E_{2} & 0 \\ 0 & 0 & (1 - \nu^{2}).G \end{vmatrix} \begin{vmatrix} d\varepsilon_{1} \\ d\varepsilon_{2} \\ d\gamma_{12} \end{vmatrix}$$
(10)





onde "d $\sigma_1$ ", "d $\sigma_2$ " e "d $\tau_{12}$ " são os incrementos de tensões nas direções principais. Os "E<sub>1</sub>'s" são os módulos de deformação tangente referentes a tais direções e "v" é o coeficiente de Poisson. O parâmetro "G" é o módulo de deformação transversal dado a partir de:

$$(1 - v^2).G = 0.25 \left( E_1 + E_2 - 2v \sqrt{E_1.E_2} \right)$$
 (11)

Na análise em pauta foram adotados elementos finitos em suas versões isoparamétricas de aproximação quadrática.

A região da massa de concreto é discretizada a partir dos elementos planos quadriláteros de oito pontos nodais **Q8**, mostrados na figura 3.a.

## 2.2 Resposta do aço imediata ao carregamento

O comportamento do aço é considerado elástico perfeitamente plástico. Em razão da grande flexibilidade transversal das barras da armadura de aço, apenas sua rigidez axial é considerada, sendo então simuladas mediante os elementos lineares de três pontos nodais L3, figura 3.b. Desta forma, a matriz de rigidez correlata, "K", é expressa mediante:

$$K = \frac{2AE}{L} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 \\ 0 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & 2 \end{bmatrix}$$
(12)

onde "E" representa o módulo de elasticidade do aço, considerado igual a **210.000 MPa**. "**A**" é a área da seção transversal da armadura, enquanto "L" representa o comprimento do elemento finito unidimensional.

## 2.3 Deformações por fluência

A deformação por fluência, " $\epsilon_c(t)$ ", é simulada a partir do modelo de estado proposto por Kawano e Warner [5], sendo dada pelas expressões:

$$\varepsilon_{c}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{cv}(t)$$
(13)
$$\varepsilon_{cd}(t) = -\frac{1}{E_o} \int_0^t \frac{d\phi_d(t,\tau)}{d\tau} \sigma(\tau) d\tau \quad e$$

$$\varepsilon_{cv}(t) = -\frac{1}{E_o} \int_0^t \frac{d\phi_v(t,\tau)}{d\tau} \sigma(\tau) d\tau \quad (14)$$



Onde " $\varepsilon_{cd}(t)$ " e " $\varepsilon_{cv}(t)$ " são as parcelas de deformação devido ao endurecimento e ao efeito visco-elástico, respectivamente. As funções " $\phi_d(\tau,\tau)$ " e " $\phi_v(\tau,\tau)$ " representam seus respectivos coeficientes de fluência. Em suas versões incrementais as referidas parcelas apresentam-se na forma:

$$\Delta \varepsilon_{cd}(t_n) = \frac{1}{E_o} \sigma(t_{n-1}) \cdot \left[ \phi_d(t_n, t_o) - \phi_d(t_{n-1}, t_o) \right]$$
(15)

$$\Delta \varepsilon_{cv}(t_n) = \left[\frac{\phi_v^*}{E_o} \sigma(t_{n-1}) - \varepsilon_{cv}(t_{n-1})\right] [1 - e^{-\Delta t_n / T_v}]$$
(16)

com:

e:

$$\phi_d(t_n, t_o) = \frac{(t_n - t_o)^{0.6}}{10 + (t_n - t_o)^{0.6}} .\phi_d^*$$
(17)

$$\phi_{v}(t_{n},t_{j}) = [1 - e^{-(t_{n} - t_{j})/T_{v}}] \cdot \phi_{v}^{*}$$

Sendo " $\phi_{d}^{*}$ " e " $\phi_{v}^{*}$ " os valores finais dos coeficientes de fluência para as duas parcelas, e, " $T_{v}$ " o tempo de retardamento. " $t_{n}$ " é o instante para o qual as deformações por fluência estão sendo calculadas, " $t_{n-1}$ " é o instante discreto, imediatamente anterior ao instante " $t_{n}$ ", e, " $t_{o}$ " é a idade do concreto na data do carregamento.

Em cada instante " $\boldsymbol{t}_{n}$ " as deformações por fluência serão dadas mediante:

(18)

$$\varepsilon_c(t_n) = \varepsilon_c(t_{n-1}) + \Delta \varepsilon_c(t_n)$$
(1)

O acréscimo de deformações é dado pela equação 20, apresentada adiante.

$$\Delta \varepsilon_c(t_n) = \Delta \varepsilon_{cd}(t_n) + \Delta \varepsilon_{cv}(t_n)$$
(20)

Para os efeitos deste trabalho admite-se que, no decorrer de cada intervalo de tempo, as intensidades das tensões manter-se-ão constantes. Sua variação ao longo de todo o período de observação do fenômeno é expressa por uma função do tipo degrau.

## 3. Suporte computacional

Com vistas à aquisição dos resultados voltados ao cumprimento dos objetivos deste trabalho, foi empregado o "software" Análise Constitutiva Não-Linear – ACNL [8]. O programa foi estruturado segundo procedimento iterativo incremental e o Método dos Elementos Finitos (MEF), sobre uma Formulação Ortotrópica não Linear [7]. O programa abrange, inclusive, em sua pauta algorítmica a formulação dos elementos descritos no item 2.

## 4. Modelos estudados

Os modelos estudados constituem pilares de **3,00 m** de comprimento e seção transversal retangular com **0,40 m** de altura e base que difere de caso a caso, moldados em concreto **C 40**, armados com barras de aço **CA-50 A**, figura 4.

O elemento estrutural é submetido a um processo de carregamento gradativo, mediante a ação de uma carga distribuída uniformemente ao longo da altura da seção de seu topo, cuja intensidade evolui de zero até um valor final da ordem de 40% da tensão de pico do concreto, tabela 1, atendendo às limitações, em termos de tensões, do modelo de Fluência recomendado pela NBR 6118/07. A análise foi realizada sobre vinte e dois casos, diferenciados pela dimensão da seção transversal, pela taxa de armadura e pela umidade do meio ambiente, conforme colunas 2, 3 e 5, respectivamente, da tabela 1.

O domínio do problema foi definido a partir do retângulo de dimensão horizontal igual ao comprimento do pilar e dimensão vertical igual à altura de sua seção transversal e discretizado com base em elementos planos quadrados, e de elementos lineares, ambos de dimensão igual a **0,10 m**, resultando a malha composta de 60 elementos lineares e 120 elementos planos, figura 5. Observa-se que neste caso, assim como acontece nas figuras referentes aos campos de deslocamentos e de tensões, o membro estrutural está sendo representado com seu eixo longitudinal coincidindo com a direção horizontal no plano da página (direção "x").

A idade do concreto na data do carregamento foi fixada em trinta dias. Considerou-se que todo o perímetro da superfície do pilar está em contato com o meio ambiente. O tempo de retardamento foi avaliado em T<sub>v</sub> = 600 dias. O coeficiente final de fluência de endurecimento foi considerado como sendo  $\phi_d^*$  = 2,00, conforme recomendação de Kawano e Warner [5]. O coeficiente final de fluência associado aos efeitos visco-elásticos,  $\phi_v^*$ , apresenta valor distinto conforme o caso, tabela 1, sendo obtido mediante a diferença entre o coeficiente de fluência da NBR 6118/07 e o coeficiente final de fluência de endurecimento.

A análise foi realizada segundo a modalidade "Estado Plano de Tensões". O gráfico da figura 6 mostra as curvas da evolução do coeficiente de fluência com o tempo, traçadas a partir de resultados obtidos mediante o modelo da NBR 6118/07 e o modelo de estado empregado. Constata-se boa concordância entre elas comprovando-se que os valores dos parâmetros do modelo de estado adotado foram apropriadamente fixados.

Para fins de avaliação da longevidade do fenômeno de fluência a idade limite máxima do concreto foi fixada em 3000 dias, que corresponde à época a partir da qual o coeficiente de fluência praticamente estabiliza-se, figura 6. Para efeito da simulação numérica tal período de tempo foi discretizado nos instantes de observação aos 60, 120, 250, 500, 1000, 2000 e 3000 dias.



Γ

Tabela 1 – Caracterização dos casos estudados											
Casos	Base (m)	Taxa de armadura (%)	Carga (kN)	Umidade do ambiente (%)	<b>φ</b> *v						
1	0,20	0,40	1320	40	1,62						
2	0,20	0,40	1320	60	0,91						
3	0,20	0,40	1320	80	0,14						
4	0,20	0,63	1340	40	1,62						
5	0,20	1,00	1388	40	1,62						
6	0,20	1,58	1444	40	1,62						
7	0,25	0,32	1644	40	1,59						
8	0,25	0,50	1665	40	1,59						
9	0,25	0,80	1700	40	1,59						
10	0,25	1,26	1764	40	1,59						
11	0,30	0,27	1962	40	1,56						
12	0,30	0,42	1988	40	1,56						
13	0,30	0,67	2029	40	1,56						
14	0,30	1,05	2083	40	1,56						
15	0,35	0,23	2280	40	1,54						
16	0,35	0,36	2310	40	1,54						
17	0,35	0,57	2346	40	1,54						
18	0,35	0,90	2408	40	1,54						
19	0,40	0,20	2604	40	1,52						
20	0,40	0,31	2626	40	1,52						
21	0,40	0,50	2668	40	1,52						
22	0,40	0,79	2724	40	1,52						



## 5. Validação do programa

A eficiência do programa foi aferida a partir da comparação de seus resultados com os seus correspondentes obtidos através de um algoritmo simplificado, elaborado com base nos postulados da Mecânica dos Sólidos. Na concepção deste último é considerada, sobretudo, a hipótese de Bernoulli segundo a qual as seções inicialmente planas assim permanecem no decorrer do estágio de carregamento e após ter sido atingida a configuração de equilíbrio para a carga final.

No modelo simplificado a deformação por fluência " $\epsilon_f(t_1, t_0)$ " entre o instante de carregamento " $t_o$ " e o primeiro instante de observa-

$$\varepsilon_f(t_1, t_0) = \frac{\sigma_0}{E_c} \phi(t_1, t_0)$$
(21)

Onde " $\sigma_{o}$ " é a tensão no concreto no instante imediato ao carregamento, " $\mathbf{E}_{c}$ " é o módulo de deformação do concreto dado pela Equação 5, tomado aos 28 dias de idade, e, " $\phi(\mathbf{t}_{1}, \mathbf{t}_{o})$ " é o coeficiente de fluência entre os instantes " $\mathbf{t}_{o}$ " e " $\mathbf{t}_{1}$ ". A deformação incremental " $\Delta \epsilon_{f}(\mathbf{t}_{k}, \mathbf{t}_{k-1})$ " entre os instantes consecutivos " $\mathbf{t}_{k-1}$ " e " $\mathbf{t}_{k}$  será :

$$\Delta \varepsilon_{f}(t_{k}, t_{k-1}) = \frac{\sigma_{0}}{E_{c}} [\phi(t_{k}, t_{0}) - \phi(t_{k-1}, t_{0})] + \sum_{i=1}^{k-1} \frac{\Delta \sigma_{i}}{E_{c}} [\phi(t_{k}, t_{i}) - \phi(t_{k-1}, t_{i})]$$
(22)

Onde "Δσ;" representa a variação na intensidade da tensão dada por:

$$\Delta \sigma_i = \sigma_i - \sigma_{i-1}$$
 (23)

Além disso, " $\phi(t_k, t_i)$ " é o coeficiente de fluência entre quaisquer instantes " $t_i$ " e " $t_k$ ".

As equações 21 e 22 foram corrigidas com o objetivo de considerar-se o efeito da armadura de aço, resultando as expressões:

$$\varepsilon_{f,corr}(t_1,t_o) = \varepsilon_f(t_1,t_o) \frac{E_c A_c}{E_c A_c + E_s A_s}$$
(24)

$$\Delta \varepsilon_{f,corr}(t_k, t_{k-1}) = \Delta \varepsilon_f(t_k, t_{k-1}) \frac{E_c A_c}{E_c A_c + E_s A_s}$$
(25)

onde " $E_cA_c$ " e " $E_sA_s$ " representam as rigidezes axiais do concreto e do aço, respectivamente.

As deformações são então obtidas a partir de:

$$\varepsilon_{f}(t_{i}) = \varepsilon_{f,corr}(t_{1},t_{0}) + \sum_{k=2}^{i} \Delta \varepsilon_{f,corr}(t_{k},t_{k-1})$$
 (26)



Para efeito da validação foram considerados os casos 3 e 6, tabela 1, constatando-se boa concordância de resultados, figura 7. Para o caso 6, aos 60 dias e 3000 dias as diferenças foram, excepcionalmente, maiores, atingindo os percentuais de 4,5% e 6%, respectivamente. Para as demais idades do caso 6 e todas as idades do caso 3, as diferenças não atingiram os 2,5%. Os resultados obtidos a partir do programa foram, comparativamente, maiores, o que pode ser atribuído ao fato desta ferramenta computacional levar em conta, distintamente do algoritmo simplificado analítico, os encurvamentos das seções transversais, que por sinal são significativos na vizinhança do topo do pilar, e acentuados no decorrer das deformações por fluência.

## 6. Resultados e discussões

Uma vez atingida a configuração de equilíbrio referente à carga final, os campos de deslocamentos axiais e os de tensões normais assumiram as morfologias das figuras 8 e 9, respectivamente. Para todos os casos estudados, as magnitudes dos deslocamentos no topo do pilar e a tensão na massa de concreto, foram da ordem de 1,85 mm e de 16 MPa, respectivamente, tabela 2.

Examinando-se os campos de tensões, figura 9, constata-se que o sólido apresenta, de modo global, variação discreta de tensões, excetuando-se a região da vizinhança de seu topo, que constitui a zona de introdução do carregamento, onde se percebe tênue perturbação.

As curvas do deslocamento ao longo do tempo apresentaram tendência semelhante, registrando-se os valores finais indicados na tabela 2. Para os casos 1, 4, 5 e 6, os deslocamentos por fluência evoluíram conforme as curvas da figura 10. Aos 3000 dias os campos correspondentes, assumiram distribuição semelhante à apresentada na figura 11. O menor acréscimo de deslocamentos por fluência foi de 3 mm, correspondendo a 1,7 vezes o deslocamento imediato ao carregamento, tendo sido assinalado para o caso 3, que se refere ao maior teor de umidade. O maior deslocamento por fluência foi de 5 mm, que é 2,8 vezes o valor obtido no instante imediato ao carregamento, sendo constatado para o caso 19, concernente ao menor teor de umidade e à menor taxa de armadura. Em face das deformações por fluência a massa de concreto ex-



perimentou alívio de tensões. Para os casos 1, 4, 5 e 6, as intensidades evoluíram conforme as curvas da figura 12. Para os demais casos as curvas exibem aspecto semelhante, diferindo, sobretudo, no tocante aos valores, tabela 2. Os campos de tensões estabilizaram-se por volta dos 3000 dias, apresentando forma semelhante à ilustrada na figura 13. O menor alívio de tensões foi da ordem de 4%, registrado para o caso 19, ao passo que o maior foi de 28%, verificado para o caso 6, que se referem à menor e à maior taxa de armadura, respectivamente. Observa-se que as deformações por fluência intensificaram a perturbação de tensões na região do topo do pilar.

As tensões nas barras da armadura de aço, casos 1, 4, 5 e 6, evoluíram conforme as curvas da figura 14, constatando-se acréscimos vertiginosos de intensidade, após transcorridos 3000 dias. Para os demais casos os formatos das curvas foram semelhantes, porém, com magnitudes diferentes, tabela 3. A menor sobretensão registrou-se para o caso 3, referente à maior umidade ambiental, com variação da ordem de 164%, enquanto a maior foi observada para o caso 15, que corresponde à menor taxa de armadura, culminando em variação da ordem de 277%, tabela 3. Para os casos 1, 7, 11, 12, 15, 16, 19 e 20, que estão associados às menores umidades e taxas de armadura, tabela 1, constata-se a proximidade da condição de escoamento do aço, representando risco iminente de colapso do elemento estrutural, tabela 3.

Analisando-se as curvas da figura 15, constata-se que os deslocamentos do topo do pilar devido à fluência do concreto são menores para taxas de armadura maiores, revelando seu efeito de contenção de deformações. Ressalta-se que para uma taxa de armadura de 1,58% o valor final do coeficiente efetivo de fluência, definido como a razão entre o encurtamento da coluna devido à fluência e a sua contração no instante imediato ao carregamento, é da ordem de 2,18, e, portanto, 40% inferior ao seu correspondente, avaliado para o concreto simples, que é igual a 3,62, tabela 4.

Quanto à influência da umidade ambiental nos deslocamentos por fluência, figura 16, observou-se sua tendencia inibidora sobre a intensidade do fenômeno, haja vista que, para o caso de taxa de armadura



	Figura 9	- Cam	de tensões normais imediatas ao carregamento – Caso 14
Tei	nsão (MP	a)	Campo de Tensões na Direção "x"
Faixa	Início	Fim	
01	-17,98	-16,19	
02	-16,19	-14,39	
03	-14,39	-12,59	
04	-12,59	-10,79	
05	-10,79	-8,99	
06	-8,99	-7,19	
07	-7,19	-5,40	
08	-5,40	-3,60	
09	-3,60	-1,80	
10	-1.80	0.00	

Tabela 2 – Resultados gerais											
Caso	Desic	ocamento (mm)	Tensão	no concreto (MPa)	Stress ir	ncrease					
Cuso	Imediato	Fluência (3000 dias)	Imediato	Fluência (3000 dias)	Total (MPa)	Percentual					
1	1,85	5,06	16,0	14,6	1,4	8,8					
2	1,85	4,13	16,0	14,9	1,1	6,9					
3	1,85	3,04	16,0	15,2	0,8	5,0					
4	1,85	4,81	15,9	13,9	2,0	13,3					
5	1,86	4,51	16,1	12,9	3,2	19,9					
6	1,86	4,06	16,0	11,5	4,5	28,1					
7	1,86	5,11	16,0	14,9	1,1	6,9					
8	1,85	4,92	16,0	14,3	1,7	10,6					
9	1,85	4,62	16,0	13,4	2,6	16,3					
10	1,86	4,26	16,0	12,3	3,7	23,1					
11	1,85	5,13	16,0	15,1	0,9	5,6					
12	1,86	4,98	16,0	14,6	1,4	8,8					
13	1,86	4,74	16,0	13,9	2,1	13,1					
14	1,85	4,39	16,0	12,8	3,2	20					
15	1,85	5,13	16,0	15,2	0,8	5,0					
16	1,86	5,01	16,0	14,8	1,2	7,5					
17	1,85	4,79	16,0	14,1	1,9	11,9					
18	1,86	4,50	16,0	13,2	2,8	17,5					
19	1,85	5,14	16,0	15,3	0,7	4,4					
20	1,85	5,02	16,0	15,0	1,0	6,3					
21	1,86	4,84	16,0	14,4	1,6	10,0					
22	1,85	4,57	16,0	13,5	2,5	15,6					

de 0,4% e seção transversal com largura de 0,20 m, o coeficiente efetivo de fluência foi de aproximadamente 2,73, à umidade de 40%, 2,23 à umidade de 60% e 1,65, à umidade de 80%, notando-se uma redução de até 40% para o parâmetro ora analisado.



## 7. Conclusões

Este trabalho se refere à análise das deformações por fluência em pilar de concreto armado, com base em um modelo de estado, a partir de uma formulação ortotrópica não linear e aproximação por elementos finitos.

Com vistas ao cumprimento de tal objetivo foram estudados alguns casos diferenciados entre si pela taxa de armadura adotada e pela umidade ambiental.

Os resultados obtidos revelaram que para as condições ambientais adotadas e os parâmetros dos casos analisados, as deformações por fluência praticamente estabilizaram-se aos 3000 dias de idade do concreto.

Além disso, constatou-se a ocorrência de alívio de tensões no concreto em índices tanto maiores quanto maior a taxa de armadura adotada, concordando com a tendência reportada em [4].

A análise objeto deste trabalho ressaltou, inclusive, a ocorrência de acréscimo de tensões nas barras de aço que, para os casos de menores taxas de armadura, culminou com a aproximação da condição de escoamento do material, embora este aspecto não tenha sido reportado em [4].

Além disso, verificou-se que o coeficiente efetivo de fluência, definido como a razão entre o encurtamento da coluna devido à fluência e a sua contração no instante imediato ao carregamento, assumiu valores tanto menores quanto maior a taxa de armadura, confirmando, assim, o seu efeito de contenção de deformações.





Os resultados obtidos corroboraram a tendência reportada pela literatura científica sobre o assunto, no tocante à influência do teor de umidade sobre o efeito de fluência, haja vista que as deformações correlatas revelaram-se tanto maiores quanto menor o valor de tal parâmetro.

## 8. Agradecimentos

Os autores agradecem à Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES, ao Conselho Nacional de Pesquisa – CNPq e à Pró-Reitoria de Pesquisa da Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN, pelo apoio concedido.

## 9. Referências bibliográficas

- [01] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto -Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [02] COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. CEB-FIP Model Code 1990: Design Code. Thomas Telford, Londres, 1993.



	Τς	abela 3 – Tensões norm	ais na armadura				
Caso	Tensão n	a armadura (MPa)		Acréscimo de tensão			
0030	Inicial	Final (3000 dias)	Τα	otal (MPa)	Percentual		
1	129,4	482,2		352,8	272,7		
2	129,4	417,4		288,0	222,6		
3	129,4	342,0		212,7	164,4		
4	129,0	464,3		335,3	259,9		
5	130,0	442,8		312,8	240,6		
6	129,6	409,1		279,5	215,7		
7	129,8	486,6		356,9	275,0		
8	129,6	472,3		342,8	264,5		
9	129,2	450,4		321,2	248,5		
10	129,6	423,9		294,3	227,1		
11	129,6	487,9		358,4	276,6		
12	129,8	477,2		347,4	267,7		
13	129,9	459,9		330,0	254,0		
14	129,5	434,3		304,7	235,3		
15	129,4	488,2		358,8	277,2		
16	129,9	479,9		350,0	269,5		
17	129,7	463,7		334,0	257,6		
18	129,8	442,7		312,8	240,9		
19	129,7	489,1		359,4	277,1		
20	129,6	480,1		350,5	270,4		
21	129,8	467,1		337,3	259,9		
22	129,6	447,1		317,5	245,1		

		Tabela 4 - Deslocamento	os longitudinais do to	opo do pilar					
Caso	Desl	ocamento (mm)	C	Coeficiente de fluência					
Cuso	Inicial	Fluência (3000 dias)	Efetivo	NBR	Diferença (%)				
1	1,85	5,06	2,73	3,62	24,5				
2	1,85	4,13	2,23	2,91	23,5				
3	1,85	3,04	1,65	2,14	23,1				
4	1,85	4,81	2,61	3,62	28,0				
5	1,86	4,51	2,42	3,62	33,1				
6	1,86	4,06	2,18	3,62	39,7				
7	1,86	5,11	2,76	3,59	23,2				
8	1,85	4,92	2,65	3,59	26,0				
9	1,85	4,62	2,50	3,59	30,4				
10	1,86	4,26	2,29	3,59	36,1				
11	1,85	5,13	2,77	3,56	22,2				
12	1,86	4,98	2,68	3,56	24,6				
13	1,86	4,74	2,55	3,56	28,4				
14	1,85	4,39	2,37	3,56	33,4				
15	1,85	5,13	2,78	3,54	21,5				
16	1,86	5,01	2,70	3,54	23,6				
17	1,85	4,79	2,58	3,54	26,9				
18	1,86	4,50	2,42	3,54	31,5				
19	1,85	5,14	2,77	3,52	21,1				
20	1,85	5,02	2,71	3,52	23,0				
21	1,86	4,84	2,61	3,52	25,9				
22	1,85	4,57	2,46	3,52	30,0				

- [03] HOGNESTAD, E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bolletin n. 399, Urbana, Illinóis, Vol. 49, n 22, 1951.
- [04] KATAOTA, L.T.; MACHADO, M.A.S.; BITTENCOURT, T.N. Análise Numérica da Transferência de Carga do Concreto para a Armadura em Pilares de Concreto Armado Devida à Fluência e Retração.
   In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 52, 2010. Fortaleza. Anais... Fortaleza: IBRACON, 2010.
   2010. Fortaleza. Anais... Fortaleza: IBRACON, 2010.
- [05] KAWANO, A.; WARNER, R.F. Model Formulations







for Numerical Creep Calculations for Concrete. Journal of Structural Engineering, [S.I.], vol. 122, n. 3, p. 284-290, 1996.

- [06] KUPFER, H.B.; GERSTLE, K.H. Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses. Journal of Engineering Mechanics, [S.I.], vol. 99, n. 4, p. 853-866, 1973.
- [07] KWAK, H.G.; FILIPPOU, F.C. Finite Elements Analysis of Reinforced Concrete Structures Under Monotonic Loads. Report UCB/SEMM-90/14, Berkeley, Califórnia, 1990.
- [08] MADUREIRA, E.L. Simulação Numérica do Comportamento Mecânico de Elementos de Concreto Armado Afetados pela Reação Álcali-Agregado. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2007.
- [09] NGO, D.; SCORDELIS, A.C. Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams. Journal of ACI, [S.I.], vol. 64, n. 3, p. 152-163, 1967.





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

## Chloride accelerated test: influence of silica fume, water/binder ratio and concrete cover thickness

## Ensaio acelerado por cloretos: efeito da sílica ativa, relação água/aglomerante e espessura de cobrimento do concreto

E. PEREIRA <sup>a</sup> eduardopereira@uepg.br

A. RESENDE <sup>b</sup> andrearesende.s@gmail.com

M. H. F. DE MEDEIROS ° medeiros.ufpr@gmail.com

> L. C. MENEGHETTI <sup>b</sup> Imeneghetti@gmail.com

## Abstract

In developed countries like the UK, France, Italy and Germany, it is estimated that spending on maintenance and repair is practically the same as investment in new constructions. Therefore, this paper aims to study different ways of interfering in the corrosion kinetic using an accelerated corrosion test – CAIM, that simulates the chloride attack. The three variables are: concrete cover thickness, use of silica fume and the water/ binder ratio. It was found, by analysis of variance of the weight loss of the steel bars and chloride content in the concrete cover thickness, there is significant influence of the three variables. Also, the results indicate that the addition of silica fume is the path to improve the corrosion protection of low water/binder ratio concretes (like 0.4) and elevation of the concrete cover thickness is the most effective solution to increase protection of high water/binder ratio concrete (above 0.5).

Keywords: corrosion; CAIM; silica fume, water/binder ratio; concrete cover thickness.

## Resumo

Em países desenvolvidos como os do Reino Unido além da França, Itália e Alemanha, estima-se que o gasto com manutenção e reparo é praticamente igual ao investimento em obras novas. Por este motivo, este trabalho visa estudar o efeito de formas de interferir na cinética da corrosão a partir da aplicação de um ensaio acelerado de corrosão – CAIM, que simula o ataque por cloretos. As três variáveis estudadas são: espessura de cobrimento, uso de sílica ativa e relação água/aglomerante. Foi constatado, pela análise de variância da perda de massa das barras e do teor de cloretos na espessura de cobrimento, que existe influência significativa das três variáveis do estudo. Além disso, os resultados indicam que a adição de sílica ativa é o caminho para melhorar a proteção de concretos de relação água/aglomerante baixa (a/agl = 0,40) e a elevação do cobrimento é o caminho mais eficiente para aumentar a proteção das armaduras em concretos de relação água/aglomerante elevada (a/agl = 0,50 e 0,60).

Palavras-chave: corrosão; CAIM; silica ativa, relação água/aglomerante; espessura de cobrimento.

Received:20 Jan 2012 • Accepted: 24 Feb 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, PR, Brasil 84030-900

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, PR, Brasil 85819-110

<sup>&</sup>lt;sup>c</sup> Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil 80060-000

## 1. Introduction

Corrosion of reinforcement steel in concrete is a world-wide problem, resulting in high costs of rehabilitation and repair of these structures [1, 2]. The costs of maintenance and prevention of structures that was affected by corrosion sum 3.5-4% of the all spending [3, 4]. The indirect costs are more complex and sometimes cannot be account [5]. In Brazil, the problems with corrosion of reinforced concrete correspond to 3.5% by year of the Gross National Product (GNP) [6]. About of 66.86 billons of dollar by year are spending with the problem of corrosion, considering a GNP equal to 1.91 trillion of dollars. Andrade & Fortes [7] believes that 18% of the spending of the GNP, around 15billions of dollars, is the cost of the civil construction with of reinforced concrete corrosion. The steel corrosion of the reinforced concrete is affected by many factors like the concrete properties, time of exposure, steel rebar superficial condition, environmental conditions which the structure are exposed and the use of supplementary cementitious materials. The corrosion rate of reinforcement is strongly influenced by the concrete compressive strength. Ismail & Ohtsu [8] verified that the corrosion rate for concretes with normal strength are highest than concretes with high strength, that fact is correlated by the water/binder ratio and the presence of the silica fume. Results of the accelerated corrosion tests of concrete with different strength performed by Abosrra et al. [9] confirm the conclusion of the first authors, adding the premise that the corrosion rate increase with the time of exposure.

According Xu et al. [10] the partial replacements of cement by fly ash and silica fume are effective to delay the time of corrosion initiation. Beyond that, although the pozzolanic reaction owing to the addition of mineral admixtures reduces the content of calcium hydroxide present in the pore solution, threshold of chloride does not reduce.

Yalciner et al. [11] evaluated the concrete cover thickness influence on the bond strength in concrete specimens which were submitted to the accelerated corrosion tests. The degradation was higher in the high strength concrete than in normal strength concrete. The corrosion products were flowing to the surface of the concrete in the specimens with a higher w/c ratio. On the other hand, lower permeability of concretes with w/c ratio equal to 0.40 maintained expansive corrosion products around the steel bar, resulting in premature cracks due the volumetric expansion. This phenomenon contributes for the reduction of the bond strength in high strength concretes.

For many years the researchers of all word are been develop methods for evaluate the corrosion process. By the way, there is not a consensus about the best and reliable test of corrosion in reinforced concrete [12]. The half-cell potential reading [13], the linear polarization and chloride migration [14, 15, 16] are some of the methods for the evaluation of corrosion process, but this techniques indicated only the advance of the process, not allowing to mitigate the process in the conception phase.

In the accelerated tests, the corrosion is induced by chloride like the accelerated corrosion test by modify immersion - CAIM (Portuguese acronyms) - that consist at forced penetration of chloride in the concrete prism. This kind of test has been used by researchers because of satisfactory results [17, 18, 19].

In this context, this article study the influence of the cover thickness like a natural barrier to entry of chloride ions, by the CAIM test, as well the influence of water/binder ratio and silica fume benefits in the mitigation of steel corrosion process. The conclusions of this paper can be used for the prevention the corrosion of reinforced concrete in the design phase.

## 2. Experimental program

The experimental program consisted in to submit concrete specimens with an embedded steel rebar to the accelerated corrosion test for evaluating the efficiency of concrete cover thickness as barrier to chloride ions entrance.

## 2.1 Variables analyzed

The analyzed variables in this research are the water/binder ratio (0.4; 0.5; 0.6), the concrete cover thickness (4.0; 5.0; 6.0 cm) and the use of silica fume. Systematizing, this paper analyzes 18 variables: 3 levels of water/binder x 3 levels of concrete cover thickness x 2 levels of with and without silica fume. Three specimens to each analyzed variable were cast for the accelerated corrosion test, resulting 54 concrete prisms. Beyond that, six cylindrical concrete specimens of 10cm x 20cm size were cast to evaluate the compressive strength at 7 and 28 days, totalizing 36 specimens.

	Table 1 – Chemical and physical characterization of high early strength Portland cement											
Chemical composition												
Ignition loss $AI_2O_3$ SiO <sub>2</sub> Fe <sub>2</sub> O		Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO3	Free lime	Total alkalies	Insoluble residue				
3.6%	3.1%	17.8%	2.42%	60.5%	4.61%	3.38%	1.7%	0.70%	2.2%			
			P	hysical an	id mecl	nanical	properties					
Specific gravity	Expansion	Setting ti Inicial F set	ime inal co set	Standard onsistency	Blaii spea surface	ne's cific e area	Residue on # 200 # 325	Compressive 1 day 3 da	strength of mortar ys 7 days 28 days			
2.83 g/cm <sup>3</sup>	0.47 mm	191 h:min h	259 ::min	29.4 %	484 c	m²/g	0.2 % 2.0 %	23.0 MPa 32.9 N	1Pa 37.8 MPa 46.3 MPa			

Table 2 – Characterization of fine and coarse aggregates										
Aggregate	Pulverulent materials content %	Maximum size mm	Fineness modulus	Swelling %	Specif Dry g	iic gravity Saturated /cm³	Bu Loose I	lk density Compacted ‹g/dm³		
Fine Coarse	1.1 0.49	2.40 19.5	1.74 7.0	1.37 -	2.65 3.01	2.68 3.02	1.58 1.66	1.78 2.24		

## 2.2 Materials

Materials were choosing according to the availability on the west of Paraná state. Fine aggregated (a sand of Paraná River) and a basaltic coarse aggregated were used in this experiment. The cement used was the CPV - ARI - RS because is the cement which has the lowest mineral admixture quantity on its composition. Tables 1, 2 and 3 shows the principal characteristics of the materials used.

Chemical composition of silica fume is presented in Table 4 and its density is equal to 2.19 g/cm<sup>3</sup>. The Muraplast FK22 superplasticizer was used in the proportion recommended by the manufacturer, namely, 0.2 -0.3% of cement mass. Steel rebars 12.5mm in diameter and 14.5cm long (CA-50A) supplied by Arcelor Mital CA-50 were used in all specimens.

Mixture proportions were defined using the IPT/EPUSP method which is known as four quadrant method. This method is based on the adjustment of strength and workability curves taking account the structural requirements. Mixture proportions of concrete are given in Table 5 along with properties of fresh concrete. For studying the influence of silica fume, the cement mass was partially replaced by silica fume at 8% of its mass and the water/binder ratio was fixed. In the concrete proportion with water/binder ratio equal to 0.4 was added 0.2% of superplasticizer.

## 2.3 Specimens

Prismatic concrete specimens of dimension 10 cm x 10 cm x 20 cm were cast with an embedded steel bar of 14.5 cm of length for corrosion accelerate test. The steel bars were fixed according the concrete cover thickness analyzed as show in Figure 1.

According with the accelerated test used the chlorides present on a saline solution was induced by electricity to penetrate into the concrete and to corrode the steel. For this, copper wires were positioned over the bar before casting the specimens (Figure 1b). The wire thickness was 4 mm which proves to sustain the corrosion on a preliminary test.

	Table 3 – Particle size distribution of aggregates											
	Coarse a	aggregate			Fine ag	ggregate						
Sieve size	Mass	Percer	ntage (%)	Sieve size	Mass	Percer	ntage (%)					
(mm)	retained (g)	Retained	Cumulative	(mm)	retained (g)	Retained	Cumulative					
37.5	-	0	0	6.3	0.8	0.13	0					
31.5	-	0	0	4.75	0.6	0.1	0					
25	-	0	0	2.36	3.8	0.63	1					
19.5	57	5.7	6	1.2	33	5.41	6					
12.5	604.2	60.5	66	0.6	39.3	6.44	13					
9.5	283.5	28.4	95	0.3	225.1	36.87	50					
4.75	47.3	4.7	99	0.15	270.8	44.36	94					
< 4.75	6.8	0.7	100	< 0.15	37	6.06	100					
Total	998.8	100	-	Total	610.4	100	-					

	Table 4 – Chemical characterization of silica fume												
	Chemical composition (%)												
SiO <sub>2</sub>	K₂O	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	$Al_2O_3$	$P_2O_5$	TiO <sub>2</sub>	SO₃	MgO	CI	ZnO	MnO	Na <sub>2</sub> O	BaO
96.4	0.94	0.06	0.3	0.02	0.11	0.007	-	0.73	-	-	0.029	0.17	-

	Table 5 – Material consumption per m <sup>3</sup> of concrete and slump										
Concrete mix	Cement (kg/m³)	Silica fume (kg/m³)	Fine aggregate (kg/m³)	Coarse aggregate (kg/m³)	Water (kg/m³)	Slump (mm)					
1	510.46	-	689.12	1107.70	204.18	90					
2	384.32	-	518.83	833.97	192.16	110					
3	303.69	-	409.98	659.01	182.21	110					
4	469.62	40.84	633.99	1019.08	187.85	90					
5	353.57	30.75	477.33	767.26	176.79	100					
6	279.39	24.30	377.18	606.29	167.64	110					

After casting for 24 h, all concrete specimens were removed from the moulds and then cured under saturated condition during 28 days. After that, the specimens were submitted to the accelerated corrosion test by modified immersion.

## 2.4 Accelerated corrosion test by modified immersion – CAIM

The accelerated corrosion test by modified immersion - CAIM are an electrochemical test that was developed by researchers at Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS). The original conception was developed by Varela, Espinosa [20], and was first used by Lima [17], after that several researchers have been using the CAIM test [18, 19]. Given its characteristics, can be efficiently used to obtain comparative data for corrosion protection [18].

The corrosion on this test is induced by an electrochemical way that matches the exposure of the specimens on aggressive solutions with the electric current to stimulate the chlorides migration. In this test, the concrete specimens were immersed in an aqueous solution of 35g/l of NaCl which is similar to the Atlantic Ocean [19]. This concentration helps the migration of the oxygen and chloride into the concrete specimens. An adjustable direct current supply was used for the accelerated corrosion process as shown in Figure 2.

The tests simulate the basic condition for corrosion starts but with an accelerated speed. When the CAIM test was used to accelerate the corrosion process the answers of the corrosion are given by the oxide and iron hydroxide formation on the surface of the steel bar that causes the longitudinal cracking. The result of CAIM allows inferring relatively the quality of concrete [19].

An accelerated corrosion chamber was constructed before start the tests. The chamber was projected to provide a saline internal environment without change fluids with the external environment and was made using marine plywood covered with glass plate which allows monitor visually the tests. The dimensions are 90 cm x 200 cm x 40 cm which allow test several specimens simultaneously.

The specimens were partially immersed in individual recipients without solution renewal during the tests. The height of solution was defined according with the concrete cover thickness of the steel bar.

On the beginning of test the copper wire was connected with steel bar and the positive pole of the power supply – acting as the anode of electrochemical process. Other copper wire, without overlay was putted on the solution of NaCl and connected with the negative pole of the power supply – acting as the cathode of the process. The current intensity set was of  $500\mu$ A/cm<sup>2</sup> what corresponds to approximately 24.8 mA.





A Dawer PS – 3003 D power supply was used to apply the current, besides of a nobreak system to provide the energy in an emergency case. In the laboratory, the temperature was held at 23°C and 60% humidity, but inside the chamber this parameters was not controlled.

An electrical circuit holding the specimens and the power supply was created in order to test many specimens at same time. This option that uses an electric circuit was used regarding the electrical rules of series resistor associations where the electric current keeps the same for all resistors. The number of specimens (maximum 3) that was held in a series circuit was determined by the maximum potential range which was support by the power supply keeping the electric current defined for this work.

The specimens were submitted to the CAIM test during 20 days. After that the concrete specimens were maintained in environment temperature to dry by 7 days. Following the specimens were examined visually for degradation condition and to extract the concrete dust to measure the chloride content. The dust extraction was performed with a bench drill with a scale to ensure the concrete cover thickness.

The dust samples were sealed in plastic bags and transported to the Concrete Laboratory of Itaipu Hydroelectric Plant to analyze the chloride content. After the dust extraction the concrete specimens were ruptured to remove the steel bar. The steel bars were cleaned as described in ASTM A380 [21] and then weighted.

## 3. Results and discussions

The main response variables analyzed in this paper were the steel bar weight loss and the percentage of chloride on the thickness cover of a concrete prism after an accelerated corrosion test, and the compressive strength of the concrete. The results of compressive strength are shown in Table 6 and were used as the characterizing parameter for the concretes in the study.

## 3.1 Degree of corrosion measured through the weight loss of the steel bar

The data obtained from the experimental program were first statistically treated in order to identify and eliminate outliers. The data were considered spurious when the absolute value of the response variable subtracted from the average of its repetitions was greater than their standard deviation. Those values were discarded and the average was recalculated without the use of the discarded values Figure 3 shows average values of weight loss (corrosion rate) for the three variables. The graph allows a better visualization of the studied variables Behavior.

Table 6 – Compressive strength of concrete (MPa)										
	Water/binder ratio									
		wit	hout silica fu	me	w	ith silica fum	e			
		0.4	0.5	0.6	0.4	0.5	0.6			
Dav	7	38.9	28.0	24.5	39.4	32.8	23.8			
	28	47.2	38.2	31.2	49.6	36.9	31.7			



Analyzing Figure 3 it is possible to see the influence of the water/ binder ratio, the addition of silica fume and the thickness of coatings in the weight loss of steel bars subjected to corrosion process. The result shows that these parameters have a strong influence on the ability to protect the steel within the concrete, which can be used as a tool to adapt the structure to the level of durability expected in the projects.

After elimination of the spurious values, the verification of the variables influence in the corrosion process was made by a variance analysis (ANOVA) on the data of weight loss of bars inserted in the specimens of concrete, with a significance level of 95%. A summary of results is described in Table 7 and the interpretation is made in a way that the analysis factor is considered to be influent with a 95% significance.

## 3.2 Influence of water/binder ratio

The results of weight loss as a function of the water/binder ratio confirm the expectation that the water/binder ratio has significant influence on the corrosion of steel. Figure 3 shows the increase in weight loss of the steel bars with the increase of the water/binder ratio for the series without silica fume, indicating that changes in this variable implicate in significant changes in the weight loss of carbon steel bars embedded in the bodies of proof tested with CAIM.

This behavior is due to the fact that the lower the amount of water in the mixture is, the greater protection will be granted to the concrete when exposed to the weather, due to the reduction in pore size and consequent difficulty of penetration by fluids and aggressive agents. This relationship is well known in the scientific and technical fields and has been proven from studies as follows: Lafhaj et al. [22] show that the higher the water/binder ratio is, the greater the total porosity of the cementitious material will be. Hedenblad [23] paper indicates that the greater the total porosity of the cementitious material is the greater permeability it will have. The degree of cement hydration and its porosity increased with the increase in water/cement ratio. This was verified in the study of Chen, Wu [24] in mortars with mix proportion of 1:2 by weight and it was demonstrated that for a water/cement ratio of 0.4 the

Table 7 – Analysis of variance (95% significance): influence of the water/binder, cover thickness and presence of silica fume in concrete										
Wa	Water/binder ratio		Degrees of freedom	Mean square	F-score	Tail probability	Effect			
Without	Cover thickness = 2.5	155.9438	2	77.97192	69.19545	5.143253	Significant			
silica	Cover thickness = 4.0	60.1316	2	30.0658	20.56927	5.143253	Significant			
fume	Cover thickness = 6.0	22.9483	2	11.47417	72.30734	5.143253	Significant			
With	Cover thickness = 2.5	169.8875	2	84.94375	30.85882	5.143253	Significant			
silica	Cover thickness = 4.0	77.15959	2	38.5798	6.873874	5.143253	Significant			
fume	Cover thickness = 6.0	42.5409	2	21.27047	45.53911	5.143253	Significant			
Co	ver thicknesses	Sum of squares	Degrees of freedom	Mean square	F-score	Tail probability	Effect			
Co Without	ver thicknesses water/binder = 0.4	Sum of squares 2.273218	Degrees of freedom 2	Mean square 1.136609	F-score 0.653028	Tail probability 5.143253	Effect Non-significant			
Co Without silica	ver thicknesses water/binder = 0.4 water/binder = 0.5	Sum of squares 2.273218 67.08003	Degrees of freedom 2 2	Mean square 1.136609 33.54001	F-score 0.653028 180.9271	Tail probability 5.143253 5.143253	Effect Non-significant Significant			
Co Without silica fume	ver thicknesses water/binder = 0.4 water/binder = 0.5 water/binder = 0.6	Sum of squares 2.273218 67.08003 45.02897	Degrees of freedom 2 2 2 2	Mean square 1.136609 33.54001 22.51449	F-score 0.653028 180.9271 27.413	Tail probability 5.143253 5.143253 5.143253	Effect Non-significant Significant Significant			
Co Without silica fume W	ver thicknesses water/binder = 0.4 water/binder = 0.5 water/binder = 0.6 ith silica fume	Sum of squares 2.273218 67.08003 45.02897 Sum of squares	Degrees of freedom 2 2 2 Degrees of freedom	Mean square 1.136609 33.54001 22.51449 Mean square	F-score 0.653028 180.9271 27.413 F-score	Tail probability 5.143253 5.143253 5.143253 5.143253 Tail probability	Effect Non-significant Significant Significant Effect			
Co Without silica fume W	ver thicknesses water/binder = 0.4 water/binder = 0.5 water/binder = 0.6 ith silica fume water/binder = 0.4	Sum of squares 2.273218 67.08003 45.02897 Sum of squares 21.61406	Degrees of freedom 2 2 2 Degrees of freedom	Mean square 1.136609 33.54001 22.51449 Mean square 21.61406	F-score 0.653028 180.9271 27.413 F-score 24.13078	Tail probability 5.143253 5.143253 5.143253 Tail probability 4.49400	Effect Non-significant Significant Significant Effect Significant			
Co Without silica fume W Different	ver thicknesses water/binder = 0.4 water/binder = 0.5 water/binder = 0.6 ith silica fume water/binder = 0.4 water/binder = 0.5	Sum of squares 2.273218 67.08003 45.02897 Sum of squares 21.61406 25.48186	Degrees of freedom 2 2 2 Degrees of freedom 1 1	Mean square 1.136609 33.54001 22.51449 Mean square 21.61406 25.48186	F-score 0.653028 180.9271 27.413 F-score 24.13078 4.63315	Tail probability 5.143253 5.143253 5.143253 Tail probability 4.49400 4.49400	Effect Non-significant Significant Significant Effect Significant Significant			

IBRACON Structures and Materials Journal • 2013 • vol. 6 • nº 4



degree of hydration was 68% and for a water/cement ratio of 0.6 the degree of hydration was 81%, both at 180 days of healing. However, the study also indicated that the mortar with high water/ cement ratio has a range of large pores not present in mortar with a low water/cement ratio. This information coincides with the classic results shown in Powers studies [25].

Note that weight losses of the steel bars are most pronounced when changing the water/binder ratio from 0.4 to 0.5 than from 0.5 to 0.6. This demonstrates a tendency to produce more durable concrete water/binder relations below 0.5 will be used. The NBR 6118 [26] allows the use of water/binder ratios equal to 0.5 for the class III of aggressiveness (industrial atmosphere or sea), this recommendation would be considered lax if these results had been obtained in the field and not in accelerated testing. Thus, this result serves as a warning, but it is necessary to perform accelerated experiments to better substantiate these preliminary findings. This view is based on the fact that the accelerated degradation does not fully reproduce the actual exposure conditions of a structure in the environment near the ocean.

Visual analysis of the specimens after the CAIM essay allows checking the aesthetic effects that the corrosion process causes on the concrete. Figure 4 shows the state of degradation observed in the specimens with the three water/binder ratios studied for a concrete cover thickness of 4.0 cm in the presence of silica fume. The corrosion process installed generates the formation of corrosion products, which due to abundant moisture during the test, generates spots in the surface of the specimens. It is possible to associate the occurrence intensity of those spots in the surface with the quality of the concrete used. It is possible to see in Figure 4 that the lower the water/binder ratio is, the less apparent effects of corrosion on the surface of the concrete are, thus confirming the conclusions above.

## 3.3 Influence of the cover thickness

The cover thickness in concrete is a very important factor to control the movement of chloride ions and penetration of substances harmful to the concrete. It plays the role of physical protection, because it hinders the entry of aggressive agents, oxygen and moisture, as well as ensuring the alkaline medium so that the reinforcement has a chemical protection. Figure 3 shows the influence of different thicknesses as a protective barrier to the steel of concrete without silica fume.

In theory, for concretes with similar quality, the greater the cover thickness is, the greater tends to be the time interval until the chloride concentration near the steel reaches the threshold value, since the thickness tends to work like a barrier to ions penetration. As the specimens were exposed to the test during the same time period, this claim can be confirmed by looking at Figure 3, where the concrete cover decreases, there is an increase in the weight loss of the steel bars in concrete for a water/binder ratio of 0.5 and 0.6. In mixtures with water/binder ratio equal to 0.40, there seems to be no change in weight loss for different thicknesses of reinforcement or at least, this effect is much smaller. It is assumed that for this water/binder ratio, the microstructure of the concrete is so dense that it becomes the predominant factor on the rate of ions penetration, like indicated by studies of Medeiros, Helene [27] and Chen, Wu [24].

The NBR 6118 [26] recommended as limits for Class IV aggressiveness a cover thickness of 5.0 cm and water/binder ratio of 0.45. According to results obtained in this research, there is no need to use floor coverings larger than 4.0cm because of the concrete microstructure. This statement was confirmed by variance analysis with 95% significance according to Table 7, indicating that the variation in cover thickness (between 2.5 and 6 cm) is not significant in the case of a water/binder ratio equal 0.4 and is significant in the case of water/binder ratios of 0.5 and 0.6.

It is important to note that this interpretation is based strictly on the materials used and the exposure conditions imposed in this test. The actual exposure of a concrete structure has numerous influencing factors that were not simulated in the test employed and, therefore, the NBR 6118 should continue to be followed.

Through visual analysis, an effect observed in all specimens with concrete cover thickness equal to 6.0 cm is the appearance of cracks due to the expansive nature of the products originated by corrosion (Figure 5). This phenomenon is attributed to the excessive coatings used since samples of the bottom did not showed such occurrence.

It can be concluded, based on the information and on previous analyzes, that the higher the thickness is, the lower will be the



weight loss of the reinforcement, but when the ratio water/binder decreases to values close to 0.40, the pores of concrete tend to be so dense that they alone protect against the corrosive process not requiring an excessive thickness, which in this case could even be harmful to the concrete. A detailed study of the concrete porosity could support this analysis.

#### 3.4 Influence of silica fume presence

The use of silica fume in concrete caused a decrease in weight loss of the steel bar inserted into the concrete prism. This decrease is attributed to the possibility of this pozzolan filling the voids present inside the material (the filler effect associated with pozolanic reactions), making the material more resistant to the entry of chloride. Nevertheless, it is observed that the higher the water/binder ratio is, the less significant this effect is too, up to the point where the presence of this addition shall not influence the weight loss of bars inserted in concrete with water/binder ratio equal to 0.6. The interpretation of data makes one to believe that the use of silica fume in the dosage of concrete is more advantageous when working with specific low water/binder ratios.

The concrete with silica fume had a compressive strength very similar to the one of concrete without silica fume, however in the case of low water/binder ratio (in this case equal to 0.4) there is a capacity to protect the reinforcement from corrosion by chlorides much higher than the specimens without this addition, as shown in Figure 3.

This is an indication that at low water/binder ratios, concrete with silica fume changes the microstructure in order to hinder the penetration of chlorides. This clearly shows that using compressive strength as the sole determining factor for the durability of concrete may lead to erroneous conclusions, and that other parameters are required for a more complete analysis. Ramezanianpour and Malhotra [28] also presents results that reinforce this issue because they compared concrete made with the same water/binder ratio and with Brazilian cement in Brazil equivalent to CP I - 32, with a concrete having 10 % of silica fume as a replacement to cement mortars. The result found indicates maintenance of compressive strength; however, there was a clear reduction in porosity and pore refinement caused by the use of silica fume. Moreover, this percentage of replacement resulted in a considerable increase in resistance to penetration of chloride ions, due to the reduction of porosity.

This was attributed by the authors to the effect of pozolanic reactions caused by silica fume. It is noteworthy that Atis et al. [29] showed in their experiment that the concrete with silica fume is more likely to have its resistance affected by dry curing, or by the lack of healing that occurs in many works. Meloleepszy and Deja [30] also showed similar results studying the replacement percentage of 5% to 10% of silica fume with a reduction of up to 40% in compressive strength results. Thus, one should be alert to this issue: apparently silica fume produces a concrete that better blocks aggressive agents, however, the wet curing has a more important role than in the case of conventional concrete.

## 3.5 Concentration of chlorides in concrete cover thickness

The accelerated test distorts environmental conditions and cannot serve as a fixed parameter for comparison with data obtained from tests performed naturally, however, it serves as a basis for understanding the variables that influence the process and so measures can be taken to mitigate the pathological manifestations from reinforcement corrosion. There is, however, a large movement from researchers to try to correlate the data obtained with accelerated tests and the degradation observed in structures exposed to the environment.

In the accelerated corrosion essay modified by immersion (CAIM), the electric current applied to the specimens induces the migration of chlorides present in the solution toward the steel bar inside the specimen. As a result, the chlorides become lodged in the pores of the concrete. In this work, the concentration of chlorides present in cover thickness of concrete subjected to CAIM testing was evaluated. The counting of chloride in the powder extracted from the concrete cover was performed using Volhard's method as described by Andrade [31]. The ASTM C1152-04 [16] references titration with silver nitrate for determination of chloride ions in samples of cement and concrete using procedures similar to those used by Andrade [31]. On the data of chloride percentage was applied the same preliminary treatment used to refine the data of weight loss by corrosion. The data obtained after the preliminary treatment are shown in Figure 6.

Figure 6 shows the behavior of chloride content for all variables of this study. It is observed that all the curves show the same trend observed for the weight loss of steel bars, which confirms the conclusions about the influence of the variables across the deposition of chlorides in concrete.

Note that almost all specimens are with their levels of chlorides above that one proposed by Helene [12] of 0.05% to 0.1% relative to the mass of concrete that according the author is the range of average values more accepted among researchers as the critical corrosion limit. The Euro-International Committee for Concrete (CEB, 1992) recommends that the chloride content in concrete should not exceed 0.05% in relation to the mass of concrete.

Looking at Figure 6 it is possible to confirm the hypothesis that the weight loss of the bar deteriorated through the corrosion process by chloride is directly related to the concentration of chlorides on the concrete cover thickness. The results demonstrate a potential



# Figure 6 - Chloride content in the cover thickness region, extracted from samples after the CAIM test

for studies about the interpretation of the data obtained from the CAIM test from the viewpoint of chloride percentage, since the behavior of the curves is similar. With this approach, one can associate more readily results obtained in laboratory with tests performed on the environment, since for obtaining analysis data of chlorides it is only needed to read the content of ions during the time of measurement, without requiring historical data, different from the weight loss test, in which the initial weight of the bars must have been recorded. Furthermore, the use of chloride percentage as the response variable allows each test specimen to be monitored throughout the test, since it is possible to perform extractions in a part of the specimen, filling the holes collection sample punctually with epoxy and continuing with the exposition. In the case of weight loss, only one reading is possible, because the bar needs to be extracted from the specimens to obtain the final result.

All accelerated test distorts the aggressive conditions, which makes it difficult to correlate testing conditions to natural conditions, and virtually impossible to estimate lifetime from analysis of tests times. Nevertheless, CAIM essays may be useful for comparative analyzes that seek to identify how changes in materials affect the corrosion process and how degradation effects evolve.

The information presented in this paper make it clear that the current standards (national and international) still use methods based on previous experiences with the prescription of coating thickness, cement consumption and minimum strength for each type of exposure condition. To introduce deterministic methods in standards constitutes a major challenge for civil engineering making lifetime analysis more precise, versatile and reliable. This is a challenge due to the higher difficulty of control and specification, but that would make the technology of reinforced concrete structures more consistent, since it would open up the possibility of using, for example, a 50 MPa concrete and adopt a cover thickness less than the one to be used if the same structure was performed with a 25 MPa concrete.

Currently, the standards prescribe a minimum resistance and cover thickness ignoring that the quality of the concrete cover thickness can be very different between concretes. To get to the point of applying the reasoning embedded in deterministic methods, works to quantify the influence of parameters such as thickness and quality of the cover thickness, use of admixtures, compactness and other factors that influence the protection of the steel are needed.

## 4. Conclusion

The experimental program of this paper allows the following conclusions:

- The CAIM method was satisfactory and is a technique with great potential for use in comparative data of materials considering durability, it is a quick way to make comparisons and choosing building materials;
- The three variables (cover thickness, the use of silica fume and the water/binder ratio) had influence on the corrosion process. This was evidenced by the weight loss of steel bars after CAIM method and the percentage of chloride in the concrete cover thickness;
- The water/binder ratio proved to be the most important factor controlling the movement of chloride ions. This effect is attributed to the porosity of concrete, because the lower the water/ binder ratio is lesser the mass loss of the steel bars and the lower percentage of chloride;

- The greater the cover thickness smaller will be the mass loss of reinforcement. However, the data show that this increase is small for the water/binder ratio of 0.4 and very significant for values of water/binder ratio like 0.5 and 0.6. In general, the use of low values of cover thickness (2.5 cm) was inefficient, considering the high degree of loss of mass of reinforcement, thus confirming the recommendations of the various standards;
- The addition of silica fume in concrete provided a decrease in weight loss bars, and the loss level is proportional to the water/ binder ratio. The use of silica fume tends to be more advantageous for concrete with lower water/binder rations and little effective for high values of the water/binder ratios;
- There is a correlation between the percentage of chloride on concrete cover thickness and mass loss in steel bars, thus demonstrating that the concentration of chloride ions is a determining factor in the process. This finding is a factor to be better studied primarily in an attempt to relate accelerated with in situ tests obtained in inspection works in real structures.

## 5. Acknowledgments

The authors thank the State University of West Paraná-UNIOESTE and Federal University of Paraná - UFPR the partnership in this work. Thanks also to the support of the Centre for Advanced Studies in Dam Safety Itaipu Technological Park (Ceasb / PTI) through scientific initiation scholarship and Technology Laboratory of Concrete Itaipu Hydroelectric Power Plant by performing some tests.

## 6. References

- [01] Z, LOUNIS. Reliability-based life prediction of aging concrete bridge decks. National Research Council Canada. NRCC 44246. Proceedings of the International RILEM Workshop on Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures, Cannes, France, 2000.
- [02] O. T, RINCÓN; Duracon Collaboration. Durability of concrete structures: DURACON, an iberoamerican project. Preliminary results. Building and environment. Volume 41. pp. 952–962. 2006.
- [03] R, BABOIAN. Corrosion a problem of international importance. In: ASTM STP 1000. Corrosion testing and evaluation: Silver anniversary volume. Philadelphia. 1990. P, 7-13.
- [04] W, D. CALLISTER. Ciência e engenharia dos materiais: uma introdução. Trad. Sérgio Murilo Stamile Soares.
   5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2000.
- [05] E. C. B, MONTEIRO. Avaliação do método de extração eletroquímica de cloretos para reabilitação de estruturas de concreto com problemas de corrosão. Tese (Doutorado). Escola Politecnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.
- [06] J. M. R, DOTTO. Corrosão do aço induzida por íons cloretos – uma análise crítica das técnicas eletroquímicas aplicadas ao sistema aço-concreto com e sem pozolana. 2006. Tese (Doutorado em engenharia civil) – Programa de pos graduação em engenharia civil: PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2006.

- [07] J. C, ANDRADE; R. L, FORTES. Corrosão na Armadura do Concreto Armado: Influência dos Agentes Cloretos e da Carbonatação. Engenharia, Fortaleza, v. 13, p. 85-96, 1995.
- [08] M. ISMAIL; M. OHTSU. Corrosion rate of ordinary and high-performance concrete subjected to chloride attack by AC impedance spectroscopy. Construction and Building Materials. V. 20. pp. 458–469. 2006.
- [09] L. ABOSRRA; A. F. ASHOUR; M. YOUSEFFI. Corrosion of steel reinforcement in concrete of different compressive strengths. Construction and Building Materials. v. 25. pp. 3915–3925. 2011.
- [10] J. XU; L. JIANG; W. WANG; Y. XU; Y. JIANG. Chloride threshold value for reinforcement corrosion in concrete with additions of sílica fume or fly ash. Magazine of Concrete Research. v. 63, pp. 905–913. 2011
- [11] H. YALCINER, O. EREN, S. SENSOY. An experimental study on the bond strength between reinforcement bars and concrete as a function of concrete cover, strength and corrosion level. Cement and Concrete Research. v. 42. pp. 643–655. 2012.
- [12] P. R. L, HELENE. Vida útil de estruturas de concreto armado sob o ponto de vista da corrosão da armadura. In: Seminário de dosagem e controle dos concretos estruturais. Anais ENCOL/SENAI. Brasília, 1993.
- [13] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete. ASTM C 876. In: Annual book of ASTM Standards. Philadelphia, 1999.
- [14] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). Standard Test Method for determining the apparent chloride diffusion coefficient of cementitious mixtures by bulk diffusion. ASTM C 1556.. In: Annual book of ASTM Standards. West Conshohocken, 2004.
- [15] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration. ASTM C 1202. In: Annual book of ASTM Standards. West Conshohocken, 2005.
- [16] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard test methods for acid-soluble choride in mortar and concrete. ASTM C1152. Philadelphia, 2003.
- [17] R. C. A, LIMA. Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil: PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2005.
- [18] A, GRAEFF, A. Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil: PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2007.
- [19] A. S, TORRES. Avaliação da sensibilidade do ensaio CAIM – corrosão acelerado por imersão modificada – frente ao processo de corrosão. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil: PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2006.

- [20] VARELA, H; ESPINOZA, L. V. Penetrabilidad de iones cloruors em morteros com y sin revestimento. VII Jornadas Chilenas Del Hormigón e I Jornada Latinoamericana Del cimento y Hormigón. Santiago de Chile. 1988.
- [21] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Annual book of ASTM Standards. Standard practice for cleaning, descaling and passivation of stainless steel parts, equipment and systems. (Revision). ASTM A380. Philadelphia, 1996.
- [22] Z. LAFHAJ; M. GOUEYGOU; A. DJERBI; M. KACZMAREK. Correlation between porosity, permeability and ultrasonic parameters of mortar with variable water/ cement ratio and water content. Cement and Concrete Research. v. 36. pp. 625-633. 2006.
- [23] G. HEDENBLAD. The use of mercury intrusion porosimetry or helium porosity to predict the moisture transport properties of hardened cement paste. Advances in Cement Based Materials. v. 6. pp. 123-129. 1997.
- [24] X. CHEN; S. WU. Influence of water-to-cement ratio and curing period on pore structure of cement mortar. Construction and Building Materials. v. 38. pp. 804-812. 2013.
- [25] T. C. POWERS. Structure and physical properties of hardened Portland cement paste. Journal of American Ceramic Society. v. 41. n. 1 pp. 1–6. 1958.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado – Procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2007.
- [27] M. H. F. MEDEIROS; P. HELENE. Migração de Íons Cloretos no Concreto - Influência da Consistência, Relação Água Cimento e Consumo de Cimento. Revista do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo - Brasil, v. Fev/Ma, p. 53-66, 2003.
- [28] A. A. RAMEZANIANPOUR; V. M. MALHOTRA. Effect of curing on the compressive strength, resistence to chloride-ion penetration and porosity of concretes incorporating slag, fly ash or sílica fume. Cement and concrete composites. v. 17. pp. 125 – 133. 1995.
- [29] C. D. ATIS; F. OZCAN; A. KILIC; O. KARAHAN; C. BILIN; M. H. SEVERCAN. Influence of dry and wet curing conditions on compressive strength of silica fume concrete. Building and environment. v. 40. pp. 1678 – 1683. 2005.
- [30] D. J. MELOLEEPSZYJ. The effect of variable curing conditions on the properties of mortars with silica fume. ACI SP-132. v. 2. pp. 1075–87. 1992.
- [31] M. C, ANDRADE. Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras. Tradução e adaptação: Antônio Carmona e Paulo Helene. São Paulo: PINI, 1992, p. 104.



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

## Chloride accelerated test: influence of silica fume, water/binder ratio and concrete cover thickness

## Ensaio acelerado por cloretos: efeito da sílica ativa, relação água/aglomerante e espessura de cobrimento do concreto

E. PEREIRA <sup>a</sup> eduardopereira@uepg.br

A. RESENDE <sup>b</sup> andrearesende.s@gmail.com

M. H. F. DE MEDEIROS ° medeiros.ufpr@gmail.com

> L. C. MENEGHETTI <sup>b</sup> Imeneghetti@gmail.com

## Abstract

In developed countries like the UK, France, Italy and Germany, it is estimated that spending on maintenance and repair is practically the same as investment in new constructions. Therefore, this paper aims to study different ways of interfering in the corrosion kinetic using an accelerated corrosion test – CAIM, that simulates the chloride attack. The three variables are: concrete cover thickness, use of silica fume and the water/ binder ratio. It was found, by analysis of variance of the weight loss of the steel bars and chloride content in the concrete cover thickness, there is significant influence of the three variables. Also, the results indicate that the addition of silica fume is the path to improve the corrosion protection of low water/binder ratio concretes (like 0.4) and elevation of the concrete cover thickness is the most effective solution to increase protection of high water/binder ratio concrete (above 0.5).

Keywords: corrosion; CAIM; silica fume, water/binder ratio; concrete cover thickness.

## Resumo

Em países desenvolvidos como os do Reino Unido além da França, Itália e Alemanha, estima-se que o gasto com manutenção e reparo é praticamente igual ao investimento em obras novas. Por este motivo, este trabalho visa estudar o efeito de formas de interferir na cinética da corrosão a partir da aplicação de um ensaio acelerado de corrosão – CAIM, que simula o ataque por cloretos. As três variáveis estudadas são: espessura de cobrimento, uso de sílica ativa e relação água/aglomerante. Foi constatado, pela análise de variância da perda de massa das barras e do teor de cloretos na espessura de cobrimento, que existe influência significativa das três variáveis do estudo. Além disso, os resultados indicam que a adição de sílica ativa é o caminho para melhorar a proteção de concretos de relação água/aglomerante baixa (a/agl = 0,40) e a elevação do cobrimento é o caminho mais eficiente para aumentar a proteção das armaduras em concretos de relação água/aglomerante elevada (a/agl = 0,50 e 0,60).

Palavras-chave: corrosão; CAIM; silica ativa, relação água/aglomerante; espessura de cobrimento.

Received:20 Jan 2012 • Accepted: 24 Feb 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Universidade Estadual de Ponta Grossa, Ponta Grossa, PR, Brasil 84030-900

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> Universidade Estadual do Oeste do Paraná, Cascavel, PR, Brasil 85819-110

<sup>&</sup>lt;sup>c</sup> Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR, Brasil 80060-000

## 1. Introdução

A corrosão de armadura é um grande problema mundial, resultando em altos custos de recuperação e reparo destas estruturas [1, 2]. Os gastos na prevenção e manutenção de produtos perdidos como resultado da corrosão atingem valores na ordem de 3,5 a 4% [3, 4]. Os custos indiretos são mais complexos, às vezes impossíveis de serem contabilizados [5]. Os problemas com a corrosão do aço trazem ao Brasil um prejuízo anual de 3,5% do produto nacional bruto (PNB) [6]. Para um PNB de 1,91 trilhões de dólares, tem-se um gasto de 66,86 bilhões de dólares por ano. Andrade e Fortes [7] creditam 18% destes gastos à construção civil, totalizando 15 bilhões de dólares do PNB.

A corrosão da armadura é influenciada por diversos fatores, tais como propriedades do concreto, tempo de exposição, condições da superfície da barra de aço, características do ambiente onde a estrutura está inserida e uso de materiais cimentícios suplementares. A taxa de corrosão da armadura é influenciada pela a resistência à compressão do concreto. Ismail e Ohtsu [8] verificaram uma maior taxa de corrosão para concretos de resistência normal em comparação com concretos de alta resistência, atribuindo isto a baixa relação água/cimento e a presença de sílica ativa nas misturas. Resultados de ensaios de corrosão acelerada em concretos com diferentes resistências realizados por Abosrra et al. [9] confirmam as conclusões dos primeiros autores, acrescentando a conclusão de que a taxa de corrosão aumenta quando o tempo de exposição aumenta.

Segundo Xu et al. [10], a substituição parcial do cimento por cinza voltante e sílica ativa contribui para aumentar o tempo de iniciação da corrosão. Além disso, mesmo sabendo que a reação pozolânica causada pelas adições reduzem o hidróxido de cálcio presente na solução dos poros do concreto, a quantidade limite de cloretos não diminui.

Yalciner et al.[11] avaliaram a influência da espessura de cobrimento na resistência de aderência em concretos que sofreram um processo de corrosão acelerada. A degradação foi maior nos concretos de alta resistência do que em concretos de resistência normal. Nos corpos de prova com relação a/c alta, os produtos da corrosão fluíram para a superfície do concreto. Por outro lado, a baixa permeabilidade dos concretos de relação a/c igual a 0,40 manteve os produtos expansivos no entorno da barra, resultando no aparecimento de fissuras prematuras no concreto devido a expansão volumétrica. Esse fenômeno contribuiu para a redução da resistência de aderência nos concretos de alta resistência.

Durante muito tempo pesquisadores de todo o mundo vem desenvolvendo métodos para avaliação do processo corrosivo. No entanto, não existe ainda um consenso sobre quais são os melhores e mais confiáveis métodos de estudo da corrosão no concreto armado [12]. Para avaliação do processo existem técnicas como leitura de potencial de corrosão [13], resistência de polarização, migração e teor de cloreto [14, 15, 16], porém estas técnicas indicam somente o avanço do processo, não permitindo ainda em fase de concepção mitigar o ataque.

Para ensaios acelerados tem-se os ensaios de corrosão induzida por cloretos, como a Corrosão Acelerada por Imersão Modificada (CAIM), que consistem em submeter prismas de concreto ao ingresso acelerado de cloretos. Este tipo de ensaio tem sido amplamente empregado por pesquisadores, obtendo-se resultados satisfatórios [17, 18, 19].

Neste contexto, este artigo busca estudar a influência da espessura de cobrimento como barreira natural à entrada de íons cloretos no concreto, através do ensaio CAIM, bem como a influência da relação água/aglomerante e da sílica ativa na corrosão de armaduras. As conclusões obtidas com este trabalho podem ser usadas a fim de prevenir, ainda em fase de elaboração de projeto, possíveis problemas ocasionados por corrosão.

## 2. Materiais e métodos

O programa experimental consistiu em submeter prismas de concreto com uma barra de aço inserida em seu interior à um processo de corrosão acelerado, com o objetivo de verificar sua eficiência como barreira a entrada de íons cloretos.

## 2.1 Variáveis analisadas

As variáveis de análise desta pesquisa são a relação água/aglomerante (0,4; 0,5 e 0,6), a espessura de cobrimento (4,0; 5,0 e 6,0 cm) e a presença ou não de sílica ativa. Sistematizando, o estudo compreende 18 variações: 3 níveis de relação água/aglomerante x 3 níveis de cobrimento x 2 níveis relativos a presença ou não de sílica ativa. Para o ensaio de corrosão acelerada foram moldados 3 corpos de prova prismáticos para cada variável de análise,

	Tabela 1 – Caracterização química e física do cimento CPV-ARI utilizado											
	Ensaios químicos											
Ignition lo	oss Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO		CaO	MgO	SO3	CaO I	ivre	Equiv. al	cal R	esíduo i	nsolúvel
3,6%	3,1%	17,8%	% 2,42%	60,5%	4,61%	3,38%	1,79	%	0,70%	)	2,2	%
					Ensaios	físicos						
Massa especif.	Exp. quente	lnício de pega	Fim de pega	Cons. normal	Bla	ine	# 200	# 325	1 dia	3 dias	7 dias	28 dias
2,83 g/cm <sup>3</sup>	0,47 mm	191 h:min	259 h:min	29,4 %	484 c	m²/g	0,2 %	2,0 %	23,0 MPa	32,9 MPa	37,8 MPa	46,3 MPa

Tabela 2 – Caracterização dos agregados miúdo e graúdo										
Agregado	Pulverulento %	Ø máximo mm	Módulo de finura	Inchamento %	Massa esp Seca S	pecífica aparente Saturada g/cm³	Solta	Massa unitária Compactada kg/dm³		
Miúdo	1,1	2,40	1,74	1,37	2,65	2,68	1,58	1,78		

resultando em um total de 54 prismas de concreto. Além destes, também foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos de Ø 10 x 20 cm para a determinação da resistência à compressão dos concretos estudados, para ensaio aos 7 e 28 dias, totalizando 36 corpos de prova.

## 2.2 Materiais empregados

Os materiais utilizados foram escolhidos conforme a disponibilidade na região oeste do Paraná. O agregado miúdo é uma areia natural proveniente do rio Paraná e o agregado graúdo uma brita de origem basáltica. Quanto ao cimento, optou-se por um CPV - ARI – RS por ser, dentre os disponíveis no mercado, o que apresenta menor quantidade de adições em sua composição. A água utilizada é proveniente da rede pública de abastecimento. As Tabelas 1, 2 e 3 apresentam um resumo das principais características dos materiais utilizados.

A sílica ativa possui massa específica de 2,19 g/cm3. A caracteri-

zação química da sílica ativa encontra-se na Tabela 4. Utilizou-se um aditivo superplastificante de pega normal Muraplast FK 22 -MC Bauchemie. Conforme especificação do fabricante, a quantidade a ser utilizada é de 0,2 % a 3,0 % da massa de cimento. O aço usado nos ensaios de corrosão acelerada foi o CA-50A nervurado fornecido pela Arcelor Mittal, com diâmetro de 12,5 mm e comprimento de 14,5 cm.

Para a definição do proporcionamento das misutras a serem usados na pesquisa foi utilizado o método de dosagem do IPT/ EPUSP, conhecido como método dos quatro quadrantes, que se baseia no ajuste de curvas de resistência e trabalhabilidade em função dos requisitos estruturais. Os traços utilizados e os abatimentos obtidos estão na Tabela 5.

Para estudar a influência da sílica ativa, cada traço recebeu a substituição de 8% da massa do cimento por sílica ativa, sendo mantida constante a relação água/aglomerante e o m (a + p) quando relacionado ao teor total de aglomerante. O traço de relação a/ agl igual a 0,40 com sílica ativa recebeu a adição de 0,2% de adi-

	Tabela 3 – Composição granulométrica do agregado graúdo e miúdo											
	Agrega	do graúdo			Agrego	ido miúdo						
Peneiras	Massa	Porcen	tagens (%)	Peneiras	Massa	Porcen	tagens (%)					
(mm)	) retida(g) Retida Acumulada (mm)	(mm)	retida(g)	Retida	Acumulada							
37,5	-	0	0	6,3	0,8	0,13	0					
31,5	-	0	0	4,75	0,6	0,1	0					
25	-	0	0	2,36	3,8	0,63	1					
19,5	57	5,7	6	1,2	33	5,41	6					
12,5	604,2	60,5	66	0,6	39,3	6,44	13					
9,5	283,5	28,4	95	0,3	225,1	36,87	50					
4,75	47,3	4,7	99	0,15	270,8	44,36	94					
Fundo	6,8	0,7	100	Fundo	37	6,06	100					
Soma	998,8	100	-	Soma	610,4	100	-					

	Tabela 4 – Caracterização química da sílica ativa utilizada												
	Composição química (%)												
SiO <sub>2</sub>	K₂O	$Fe_2O_3$	CaO	$Al_2O_3$	$P_2O_5$	TiO <sub>2</sub>	SO3	MgO	CI	ZnO	MnO	Na₂O	BaO
96,4	0,94	0,06	0,3	0,02	0,11	0,007	-	0,73	-	-	0,029	0,17	-

## IBRACON Structures and Materials Journal • 2013 • vol. 6 • nº 4

	Tabela 5 – Consumo de materiais por m³ de concreto e abatimento										
Concreto	Cimento (kg/m³)	Silica ativa (kg/m³)	Agregado miúdo (kg/m³)	Agregado graúdo (kg/m³)	Água (kg/m³)	Abatimento (mm)					
1	510,46	-	689,12	1107,70	204,18	90					
2	384,32	-	518,83	833,97	192,16	110					
3	303,69	-	409,98	659,01	182,21	110					
4	469,62	40,84	633,99	1019,08	187,85	90					
5	353,57	30,75	477,33	767,26	176,79	100					
6	279,39	24,30	377,18	606,29	167,64	110					

tivo superplastificante No restante dos traços não foi necessário o uso de aditivos pois todos atingiram o abatimento especificado.

## 2.3 Corpos de prova empregados

Os corpos de prova utilizados no ensaio são prismáticos, de dimensões iguais a 10 cm x 10 cm x 20 cm e possuem uma barra de aço de 14,5 cm de comprimento inserida em seu interior na espessura do cobrimento definido entre as variáveis de estudo (Figura 1a). Para garantir que as medidas do cobrimento estipulado fossem respeitadas, o conjunto barra/espaçador/fio de cobre foi posicionado nas fôrmas de madeira utilzando-se espaçadores (Figura 1b).

De acordo com o ensaio acelerado proposto, os cloretos presentes em uma solução na qual o concreto fica imerso durante o ensaio, são induzidos a migrarem em direção as barras de aço. Para que isto ocorra, fios de cobre são posicionados acima das barras da armadura, antes da moldagem dos corpos de prova (Figura 1b). Os fios utilizados possuem 4 mm de diâmetro. Foi escolhido este diâmetro para evitar a possível degradação decorrente do contato do fio com as substâncias corrosivas, conforme verificou--se em uma etapa preliminar de testes.

Após a desforma, que ocorreu 24 horas depois da concretagem, os corpos de prova foram curados sob condição saturada durante

28 dias, e então submetidos ao ensaio de corrosão acelerada por imersão modificada (CAIM).

### 2.4 Corrosão acelerada por imersão modificada – CAIM

Para a avaliação do grau de corrosão das armaduras para as seis composições de concreto foi utilizado o ensaio de corrosão acelerada por imersão modificada (CAIM). O CAIM é um ensaio acelerado de corrosão que se enquadra entre os ensaios eletroquímicos. Sua metodologia foi desenvolvida e adaptada por pesquisadores da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). O ensaio teve seu primeiro uso por Lima [17], a partir de uma concepção original empregada por Varela, Espinosa [20] e desde então tem sido empregada com sucesso por vários pesquisadores, cada qual com pequenas modificações nos procedimentos [18, 19]. Dada suas características, pode ser usada de forma eficiente para se obter dados comparativos de proteção quanto a corrosão [18]. Neste ensaio, a aceleração da corrosão é conseguida pela indução eletroquímica, que combina a exposição de corpos de prova a soluções agressivas, com a aplicação de corrente elétrica para estimular que cloretos migrem na direção da barra. No ensaio emerge--se os corpos de prova até a altura da barra, em uma solução de





35g/l de NaCl, concentração similar à da água do oceano atlântico [19]. Desta forma, facilita-se o acesso ao concreto tanto do oxigênio quanto do cloreto, essenciais para que o processo de corrosão ocorra. Para aplicação da corrente elétrica, os corpos de prova são ligados a fontes de alimentação como mostrado na Figura 2.

O ensaio simula as condições essenciais para se estabelecer o processo de corrosão no concreto, porém com uma velocidade acelerada. Quando se submetem corpos de prova ao ensaio CAIM, obtêm-se como resposta o desenvolvimento e aceleração do processo de corrosão do aço e como consequência ocorre a formação de óxidos e hidróxidos de ferro na superfície da barra, que é expansivo e provoca a abertura de fissuras longitudinais a armadura. Os resultados obtidos com o ensaio permitem inferir comparativamente sobre a qualidade do concreto utilizado [19].

Antes de iniciar a execução do ensaio foi necessário construir uma câmara de corrosão acelerada. A câmara foi projetada de forma a favorecer a criação de uma atmosfera salina no seu interior sem que houvesse a liberação do vapor de cloretos para o ambiente externo, sendo confeccionada em madeira compensada naval, com tampa superior de vidro, a qual possui dimensões (90 cm x 200 cm x 40 cm) que possibilitam o ensaio de vários corpos de prova simultaneamente.

Durante o ensaio, as amostras ficaram parcialmente imersas. A altura da água foi definida conforme a espessura do cobrimento.

Os corpos de prova foram imersos em recipientes plásticos individuais, sem renovação da solução durante o ensaio. No início do ensaio, o fio que foi concretado junto a barra foi conectado ao pólo positivo da fonte – atuando como ânodo no processo eletroquímico. Outro fio de cobre foi colocado na solução e conectado ao pólo negativo da fonte de alimentação – servindo de cátodo no processo eletroquímico. A densidade de corrente adotada foi de 500 µA/ cm², o que corresponde a aproximadamente 24,8 mA.

Os equipamentos empregados para aplicação da corrente foram fontes de alimentação modelo Dawer PS – 3003 D de corrente contínua. Foi utilizado também um Nobreak para garantir que, caso houvesse falta de energia, o ensaio permanecesse em andamento. O laboratório onde os ensaios foram executados apresentavam controle de temperatura (23 °C) e umidade (60%), porém dentro do aparato de ensaios não foi feito nenhum controle de temperatura e umidade.

Devido à necessidade de se ensaiar vários corpos de prova ao mesmo tempo e pelo limitado número de fontes, houve a necessidade de ligar alguns corpos em série formando um circuito. Esta opção é válida uma vez que pelos conceitos de eletricidade, quando se ligam resistores formando um circuito em série, a corrente será a mesma para todos os elementos da ligação. A quantidade de corpos de prova que puderam ser ligados continuamente (máximo 3) foi determinada pela máxima diferença de potencial

Tabela 6 – Dados de resistência à compressão dos concretos (MPa)											
	Relação água/aglomerante										
		S	em sílica ativ	a	Com sílica ativa						
		0,4	0,5	0,6	0,4	0,5	0,6				
Dias	7	38,9	28,0	24,5	39,4	32,8	23,8				
2100	28	47,2	38,2	31,2	49,6	36,9	31,7				



suportada pelas fontes, mantendo-se a corrente elétrica definida para este trabalho.

Os corpos de prova foram submetidos ao ensaio CAIM durante 20 dias. Posteriormente, os prismas de concreto foram mantidos durante 7 dias a temperatura ambiente para secagem. Na sequência procedeu-se a análise visual do estado de degradação dos corpos de prova e a extração das amostras de pó para contagem do teor de cloretos. A extração foi feita utilizando-se uma furadeira com uma escala acoplada para garantia da espessura de cobrimento.

As amostras do pó do concreto foram acondicionadas em sacos plásticos, lacradas e levadas até o Laboratório de Concreto da Usina Hidrelétrica de Itaipu para proceder aos ensaios do teor de cloretos. Terminada a etapa de extração do pó do concreto, os corpos de prova foram rompidos na prensa hidráulica para retirada das barras de aco.

Após serem retiradas do concreto, as barras passaram por um processo de limpeza conforme procedimento descrito pela norma americana ASTM A380 [21]. Após limpeza completa, procedeu-se a pesagem das barras.

#### Resultados e discussões 3.

As principais variáveis de resposta analisadas neste trabalho foram a perda de massa das barras de aço e o teor de cloretos contidos nas camadas de cobrimento após a submissão dos corpos de prova ao ensaio de corrosão acelerada. Moldaram-se também corpos de prova para controle das resistências do concreto. Os resultados de resistência à compressão estão apresentados na Tabela 6 e foram utilizados como parâmetro de caracterização dos concretos do estudo.

#### Grau de corrosão medido através de perda 3.1 de massa das barras de aço

Os dados obtidos com o programa experimental foram primeiramente tratados estatisticamente com o intuito de identificar e eliminar valores atípicos. Os dados foram considerados espúrios guando o valor absoluto da variável de resposta subtraído da média

e	espessura de cobrimento, presença de sílica ativa nos concretos (significância de 95%)											
Relação	Relação água/aglomerante		gl	MQ	F	F crítico	Efeito					
Concreto	Cobrimento = 2,5	155,9438	2	77,97192	69,19545	5,143253	Signif.					
sem sílica	Cobrimento = 4,0	60,1316	2	30,0658	20,56927	5,143253	Signif.					
ativa	Cobrimento = 6,0	22,9483	2	11,47417	72,30734	5,143253	Signif.					
Concretos	Cobrimento = 2,5	169,8875	2	84,94375	30,85882	5,143253	Signif.					
com sílica	Cobrimento = 4,0	77,15959	2	38,5798	6,873874	5,143253	Signif.					
ativa	Cobrimento = 6,0	42,5409	2	21,27047	45,53911	5,143253	Signif.					
Espessu	ıra de cobrimento	SQ	gl	MQ	F	F crítico	Efeito					
Concretos	a/agl = 0,4	2,273218	2	1,136609	0,653028	5,143253	Não signif.					
sem sílica	a/agl = 0,5	67,08003	2	33,54001	180,9271	5,143253	Signif.					
ativa	a/agl = 0,6	45,02897	2	22,51449	27,413	5,143253	Signif.					
Presença de sílica ativa		SQ	gl	MQ	F	F crítico	Efeito					
	a/agl = 0,4	21,61406	1	21,61406	24,13078	4,49400	Signif.					
variando o	a/agl = 0,5	25,48186	1	25,48186	4,63315	4,49400	Signif.					
coprimento	a/agl = 0,6	3,24498	1	3,24498	0,31205	4,49400	Não signif.					



de suas repetições era maior que o desvio padrão. Esses valores foram descartados e a média foi recalculada sem a utilização dos valores descartados. A Figura 3 apresenta valores médios de perda de massa (grau de corrosão), para as três variáveis de estudo. O gráfico permite uma melhor visualização do comportamento das variáveis de estudo.

Analisando a Figura 3 pode-se verificar a influência da relação água/aglomerante, da adição de sílica ativa e da espessura de cobrimento na perda de massa das barras de aço submetidas ao processo corrosivo. O resultado evidencia que estes parâmetros exercem forte influência na capacidade de proteção do aço dentro do concreto, podendo ser usados como ferramenta de adequação da estrutura ao nível de durabilidade objetivado nos projetos.

Após a eliminação dos valores espúrios, a verificação da influência das variáveis no processo de corrosão foi feita por meio de uma análise de variância (ANOVA) nos dados de perda de massa das barras inseridas nos corpos de prova de concreto, com nível de significância da análise de 95%. Um resumo dos resultados encontra-se descrito na Tabela 7 e a interpretação é feita de forma que o fator em análise é considerado de influência com 95% de significância sempre que F for maior do que o F<sub>crítico</sub>.

### 3.1.1 Influência da relação água/aglomerante

Os resultados de perda de massa em função da relação água/ aglomerante confirmam o que já era esperado, ou seja, que a relação água/aglomerante exerce influência significativa na corrosão do aço. A Figura 3 mostra o incremento na perda de massa das barras de aço com o aumento da relação água/aglomerante para as séries sem sílica ativa, indicando que mudanças nesta variável implicam em alterações significativas na perda de massa das barras de aço carbono embutido nos corpos de prova submetidos ao ensaio CAIM. Este comportamento se deve ao fato de que quanto menor for a quantidade de água na mistura, maior será a proteção oferecida ao concreto quando exposto as intempéries, devido à redução no tamanho dos poros e consequente dificuldade de penetração de fluidos e de agentes agressivos. Esta relação é bem conhecida no meio técnico e científico e tem sido comprovada a partir de estudos como segue: Lafhaj et al. [22] mostram que quanto maior a relação a/c, maior a porosidade total do material cimentício. O estudo de Hedenblad [23] indica que quanto maior a porosidade total do material cimentício, maior a sua permeabilidade. O grau de hidratação do cimento e sua porosidade aumentam com a elevação da relação água/cimento. Isso foi verificado no estudo de Chen, Wu [24] em argamassas de traço 1:2 em massa e ficou demonstrado que para a relação água/cimento 0,4 o grau de hidratação foi de 68% e para a relação água/cimento de 0,6 o grau de hidratação foi de 81%, ambos aos 180 dias de cura. Porém, o estudo também indicou que a argamassa com relação a/c elevada apresenta uma faixa de poros maiores, não presente na argamassa com baixa relação a/c. Esta informação coincide com os resultados clássicos apresentados nos estudos de Powers [25]. Nota-se que as perdas de massa das barras de aço são mais pronunciadas quando da passagem da relação água/aglomerante 0,4 para 0,5, do que 0,5 para 0,6. Isto demonstra uma tendência de que para produzir concretos mais duráveis sejam utilizadas relações a/ agl abaixo de 0,5. A NBR 6118 [26] permite que seja utilizada uma relação a/agl igual a 0.5 para a classe de agressividade III (atmosfera industrial ou marinha), recomendação esta que poderia ser considerada pouco rigorosa, caso estes resultados tivessem sido obtidos em campo e não em ensaios acelerados. Desse modo, este resultado serve de alerta, mas é necessário realizar experimentos não acelerados para fundamentar melhor estas constatações preliminares. Este ponto de vista se baseia no fato de que a aceleração da degradação adotada não reproduz totalmente as condições reais de exposição de uma estrutura em ambiente próximo ao mar.

A análise visual dos corpos de prova após o ensaio CAIM permite verificar os efeitos estéticos que o processo de corrosão provoca sobre o concreto. A Figura 4 apresenta o estado de degradação observado nos corpos de prova com as três relações água/aglomerante estudadas para uma espessura de cobrimento de 4,0 cm com a presença de sílica ativa.

O processo de corrosão instalado gera a formação de produtos de corrosão, que devido a umidade abundante durante o ensaio gera manchas na superfície dos corpos de prova. Pode-se associar a intensidade de ocorrência destas manchas na superfície com a qualidade do concreto utilizado. Verifica-se através da Figura 4 que quanto menor a relação água/aglomerante menor os efeitos aparentes da corrosão sobre a superfície do concreto, confirmando-se assim as conclusões obtidas anteriormente.



#### 3.1.2 Influência da espessura de cobrimento

O cobrimento da armadura no concreto é um fator muito importante de controle da movimentação dos íons cloreto e da penetração de substâncias nocivas ao concreto. Ele desempenha o papel de proteção física, pois dificulta a entrada de agentes agressivos, oxigênio e umidade, além de garantir o meio alcalino para que a armadura tenha a proteção química. A Figura 3 mostra a influência das diferentes espessuras de cobrimentos como barreira protetora ao aço para concretos sem sílica ativa.

Pela teoria, para concretos com qualidade similares, quanto maior a espessura de cobrimento, maior tende a ser o intervalo de tempo até que a concentração de cloretos junto ao aço atinja o valor limite, uma vez que este cobrimento tende a funcionar com uma barreira a penetração dos íons. Como os corpos de prova foram submetidos à exposição durante o mesmo período de tempo, a afirmação pode ser confirmada quando se analisa a Figura 3, na qual se constata que conforme o cobrimento do concreto diminui tem-se um acréscimo na perda de massa das barras de aco nos concretos de relação água/aglomerante 0,5 e 0,6. Nas misturas de relação água/aglomerante 0,40, parece não haver alterações na perda de massa das armaduras para diferentes espessuras de cobrimento ou pelo menos este efeito é bem menor. Supõe-se que para esta relação água/aglomerante, a microestrutura do concreto encontra-se tão densa que predomina sobre a velocidade de penetração dos íons, como indicam os estudos de Medeiros, Helene [27] e Chen, Wu [24].

A NBR 6118 [26] recomenda como valores limites para a classe de agressividade IV espessura de cobrimento de 5,0 cm e relação água/aglomerante de 0,45. Conforme os resultados obtidos nesta pesquisa, não há necessidade de se usar cobrimentos maiores do que 4,0 cm, para concretos expostos a condição imposta no ensaio usado neste trabalho, quando a relação água/ aglomerante for de 0,40. Esta afirmação foi confirmada pela análise de variância com 95% de significância, conforme Tabela 7, indicando que a variação na espessura cobrimento (entre 2,5 e 6 cm) não é significativa no caso de relação água/aglomerante de 0,4 e é significante nos casos das relações água/aglomerante de 0,5 e 0,6.

É importante salientar que esta interpretação é baseada estritamente nos materiais utilizados e nas condições de exposição impostas neste ensaio. A exposição real de uma estrutura de concreto armado tem inúmeros fatores de influência não simulados no ensaio empregado e, por isso, a NBR 6118 deve continuar sendo seguida.

Por meio da análise visual, um efeito verificado em todos os corpos de prova com espessura de cobrimento igual a 6,0 cm é o aparecimento de fissuras devido ao caráter expansivo dos produtos originados pela corrosão (Figura 5). Atribui-se este fenômeno ao excessivo cobrimento utilizado, uma vez que as amostras de cobrimento inferior não apresentaram tal ocorrência.

Pode-se concluir, com base nas informações e análises anteriores que, quanto maior o cobrimento menor será a perda de massa das armaduras, porém quando se reduz a relação a/agl a valores próximos de 0,40, os poros do concreto tendem a encontrar-se tão densos que por si só já apresentam proteção frente ao processo corrosivo não necessitando assim de cobrimentos excessivos, sendo neste caso até mesmo nocivo a sua utilização. Um estudo aprofundado sobre a porosidade dos concretos poderá fundamentar melhor esta análise.

#### 3.1.3 Influência da presença de sílica ativa

O emprego de sílica ativa no concreto provocou um decréscimo na perda de massa das barras inseridas no interior do concreto. Atribui-se este decréscimo a possibilidade desta pozolana preencher os vazios presentes do interior do material (pelo efeito fíler associado às reações pozolânicas), tornando o material mais resistente ao ingresso de Cl<sup>-</sup>. Apesar disto, observa-se que quanto maior a relação água/aglomerante menos significativo fica este efeito, até o ponto onde a presença desta adição passa a não influenciar a perda de massa das barras inseridas no concreto (relação a/agl = 0,6). A interpretação dos dados faz crer que o uso de sílica ativa na dosagem do concreto é mais vantajoso quando se trabalha com concretos de baixa relação água/aglomerante.

O concreto com sílica ativa teve uma resistência à compressão muito semelhante ao concreto sem sílica ativa, porém, no caso de baixa relação a/agl (neste caso a/agl=0,4) verifica-se uma capacidade de proteger a armadura da corrosão por cloretos muito superior do que a série de corpos de prova sem esta adição, conforme observado na Figura 3.

Este é um indicativo que para baixas relações água/aglomerante, a sílica ativa muda a microestrutura do concreto de forma a dificultar a penetração de cloretos. Isto deixa evidente que utilizar a resistência à compressão como único fator determinante de durabilidade do concreto armado pode induzir a conclusões errôneas, sendo então necessários outros parâmetros de análise para uma conclusão mais completa. O estudo de Ramezanianpour e Malhotra [28] também apresenta resultados que corroboram esta questão, pois eles compararam concretos de referência, confeccionados com a mesma relação água/aglomerante e com um cimento equivalente no Brasil ao CP I – 32, com um concreto com 10 % de sílica ativa em substituição ao cimento. O resultado encontrado indica uma manutenção da resistência à compressão, porém, houve uma clara redução da porosidade e um refinamento dos poros provocado pelo uso da sílica ativa. Além disso, este percentual de substituição resultou em uma elevação considerável da resistência à penetração de íons cloretos, embasado pela redução da porosidade. Este fato foi atribuído pelos autores ao



## Figura 6 – Teor de cloretos até a altura do cobrimento, extraídos dos corpos de prova submetidos ao ensaio CAIM
efeito das reações pozolânicas provocadas pela sílica ativa. Vale salientar que Atis et al. [29] mostram em seu experimento que o concreto com sílica ativa apresenta maior tendência a sua resistência ser afetada pela cura seca, ou ausência de cura, que ocorre em muitas obras. Meloleepszy e Deja [30] também evidenciaram resultados semelhantes estudando percentuais de substituição de 5% e 10% de sílica ativa, com redução de até 40% nos resultados de resistência à compressão. Desse modo, deve-se ter um alerta para esta questão: aparentemente a sílica ativa produz um concreto que bloqueia melhor os agentes agressivos, porém, a cura úmida passa a ter um papel mais importante do que no caso do concreto convencional.

#### 3.1.4 Concentração de cloretos na espessura de cobrimento

O ensaio acelerado distorce condições ambientais não podendo servir como um parâmetro fixo para comparação com os dados obtidos em ensaios realizados naturalmente, porém, servem de base para o entendimento das variáveis que influenciam no processo e assim é possível tomar medidas de mitigação das manifestações patológicas provenientes da corrosão de armaduras. Existe, no entanto, um grande movimento por parte dos pesquisadores em tentar relacionar os dados obtidos com ensaios acelerados e a degradação observada em estruturas expostas ao ambiente.

No ensaio de corrosão acelerada por imersão modificada (CAIM), a corrente elétrica aplicada sobre os corpos de prova induz a migração dos cloretos presentes na solução em direção à barra de aço presente no interior do corpo de prova. Como consequência disto, os cloretos se alojam nos poros do concreto. Neste trabalho, avaliou-se o teor de cloretos presente na espessura de cobrimento dos concretos submetidos ao ensaio CAIM. A contagem de cloretos foi realizada no pó extraído do concreto de cobrimento dos corpos de prova utilizando o método de Volhard conforme descrito por Andrade [31]. A ASTM C1152-04 [16] referencia a titulometria com nitrato de prata para a determinação de íons cloretos total em amostras de cimento e concreto utilizando-se procedimentos similares ao adotado por Andrade [31]. Foi aplicado sobre os dados do teor de cloretos o mesmo tratamento preliminar utilizado para refinar os dados da perda de massa por corrosão. Os dados obtidos após o tratamento preliminar estão expostos na Figura 6. A Figura 6 mostra o comportamento do teor de cloretos para as variáveis de estudo deste trabalho. Observa-se que todas as curvas mostram a mesma tendência observada para a perda de massa das barras de aco, o que ratifica as conclusões a respeito da influência das variáveis frente à deposição de cloretos no concreto. Nota-se que praticamente todos os corpos de prova estão com seus teores de cloretos acima daquele proposto por Helene [12] de 0,05% a 0,1% em relação à massa de concreto e que segundo o autor é a faixa de valores médios mais aceitos entre pesquisadores como um limite crítico de corrosão. O Comitê Euro-Internacional do Concreto (CEB, 1992) recomenda que o teor de cloretos em concreto armado não deva ultrapassar 0,05% em relação à massa de concreto.

Analisando a Figura 6 pode-se confirmar a hipótese de que a perda de massa das barras deterioradas através do processo de corrosão por cloretos é diretamente relacionada com o teor de cloretos no cobrimento do concreto. Os resultados demonstram um potencial para estudo no que se refere a interpretação dos dados obtidos com o ensaio CAIM sob a ótica do teor de cloretos, uma vez que o comportamento das curvas é similar. Por esta abordagem, podem-se associar mais facilmente os resultados obtidos em laboratório com ensaios realizados no ambiente, uma vez que para obtenção dos dados de análise de cloretos é necessária somente a leitura do teor de íons no momento da medição, sem necessidade de dados históricos, diferente do ensaio por perda de massa, no qual as massas iniciais das barras deverão ter sido registradas. Além disso, o uso do teor de cloretos como variável de resposta do ensaio permite que cada corpo de prova seja monitorado ao longo do ensaio, uma vez que é possível executar a extração em uma parte do corpo de prova, preencher os furos de coleta de amostra pontualmente com epóxi e prosseguir com a exposição. No caso da perda de massa, só é possível uma leitura, pois a barra precisa ser extraída dos corpos de prova para o resultado final.

Todo ensaio acelerado distorce as condições de agressividade, o que torna difícil correlacionar as condições de ensaio com as condições naturais, e praticamente impossibilita a estimativa de vida útil a partir de análise de tempos de ensaios. Apesar disto, ensaios como o CAIM podem ser úteis para análises comparativas, que buscam identificar como variações nos materiais afetam o processo corrosivo e como evoluem os efeitos da degradação.

As informações expostas neste artigo deixam claro que as normas atuais (nacionais e internacionais) ainda usam os métodos baseados em experiências anteriores com a prescrição de cobrimentos, consumo de cimento e resistência mecânica mínimos para cada tipo de condição de exposição. Introduzir os métodos deterministas nas normas constitui-se um grande desafio para a engenharia civil tornando a análise de vida útil mais precisa, versátil e confiável. Este é um desafio pela maior dificuldade de controle e especificação, mas isso tornaria a tecnologia de estruturas de concreto armado mais coerente, uma vez que abriria a possibilidade de se utilizar, por exemplo, um concreto de 50 MPa e adotar um cobrimento menor do que se a mesma estrutura fosse executada com um concreto de 25 MPa.

Atualmente, as normas fixam um mínimo de resistência e de cobrimento ignorando que a qualidade do cobrimento de um concreto pode ser muito diferente do outro. Para chegar ao ponto de aplicar o raciocínio embutido nos métodos deterministas, trabalhos na linha de quantificar a influência de parâmetros como espessura e qualidade do cobrimento, uso de adições, compacidade e outros fatores de influência na proteção do aço são necessários.

## 4. Conclusões

O programa experimental deste trabalho permitiu obter as seguintes conclusões:

- A metodologia CAIM mostrou-se satisfatória e apresenta-se como uma técnica com grande potencial de uso para dados comparativos de durabilidade de materiais, pois é um meio rápido de produzir comparações e balizar tomadas de decisões de obras importantes;
- As três variáveis estudadas (espessura de cobrimento, uso de sílica ativa e relação água/aglomerante) apresentaram influência no processo de corrosão. Isto foi constatado pela perda de massa das barras após o CAIM e pelo teor de cloretos na espessura de cobrimento;
- A relação água/aglomerante mostrou-se como o fator mais importante no controle de movimentação de íons cloretos. Atribui-se

este efeito a porosidade do concreto, pois quanto menor a relação água/aglomerante menor a perda de massa das barras e menor o teor de cloretos no interior do concreto.

- Quanto maior a espessura de cobrimento menor a perda de massa das armaduras. No entanto, os dados mostram que este incremento é pequeno para a relação água/aglomerante de 0,4 e muito significante para os valores de relação água/aglomerante de 0,5 e 0,6. De um modo geral, a utilização de baixos valores de espessura de cobrimento (2,5 cm) mostrou-se ineficiente, se considerarmos o alto grau de perda de massa das armaduras atingido, confirmando assim as recomendações das diversas normas;
- A adição de sílica ativa no concreto proporcionou um decréscimo na perda de massa das barras, sendo o nível de perda proporcional à relação água/aglomerante. O uso da sílica tende a ser mais vantajoso para concretos de relações água/aglomerante baixas e pouco efetivo para valores elevados de relação água/aglomerante;
- Existe uma correlação entre o teor de cloretos e a perda de massa nas barras de aço, demonstrando-se assim que a concentração de íons cloreto é um fator determinante para o processo. Estudos devem ser elaborados, principalmente na tentativa de relacionar ensaios acelerados com os ensaios de campo em trabalhos de inspeção em estruturas reais.

## 5. Agradecimentos

Os autores agradecem a Universidade Estadual do Oeste do Paraná- UNIOESTE e Universidade Federal do Paraná – UFPR pela parceria neste trabalho. Agradecimentos ainda ao apoio do Centro de Estudos Avançados em Segurança de Barragens do Parque Tecnológico Itaipu (CEASB/PTI) através de bolsa de iniciação científica e ao Laboratório de Tecnologia do Concreto da Usina Hidrelétrica Itaipu por meio da realização de alguns ensaios.

## 6. Referências bibliográficas

- [01] Z, LOUNIS. Reliability-based life prediction of aging concrete bridge decks. National Research Council Canada. NRCC 44246. Proceedings of the International RILEM Workshop on Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures, Cannes, France, 2000.
- [02] O. T, RINCÓN; Duracon Collaboration. Durability of concrete structures: DURACON, an iberoamerican project. Preliminary results. Building and environment. Volume 41. pp. 952–962. 2006.
- [03] R, BABOIAN. Corrosion a problem of international importance. In: ASTM STP 1000. Corrosion testing and evaluation: Silver anniversary volume. Philadelphia. 1990. P, 7-13.
- [04] W, D. CALLISTER. Ciência e engenharia dos materiais: uma introdução. Trad. Sérgio Murilo Stamile Soares.
   5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2000.
- [05] E. C. B, MONTEIRO. Avaliação do método de extração eletroquímica de cloretos para reabilitação de estruturas de concreto com problemas de corrosão. Tese (Doutorado). Escola Politecnica da Universidade

de São Paulo. São Paulo, 2002.

- [06] J. M. R, DOTTO. Corrosão do aço induzida por íons cloretos – uma análise crítica das técnicas eletroquímicas aplicadas ao sistema aço-concreto com e sem pozolana. 2006. Tese (Doutorado em engenharia civil) – Programa de pos graduação em engenharia civil: PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2006.
- [07] J. C, ANDRADE; R. L, FORTES. Corrosão na Armadura do Concreto Armado: Influência dos Agentes Cloretos e da Carbonatação. Engenharia, Fortaleza, v. 13, p. 85-96, 1995.
- [08] M. ISMAIL; M. OHTSU. Corrosion rate of ordinary and high-performance concrete subjected to chloride attack by AC impedance spectroscopy. Construction and Building Materials. V. 20. pp. 458–469. 2006.
- [09] L. ABOSRRA; A. F. ASHOUR; M. YOUSEFFI. Corrosion of steel reinforcement in concrete of different compressive strengths. Construction and Building Materials. v. 25. pp. 3915–3925. 2011.
- [10] J. XU; L. JIANG; W. WANG; Y. XU; Y. JIANG. Chloride threshold value for reinforcement corrosion in concrete with additions of sílica fume or fly ash. Magazine of Concrete Research. v. 63, pp. 905–913. 2011
- [11] H. YALCINER, O. EREN, S. SENSOY. An experimental study on the bond strength between reinforcement bars and concrete as a function of concrete cover, strength and corrosion level. Cement and Concrete Research. v. 42. pp. 643–655. 2012.
- [12] P. R. L, HELENE. Vida útil de estruturas de concreto armado sob o ponto de vista da corrosão da armadura. In: Seminário de dosagem e controle dos concretos estruturais. Anais ENCOL/SENAI. Brasília, 1993.
- [13] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). Standard test method for half-cell potentials of uncoated reinforcing steel in concrete. ASTM C 876. In: Annual book of ASTM Standards. Philadelphia, 1999.
- [14] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). Standard Test Method for determining the apparent chloride diffusion coefficient of cementitious mixtures by bulk diffusion. ASTM C 1556.. In: Annual book of ASTM Standards. West Conshohocken, 2004.
- [15] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration. ASTM C 1202. In: Annual book of ASTM Standards. West Conshohocken, 2005.
- [16] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard test methods for acid-soluble choride in mortar and concrete. ASTM C1152. Philadelphia, 2003.
- [17] R. C. A, LIMA. Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil: PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2005.
- [18] A, GRAEFF, A. Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil: PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2007.

- [19] A. S, TORRES. Avaliação da sensibilidade do ensaio CAIM – corrosão acelerado por imersão modificada – frente ao processo de corrosão. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil: PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2006.
- [20] VARELA, H; ESPINOZA, L. V. Penetrabilidad de iones cloruors em morteros com y sin revestimento. VII Jornadas Chilenas Del Hormigón e I Jornada Latinoamericana Del cimento y Hormigón. Santiago de Chile. 1988.
- [21] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Annual book of ASTM Standards. Standard practice for cleaning, descaling and passivation of stainless steel parts, equipment and systems. (Revision). ASTM A380. Philadelphia, 1996.
- [22] Z. LAFHAJ; M. GOUEYGOU; A. DJERBI; M. KACZMAREK. Correlation between porosity, permeability and ultrasonic parameters of mortar with variable water/ cement ratio and water content. Cement and Concrete Research. v. 36. pp. 625-633. 2006.
- [23] G. HEDENBLAD. The use of mercury intrusion porosimetry or helium porosity to predict the moisture transport properties of hardened cement paste. Advances in Cement Based Materials. v. 6. pp. 123-129. 1997.
- [24] X. CHEN; S. WU. Influence of water-to-cement ratio and curing period on pore structure of cement mortar. Construction and Building Materials. v. 38. pp. 804-812. 2013.
- [25] T. C. POWERS. Structure and physical properties of hardened Portland cement paste. Journal of American Ceramic Society. v. 41. n. 1 pp. 1–6. 1958.
- [26] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado – Procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2007.
- [27] M. H. F. MEDEIROS; P. HELENE. Migração de Íons Cloretos no Concreto - Influência da Consistência, Relação Água Cimento e Consumo de Cimento. Revista do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo - Brasil, v. Fev/Ma, p. 53-66, 2003.
- [28] A. A. RAMEZANIANPOUR; V. M. MALHOTRA. Effect of curing on the compressive strength, resistence to chloride-ion penetration and porosity of concretes incorporating slag, fly ash or sílica fume. Cement and concrete composites. v. 17. pp. 125 – 133. 1995.
- [29] C. D. ATIS; F. OZCAN; A. KILIC; O. KARAHAN; C. BILIN; M. H. SEVERCAN. Influence of dry and wet curing conditions on compressive strength of silica fume concrete. Building and environment. v. 40. pp. 1678 – 1683. 2005.
- [30] D. J. MELOLEEPSZYJ. The effect of variable curing conditions on the properties of mortars with silica fume. ACI SP-132. v. 2. pp. 1075–87. 1992.
- [31] M. C, ANDRADE. Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras. Tradução e adaptação: Antônio Carmona e Paulo Helene. São Paulo: PINI, 1992, p. 104.



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

# **Evaluation of the effect of varying the workability in concrete pore structure by using X-ray microtomography**

Avaliação do efeito da variação da trabalhabilidade na estrutura de poros do concreto pelo uso da microtomografia de raios X







E. E. BERNARDES <sup>a</sup> elenbernardes@gmail.com

A. G. DE MAGALHÃES a aldom@ufmg.br

W. L. VASCONCELOS <sup>b</sup> wlv@demet.br

E. H. M. NUNES <sup>b</sup> eduardohmn@yahoo.com.br

## Abstract

The useful life of concrete is associated with the penetrative ability of aggressive agents on their structures. Structural parameters such as porosity, pore distribution and connectivity have great influence on the properties of mass transport in porous solids. In the present study, the effect of varying the workability of concrete in fresh state, produced through the use of additives, on pore structure and on the mechanical compressive strength of hardened concrete was assessed. The pore structure was analyzed with the aid of X-ray microtomography, and the results obtained were compared to the total pore volume calculated from data derived from helium and mercury pycnometry tests. A good approximation between the porosity values obtained through the two techniques was observed, and it was found that, regardless of concrete consistency, the samples from the surface of the specimens showed a percentage of pores higher than those taken from the more inner layers.

Keywords: concrete, workability, porosity, X-ray microtomography.

## Resumo

A vida útil dos concretos está associada à capacidade de penetração de agentes agressivos em suas estruturas. Parâmetros estruturais como porosidade, distribuição e conectividade de poros têm grande influência nas propriedades de transporte de massa em sólidos porosos. No presente estudo avaliou-se o efeito da variação da trabalhabilidade do concreto no estado fresco, produzida pelo uso de aditivos, na estrutura de poros e na resistência mecânica à compressão do concreto endurecido. A estrutura de poros foi analisada com o auxílio de um microtomógrafo de raios X, e os resultados obtidos foram comparados com o volume total de poros calculados a partir de dados provenientes de ensios de picnometrias de hélio e mercúrio. Observou-se boa aproximação entre os valores de porosidade obtidos pelas duas técnicas, tendo-se constatado que, independente da consistência do concreto, as amostras provenientes da superfície dos corpos de prova apresentaram um percentual de poros superior do que aquelas retiradas de camadas mais internas.

Palavras-chave: concreto, trabalhabilidade, porosidade, microtomografia de raios X.

Received: 11 Oct 2012 • Accepted: 07 May 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

Universidade Federal de Minas Gerais, Department of Materials Engineering and Construction, Belo Horizonte, MG, Brasil 31270-901
 Universidade Federal de Minas Gerais, Department of Metallurgy and Materials Engineering, Belo Horizonte, MG, Brasil 31270-901

## 1. Introduction

In the study of concrete microstructure, porosity is particularly important in that it influences many of its properties, such as hardness, modulus of elasticity, compressive strength and permeability [1, 2].

The pore distribution system of concrete is strongly influenced by its production factors, such as dosage [3] and cure. The infinite variations in the productive process impede the creation of precise models to predict their behavior.

There are many consolidated techniques for the measurement and characterization of pore structure, such as mercury intrusion porosimetry (MIP), nitrogen adsorption and scanning electron microscopy (SEM). However, the use of these techniques in isolation is not capable of promoting a more accurate understanding of this structure [2, 4]. Besides this, each technique has its associated error, its analysis range and sample preparation standard, and these variables can become a complicating factor in the analysis and comparison of results. In this sense, the use of X-ray microtomography ( $\mu$ -CT) has contributed by facilitating the study of the pore structure of materials

The  $\mu$ -CT is an imaging technique that allows for the gathering of three-dimensional data on the internal microstructure of materials (such as density, pore structure and porosity), which does not require the special preparation of samples. Although its creation and use are not recent, [5] it was only in the last decade that studies involving its application in the investigation of the pore structure of cementitious materials began to be released [1, 2, 4, 6, 7].

This study aimed to verify the effect of the variation of concrete workability in fresh state, produced by the use of additives, in the

	Table 1 - Pro	perties of	CP III 40	cement	used
--	---------------	------------	-----------	--------	------

Property	Values
Residue in the Screen ABNT 200 (%)	0.35
Blaine specific surface (cm²/g)	4,700
True specific mass (g/cm³)	2.98
Water of normal consistency (%)	32.8
Time to start of hardening (hours)	3.12
Time to end of hardening (hours)	4.75
Loss on ignition (%)	3.8
Sulphuric anhydride – SO <sub>3</sub> (%)	2.5
Insoluble residue (%)	0.8
Compressive strength - 3 days (MPa)	23.4
Compressive strength - 7 days (MPa)	35.2
Compressive strength - 28 days (MPa)	49.0

pore structure and mechanical compressive strength of hardened concrete. In the investigation of pore structure, the X-ray microtomography ( $\mu$ -CT) technique was used. In order to compare results, the porosity of the concretes were also calculated through the ratio between bulk density, obtained by mercury pycnometry, and solid fraction density, obtained through the pycnometry test with helium gas [8, 9].

Two concrete mixtures were produced, named concrete Type 1 and Type 2, and were designed to achieve different workabilities through the respective use of plasticizing additives based on modi-

Table 2 – Granulometry of aggregates used				
Fine aggregate		Coarse aggregate		
Percentage retained (%)	Accumulated percentage retained (%)	Retained percentage (%)	Accumulated percentage retained (%)	
-	-	-	0	
-	-	7.8	8	
-	-	56.6	64	
-	-	27.6	92	
0	0	7.1	99	
0.6	1	-	99	
2.1	3	-	99	
8.5	11	-	99	
24.1	35	-	99	
49.5	85	-	99	
12.9	98	-	99	
2.3	100	0.6	100	
2.4		2	25	
2.32		6.	96	
	Fine aggregate         Percentage retained (%)         Percentage 1000000000000000000000000000000000000	Table 2 - Granulometry of aggregate         Fine aggregate       Accumulated percentage retained (%)         -       -         -       -         -       -         -       -         -       -         -       -         0       0         0.6       1         2.1       3         8.5       11         24.1       35         49.5       85         12.9       98         2.3       100	Table 2 - Granulometry of aggregates used         Fine aggregate       Coarse of percentage retained (%)       Retained percentage (%)         -       -       -       -         -       -       -       -       -         -	

Table 3 – Characterization of aggregates used					
Property Aggregate					
repeny	Fine	Coarse			
Specific mass (g/cm³)	2.6	2.7			
Unit mass (g/cm³)	1.3	1.4			
Sprayed material (%)	0.4	0.5			
Rate of Clay in lumps (%)	0.1	-			
Organic impurity (ppm)	< 300	-			

fied hydroxycarboxylic compounds and sulfonated polinaftaleno, while maintaining the same proportions of the constituent solids and water/cement ratio (w/c). Both concretes were cured in a moist chamber until rupture. Type 1 concrete was also subjected to curing submerged in fresh water, in order to examine the efficacy of curing in a moist chamber.

## 2. Materials and experimental program

#### 2.1 Cement

For the proportioning of concrete, a Brazilian cement was used with the addition of blast furnace slag (CP III 40), whose technical specifications are described in the Brazilian standard NBR 5735 [10]. Its main physical, chemical and mechanical properties are presented in Table 1.

## 2.2 Aggregates

The fine aggregate used was natural quartz sand, and the coarse aggregate was obtained by the crushing of calcite rocks.

The results of the particle size tests and characterization of aggregates can be seen in Tables 2 and 3, respectively.

## 2.3 Filler

Limestone filler was used with maximum particle size passing through a sieve with a mesh of 44  $\mu$ m. Table 4 shows the main physical and chemical properties of the limestone filler used in this study.

## 2.4 Chemical additives

The Type 1 concrete was prepared by use of a plasticizer based on

Table 4 – Properties of limestone filler used			
Property	Value		
Blaine specific surface (cm²/g)	3,095		
Specific mass (g/cm <sup>3</sup> )	2.73		
Mean particle diameter (µm)	90		
Calcium oxides - CaO (%)	55.04		
Loss on ignition – PCC (%)	41.94		
Other oxides (%)	3.02		

modified hydroxycarboxylic compounds. For the production of the Type 2 concrete, a plasticizer based on poly naphthalene sulfonate was used.

## 2.5 Proportioning of concrete

For the dosing of specific Type 1 and Type 2 concretes, a similar dosing was determined, differentiated only by the type and quantity of plasticizer additive used to attribute the different workabilities.

The additive dosage used in each proportion was enough to confer a reduction of 60 mm for Type 1 concrete and 100 mm for Type 2 concrete (ASTM C 143).

The specific concrete proportions produced are described in Table 5, where the weight ratio of solid components is presented in the format cement/filler/sand/gravel.

## 2.6 Molding and curing of specimens

A total of 14 cylindrical specimens (100 x 200) mm were made, with 8 test specimens being produced with Type 1 concrete and 6 test specimens with Type 2 concrete, whose respective deforming was done 48 and 24 hours after casting. The deliberate demoulding of the Type 1 concrete required 48 hours to be performed because the additive used delayed the hardening of the material.

After the demoulding, 6 test specimens of each type of concrete were kept in a moist chamber (wet cure), with temperature controlled at  $23 \pm 2$  °C and relative humidity (RH) greater than 95%, until the moment of mechanical testing of compressive strength. These 2 remaining test specimens of Type 1 concrete were kept in a moist chamber for a period of 24 hours, before being submerged in fresh water (submerged cure) until they completed 28 days.

Table 5 – Specification of concrete dosage					
Mix	Fraction of cement (kg/m³)	Water/cement ratio	Proportion of solid constituents	Fraction of additive (I/m³)	Slump (mm)
Type 1 Type 2	340	0.54	1 : 0.53 : 2.14 : 2.70	2.04 1.36	60 100

Table 6 – Compressive strength of concrete analyzed				
Age (days)	Type 1 – Moist cure	Compressive strength (MPa) Type 1 – Submerged cure	Type 2 – Moist cure	
7	26.9	-	24.4	
14	37.2	-	37.6	
28	46.5	47.0	46.0	

#### 2.7 Characterization tests of the concretes

#### Compressive strength

Compression tests were performed on pairs of specimens at ages 7, 14 and 28 days for test specimens that underwent moist curing, and at 28 days for the 2 test specimens that were submitted to submerged curing. The tests were conducted with a constant loading rate of  $(0.45 \pm 0.15)$  MPa/s, and the compressive strength results were obtained within an experimental error of 5%.

#### **Obtaining samples**

The characterization of pore structure, by X-ray microtomography ( $\mu$ -CT) and helium and mercury pycnometry was performed on samples taken from specimens aged 28 days [9, 11, 12], cured in a moist chamber and by submersion in fresh water. The samples were extracted from the specimen with the highest mechanical compressive strength.

To obtain the samples, each sample was cut transversally, with the aid of a circular saw, so as to obtain slices about 1 cm thick, discarding the first 2 inches of each end. Fragments of mortar, with average size between 0.5 cm and 1.0 cm, were collected from the surface and the internal region of the specimen slices. This slicing procedure was necessary to facilitate the selective extraction of fragments.

#### Helium pycnometry

The actual density of the investigated material was obtained by helium pycnometry [8, 9] in Quantachrome equipment model MVP-1. For each analysis situation, the sample was prepared from 70 grams of fragments from the surface and inner layers of the specimen, in a proportion close to 50%. The material was sprayed in a pot mill to obtain a particle size less than 75  $\mu$ m. After the comminution stage, each sample was kept in an oven at 80 °C for a period of 3 hours, before being divided into fractions of approximately 3 grams.

After being weighed on an analytical balance, the fractionated material was transferred to the sample compartment of the equipment where it underwent a process of degassing by repeated purging with helium to remove any impurities present. Next, there were five consecutive readings of pressure, which were recorded in the measuring chamber before and after gas expansion. Using these values, the actual density was calculated with its respective error, obtained by the standard deviation of the readings.

#### Mercury pycnometry

For each situation analysis, a sample of about 6g was obtained from the quartering of 96 g fragments extracted from the surface and inner layers of the specimen, in a proportion close to 50%. The samples were kept in an incubator at 80 °C for a period of 3 hours. The test was performed using a glass volumetric flask with a capacity of 25 ml. The volume of liquid displaced after immersion of the sample in the flask filled with mercury was measured and then the volumetric density of each sample analyzed was calculated [8, 9], with the error being calculated from the standard deviation of five consecutive weighings of the sample, empty receptacle, receptacle filled with Hg, and receptacle with Hg - sample introduced.

#### X-ray microtomography

To carry out readings in the SkyScan 1172 microtomograph, one fragment of mortar from the surface was selected with the other coming from the inner layers of each specimen analyzed. Because this technique is based on obtaining two-dimensional projections of the analyzed object while it is rotated, the selection of fragments of more regular geometry was deemed appropriate.

Each fragment was positioned in the sample compartment of the equipment and fixed with modeling clay. The samples investigated were rotated at angles up to 180°, adopting a step

Table 7 – Results obtained from helium and mercury pycnometry tests				
Concrete	Density (g/cm³)		Porosity (%)	
Conciere	Actual	Volume		
Type 1 – moist cure	2.66 ± 0.04	2.04 ± 0.03	24 ± 1	
Type 1 – submerged cure	2.57 ± 0.05	1.97 ± 0.02	23 ± 2	
Type 2 – moist cure	2.58 ± 0.03	2.02 ± 0.06	19 ± 1	

Table 8 – Porosity of pore structure of the concretes through $\mu$ -CT				
Sample	Type 1 – Moist cure	Porosity (%) Type 1 – Submerged cure	Type 2 – Moist cure	
Inner	16.0 ± 0.5	18.6 ± 0.8	15.0 ± 0.4	
Surface	32.8 ± 0.4	33.2 ± 0.6	25.0 ± 1	
Mean value	24.4 ± 0.9	26.0 ± 1	20.0 ± 1	

of 0.40°. Through the projections acquired and the Nrecon and CTAn software the morphological parameters were obtained, as well as the three-dimensional representation of the structures scanned. To calculate the mean porosity of the materials studied, one hundred two-dimensional sections throughout the volume analyzed were considered.

## 3. Results

## 3.1 Compressive strength

Table 6 presents the compressive strength results of the test specimens for different analysis situations proposed.

It is noted that the variation in concrete consistency (Type 1 and Type 2) did not affect the compressive strength of the specimens. The same is verified for specimens subjected to moist and submerged curing of Type 1 concrete.

## 3.2 Helium and mercury pycnometry

Table 7 shows the true density, bulk density and porosities of the samples analyzed.

The porosity results for the different processes of Type 1 concrete curing presented very close values. Type 2 concrete, submitted to moist cure, had lower porosity than Type 1 concrete with the same curing conditions.

As the samples are composed of fragments from both the surface and inner layers of the specimens, the data obtained provide an overall average for the material studied.

## 3.3 X-ray microtomography

Table 8 shows the porosity results for the internal and outer concrete samples analyzed as well as the mean of these results. Analysis by  $\mu$ -CT showed very close average porosity percentages for the two Type 1 concrete curing processes, and a lower percentage for Type 2 concrete. In isolated analysis, the samples extracted from the surface of the specimens showed considerably higher porosity than the samples removed from inside the test specimens. Table 9 presents two parameters, on the pore structure of the materials analyzed, generated by  $\mu$ -CT.

The open pores directly affect the permeability of fluids in the material, while its mechanical strength is influenced by the open and closed pores [13]. In the analysis of open porosity, the readings obtained for the internal samples were discarded, since pores that were initially closed could have opened during the fragmentation of the material, but they would not effectively contribute to system permeability.

For samples taken from the surface of the specimens, results show that Type 2 concrete had an open porosity percentage slightly higher than Type 1 concrete, both being submitted to moist curing. For the two Type 1 concrete curing types, values were quite close. Fragmentation is characterized by the breakdown of connectivity. The more negative the fragmentation rate (IF) the greater pore connectivity will be, favoring system permeability.

The porosity, open porosity and fragmentation rate of the samples analyzed were obtained by means of image processing performed by Nrecon and CTAn software.

Comparing the results of Type 1 and Type 2 concretes, submitted to moist cure, only the surface sample varied, with Type 1 concrete showing greater pore connectivity. For the different Type 1 concrete curing processes, there is greater connectivity for the surface samples.

Apart from the quantitative results, the technique provides for a qualitative analysis of pore structure by observation of the generated images.

The tomographic process consists of rotating the specimen at equal angles until completing a 180° or 360° turn while it is subjected to a beam of X-rays. At each step, various frames are cap-

Table 9 – Parameters on pore structure of the concretes through $\mu$ -CT			
Sample		Open porosity (%)	Index of pore fragmentation ( $\mu m^{-1}$ )
Type 1	Inner	-	0.02± 0.01
moist cure	Surface	7.9± 0.4	- 0.02± 0.01
Type 1	Inner	-	0.011±0.001
submerged cure	Surface	7.6± 0.6	- 0.013±0.001
Type 2	Inner	-	0.02± 0.01
moist cure	Surface	9.0± 2.0	0.01± 0.01



tured to finally generate an image. After this capturing, the images are reconstructed so that they may be viewed in 3D [14]. Figure 1 shows recent clips of two-dimensional projections obtained from the internal and external samples of the Type 1 concrete, where it is possible to see that the image generated from the external sample has larger pores than those from the internal sample.

The computerized microtomography creates a complete reconstruction of the sample in the form of a 3D image from the 2D stacking sessions [15]. These, in turn, are obtained through a reconstruction algorithm applied to the projections taken from the sample [14]. For three-dimensional reconstruction and obtainment of data on the microstructure, specific image processing software is used, which is able to calculate diverse morphometric parameters, such as those presented. Figure 2 shows a three-dimensional reconstruction of one of the concrete samples.

## 4. Discussions

The sampling method applied to pycnometry tests provided porosity results that characterize a global average for the specimen analyzed. In contrast, the method applied to microtomography testing promoted an isolated analysis of surface and inner layer porosity of the test specimens.

Comparing the global porosity results provided by pycnometry with the mean from the microtomography results, some proximity of values was noted, as shown in Figure 3

This proximity shows a good correlation between the two techniques. In this way, in order to determine porosity, the helium and mercury porosity pycnometry may be used along with the  $\mu$ -CT for results validation.

The two techniques demonstrated a lower mean porosity for Type 2 concrete, compared to Type 1 concrete, both subjected to moist curing. However, porosity results for the inner layers of the two concretes, obtained by  $\mu$ -CT, fall within the same value range, Therefore, the variation of mean porosity had a higher value for Type 1 concrete due to a more pronounced porosity of the test specimen surface layer.

Apparently, the difference in consistency of Type 1 and Type 2 concretes influenced the surface porosity of the specimens, with no large variations in the internal porosity and mechanical strength results. The fact that the concrete's mechanical strength is significantly affected by the porosity of the internal structure [16] helps to explain the reason why the difference in concrete porosity did not have an impact on results obtained for specimen compressive strength, since lower values are normally expected for more porous concretes.

The two techniques also provided percentages very close to mean porosity for the different processes of Type 1 concrete curing. The  $\mu$ -CT demonstrated proximity of values for the surface porosity of concrete submitted to moist and submerged cure.

Determining the total porosity of the materials is not enough to evaluate the level of system absorption, since this porosity also covers isolated pores, without inter-connectivity, which do not contribute to external agents penetrating the inner mass. Therefore, it is important to jointly evaluate the connectivity parameters and percentage of open porosity, both provided by the  $\mu$ -CT. An example of this is the surface sample of the Type 2 concrete which, despite having mean porosity lower than that of the Type 1 concrete, had a higher percentage of open pores, however with lesser connectivity.

Nevertheless, for a better evaluation of the permeability and absorption level of the system, further testing for these specific purposes would be recommended.

## 5. Conclusions

It was verified that the compressive strength of concrete was not affected by the workability difference conferred on the material by the addition of plasticizing additives. However, this plasticity difference produced variations in the porosity of the hardened concrete, as was shown by the pycnometry and X-ray microtomography testing. The greater plasticity, conferred on the Type 2 concrete, may have contributed to better material densification, with a consequent reduction in porosity.

There was a good approximation of porosity results obtained from helium and mercury pycnometry when compared to those obtained by  $\mu$ -CT. Therefore, for the sampling methodology adopted, the use of two techniques together was preferred as a form of validating results.

The differentiation of the curing process applied to Type 1 concrete did not have a significant influence on the compressive strength of the specimens at the age of 28 days. The same was observed for porosity.

According to  $\mu$ -CT analyses, it was found that the porosity of the inner layers of Type 1 and Type 2 concrete had very close values and the porosity of the surface layer was greater for the Type 1 concrete. For both concretes studies, the samples extracted from the surface of the specimens showed greater porosity than those from the inner layers. Despite Type 2 concrete having an open porosity percentage a little higher than that of Type 1 concrete, its pore connectivity is much lower, which indicates that Type 2 concrete could be less susceptible to the penetration of external agents, resulting in greater material durability. However, supplementary testing would be needed to prove this theory.

## 6. References

- [01] U. Rattanasak, K. Kendall, Pore structure of cement/pozzolan composites by X-ray microtomography, Cement and Concrete Research 35 (4) (2005) 637-640.
- [02] S. Lu, E.N. Landis, D.T. Keane, X-ray microtomographic studies of pore structure and permeability in Portland cement concrete, Materials and Structures 39 (6) (2006) 611-620.
- [03] D.-J. Sun, K. Sisomphon, M.-H. Zhang, Effect of super plasticisers on adsorption, rate of cement hydration,





and pore structure of cement pastes, Advances in Cement Research 21 (4) (2009) 159-167.

- [04] M.A.B. Promentilla, T. Sugiyama, T. Hitomi, N. Takeda, Characterizing the 3D pore structure of hardened cement paste with synchrotron microtomography, Journal of Advanced Concrete Technology 6 (2) (2008) 273-286.
- [05] B.P. Flannery, H.W. Deckman , K.L. D'Amico, Three-dimensional X-ray microtomography, Science 237 (1987) 1439-1444.
- [06] E. Gallucci, K. Scrivener, A. Groso, M. Stampanoni, G. Margaritondo, 3D experimental investigation of the microstructure of cement pastes using synchrotron X-ray microtomography (μCT), Cement and Concrete Research 37 (3) (2007) 360-368.
- [07] N. Burlion, D. Bernard, D. Chen, X-ray microtomography: Application to microstructure analysis of a cementitious material during leaching process, Cement and Concrete Research 36 (2) (2006) 346-357.
- [08] ALIGIZAKI, Kalliopi K, Pore structure of cement-based materials: testing interprepation and requirements. Modern concrete technology series; v 12. London; New York Taylor & Francis, 2006.
- [09] MAGALHÃES, A.G. Caracterização e análise macro e microestrutural de concretos fabricados com cimento contendo escórias de alto-forno. Tese de doutorado. Departamento de estruturas, UFMG. Belo Horizonte, 2007.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland de Alto-forno - NBR 5735, Rio de Janeiro, 1991.
- [11] RIGO DA SILVA, C.A. Desenvolvimento e Aplicação de uma Metodologia para Caracterização e Análise Estrutural de Concretos de Cimento Portland. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Minas – Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, Brasil, 1998.
- [12] ARANHA, N. et al. Projeto e Construção de um Picnômetro a Ar para Caracterização de Insumos e Produtos Farmaceuticos.Quimica Nova, v. I.33, nº 6,1384-1388, 2010. ISSN 1678-7064 On-Line.

http://www.scielo.br/pdf/qn/v33n6/29.pdf (acessado em 06/06/2011).

- [13] P. Colombo, In praise of pores, Science 322 (2008) 381-383.
- [14] APPOLONI, C.R. et al., Caracterização de Materiais Porosos Através da Microtomografia Computadorizada 3D. ARC. Revista Brasileira de Arqueometria Restauração Conservação. Edição Especial. Nº 1. Março 2006. AERPA Editora. Resumo do III Simpósio de Técnicas Avançadas em Conservação de Bens Culturais – Olinda 2006.
- [15] LIMA, I.C.B., Caracterização de estruturas internas ósseas através das técnicas de microtomografia computadorizada tridimensional e fluorescência de raios X. Tese de doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro 2006.
- [16] C. LIAN, Y. Zhuge, S. Beecham, The relationship between porosity and strength for porous concrete, Construction and Building Materials 25 (11) (2011) 4294-4298.



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

# **Evaluation of the effect of varying the workability in concrete pore structure by using X-ray microtomography**

Avaliação do efeito da variação da trabalhabilidade na estrutura de poros do concreto pelo uso da microtomografia de raios X









E. E. BERNARDES <sup>a</sup> elenbernardes@gmail.com

A. G. DE MAGALHÃES <sup>a</sup> aldom@ufmg.br

W. L. VASCONCELOS <sup>b</sup> wlv@demet.br

E. H. M. NUNES <sup>b</sup> eduardohmn@yahoo.com.br

## Abstract

The useful life of concrete is associated with the penetrative ability of aggressive agents on their structures. Structural parameters such as porosity, pore distribution and connectivity have great influence on the properties of mass transport in porous solids. In the present study, the effect of varying the workability of concrete in fresh state, produced through the use of additives, on pore structure and on the mechanical compressive strength of hardened concrete was assessed. The pore structure was analyzed with the aid of X-ray microtomography, and the results obtained were compared to the total pore volume calculated from data derived from helium and mercury pycnometry tests. A good approximation between the porosity values obtained through the two techniques was observed, and it was found that, regardless of concrete consistency, the samples from the surface of the specimens showed a percentage of pores higher than those taken from the more inner layers.

Keywords: concrete, workability, porosity, X-ray microtomography.

## Resumo

A vida útil dos concretos está associada à capacidade de penetração de agentes agressivos em suas estruturas. Parâmetros estruturais como porosidade, distribuição e conectividade de poros têm grande influência nas propriedades de transporte de massa em sólidos porosos. No presente estudo avaliou-se o efeito da variação da trabalhabilidade do concreto no estado fresco, produzida pelo uso de aditivos, na estrutura de poros e na resistência mecânica à compressão do concreto endurecido. A estrutura de poros foi analisada com o auxílio de um microtomógrafo de raios X, e os resultados obtidos foram comparados com o volume total de poros calculados a partir de dados provenientes de ensios de picnometrias de hélio e mercúrio. Observou-se boa aproximação entre os valores de porosidade obtidos pelas duas técnicas, tendo-se constatado que, independente da consistência do concreto, as amostras provenientes da superfície dos corpos de prova apresentaram um percentual de poros superior do que aquelas retiradas de camadas mais internas.

Palavras-chave: concreto, trabalhabilidade, porosidade, microtomografia de raios X.

Received: 11 Oct 2012 • Accepted: 07 May 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

Universidade Federal de Minas Gerais, Department of Materials Engineering and Construction, Belo Horizonte, MG, Brasil 31270-901
 Universidade Federal de Minas Gerais, Department of Metallurgy and Materials Engineering, Belo Horizonte, MG, Brasil 31270-901

## 1. Introdução

No estudo da microestrutura do concreto, a porosidade tem especial destaque por influenciar muitas de suas propriedades como dureza, módulo de elasticidade, resistência à compressão e permeabilidade [1, 2].

O sistema de distribuição de poros do concreto é fortemente influenciado pelos seus fatores de produção, como dosagem [3] e cura. As infinitas variações no processo produtivo dificultam a criação de modelos precisos de predição de seu comportamento. Existem muitas técnicas consolidadas para mensuração e caracterização da estrutura de poros, a exemplo da porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP), adsorção de nitrogênio e microscopia eletrônica de varredura (SEM). Contudo, a utilização destas técnicas de forma isolada não é capaz de promover uma compreensão mais apurada desta estrutura [2,4]. Além disto, cada técnica possui seu erro associado, sua faixa de análise e padrão de preparação da amostra, e estas variáveis podem se tornar um fator complicador durante a análise e comparação dos resultados. Neste sentido, o uso da microtomografia de raios X (µ-CT) tem contribuído de modo a facilitar o estudo da estrutura de poros dos materiais.

A  $\mu$ -CT é uma técnica de imagiologia tridimensional que permite a obtenção de dados sobre a microestrutura interna de materiais (como densidade, estrutura de poros e porosidade), a qual não demanda preparação especial das amostras. Apesar de sua criação e utilização não serem recentes [5], somente na última década estudos envolvendo sua aplicação para investigação sobre a estrutura de poros de materiais cimentícios começaram a ser difundidos [1, 2, 4, 6, 7].

Tabela 1 – Propriedades do cimento CP III 40 utilizado				
Propriedade	Valores			
Resíduo na peneira ABNT 200 (%)	0,35			
Superfície específica Blaine (cm²/g)	4700			
Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	2,98			
Água de consistência normal (%)	32,8			
Tempo de início de pega (horas)	3,12			
Tempo de fim de pega (horas)	4,75			
Perda ao fogo (%)	3,8			
Anidrido sulfúrico - SO3 (%)	2,5			
Resíduo insolúvel (%)	0,8			
Resistência à compressão-3 dias (MPa)	23,4			
Resistência à compressão-7 dias (MPa)	35,2			
Resistência à compressão-28 dias (MPa)	49,0			

O presente trabalho buscou verificar o efeito da variação da trabalhabilidade do concreto no estado fresco, produzida pelo uso de aditivos, na estrutura de poros e na resistência mecânica à compressão do concreto endurecido. Na investigação sobre a estrutura de poros, foi utilizada a técnica de microtomografia de raios X ( $\mu$ -CT). Para fins de comparação de resultados, as porosidades dos concretos também foram calculadas pela relação entre densidade aparente, obtida por picnometria de mercúrio, e densidade da fração sólida, obtida pelo ensaio de picnometria com gás hélio [8, 9].

Tabela 2 – Granulometria dos agregados utilizados				
Agregado miúdo	Agregado graúdo			
Porcentagem retida (%)	Porcentagem retida acumulada (%)	Porcentagem retida (%)	Porcentagem retida acumulada (%)	
-	-	-	0	
-	-	7,8	8	
-	-	56,6	64	
-	-	27,6	92	
0	0	7,1	99	
0,6	1	-	99	
2,1	3	-	99	
8,5	11	-	99	
24,1	35	-	99	
49,5	85	-	99	
12,9	98	-	99	
2,3	100	0,6	100	
2,4		2	5	
2,32		6,	96	
	Tabela 2 - Granula         Agregado miúdo         Porcentagem retida (%)         -         -         -         -         0         0,6         2,1         8,5         24,1         49,5         12,9         2,3         2,4         2,32	Tabela 2 - Granulometria dos agregado         Agregado miúdo       Porcentagem retida acumulada (%)         -       -         -       -         -       -         -       -         -       -         -       -         0       0         0,6       1         2,1       3         8,5       11         24,1       35         49,5       85         12,9       98         2,3       100         2,4       2,32	Tabela 2 - Granulometria dos agregados utilizados         Agregado miúdo       Agregado         Porcentagem retida (%)       Porcentagem (%)       Porcentagem retida (%)         -       -       -         -       -       -         -       -       7,8         -       -       7,8         -       -       27,6         0       0       7,1         0,6       1       -         2,1       3       -         8,5       11       -         24,1       35       -         12,9       98       -         2,3       100       0,6         2,4       2       2,32	

Tabela 3 – Caracterização dos agregados utilizados					
Propriedade Agregado					
riophodddo	Miúdo	Graúdo			
Massa específica (g/cm³)	2,6	2,7			
Massa unitária (g/cm³)	1,3	1,4			
Material pulverizado (%)	0,4	0,5			
Teor de argila em torrões (%)	0,1	-			
Impureza orgânica (ppm)	< 300	-			

Foram produzidas duas misturas de concreto, denominadas concreto Tipo 1 e Tipo 2, concebidas para atingir trabalhabilidades distintas através da respectiva utilização de aditivos plastificantes à base de compostos hidrocarboxílicos modificados e polinaftaleno sulfonado, e mantendo-se as mesmas proporções dos constituintes sólidos e relação água/ cimento (a/c). Ambos os concretos foram curados em câmara úmida até a idade de ruptura. O concreto Tipo 1 foi também submetido à cura submersa em água potável, no intuito de se averiguar a eficácia da cura em câmara úmida.

## 2. Materiais e programa experimental

## 2.1 Cimento

Para a dosagem dos concretos, foi utilizado um cimento brasileiro com adição de escória de alto forno (CP III 40), cujas especificações técnica encontram-se descritas na norma brasileira NBR 5735 [10]. Suas principais propriedades físicas, químicas e mecânicas são apresentadas na Tabela 1.

## 2.2 Agregados

O agregado miúdo utilizado foi uma areia natural quartzosa, e o agregado graúdo foi obtido mediante britagem de rochas calcíticas.

Os resultados dos ensaios de granulometria e caracterização dos agregados podem ser vistos nas Tabelas 2 e 3, respectivamente.

## 2.3 Filler

Foi utilizado filler calcário com dimensão máxima de grão passante pela peneira com malha de 44  $\mu$ m. A Tabela 4 apresenta as principais propriedades físicas e químicas do filler calcário utilizado nesse estudo.

Tabela 4 – Propriedades do filler calcário utilizado				
Propriedade	Valor			
Superfície específica Blaine (cm²/g)	3.095			
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,73			
Diâmetro médio de partícula (µm)	90			
Óxidos de Cálcio - CaO (%)	55,04			
Perda ao fogo - PCC (%)	41,94			
Outros óxidos (%)	3,02			

## 2.4 Aditivos químicos

O concreto Tipo 1 foi preparado mediante utilização de plastificante à base de compostos hidrocarboxílicos modificados. Para a produção do concreto Tipo 2 foi utilizado um plastificante à base de polinaftaleno sulfonado.

## 2.5 Dosagem do concreto

Para a dosagem dos concretos Tipo 1 e Tipo 2, foi determinado um traço similar, diferenciado apenas pelo tipo e quantidade de aditivo plastificante utilizado para conferir as distintas trabalhabilidades.

A dosagem de aditivo utilizado em cada traço foi suficiente para conferir um abatimento de 60 mm para o concreto Tipo 1 e de 100 mm para o concreto Tipo 2 (ASTM C 143).

As especificações de dosagem dos concretos produzidos encontram-se descritas na Tabela 5, onde a proporção em peso dos componentes sólidos é apresentada no formato cimento/filler/areia/brita.

## 2.6 Moldagem e cura dos corpos de prova

Foi confeccionado um total de 14 corpos de prova cilíndricos de (100 x 200) mm, sendo 8 CPs produzidos com o concreto Tipo 1 e 6 CPs com o concreto Tipo 2, cujas respectivas desformas foram realizadas em 48 e 24 horas após a moldagem. A desforma do concreto Tipo 1 necessitou ser realizada com 48 horas pois o aditivo utilizado retardou o endurecimento do material.

Após a desforma, 6 corpos de prova de cada tipo de concreto foram mantidos em câmara úmida (cura úmida), com temperatura controlada em 23 ± 2 °C e umidade relativa (UR) maior que 95%, até o momento da realização dos ensaios mecânicos de resistência à compressão. Os 2 CPs restantes do concreto Tipo 1 foram mantido na câmara úmida por um período de 24 horas, sendo en-

Tabela 5 – Especificação de dosagem dos concretos					
Mistura	Fração de cimento (kg/m³)	Relação água/cimento	Proporção dos constituintes sólidos	Fração de aditivo (l/m³)	Abatimento (mm)
Tipo 1 Tipo 2	340	0,54	1 : 0,53 : 2,14 : 2,70	2,04 1,36	60 100

Tabela 6 – Resistência à compressão dos concretos analisados					
ldade (dias)	Tipo 1 - Cura úmida	Resistência à compressão (MPa) Tipo 1 – Cura submersa	Tipo 2 – Cura úmida		
7	26,9	-	24,4		
14	37,2	-	37,6		
28	46,5	47,0	46,0		

tão submergidos em água potável (cura submersa) até completarem a idade de 28 dias.

#### 2.7 Ensaios de caracterização dos concretos

#### Resistência à compressão

Os ensaios de compressão foram realizados em pares de corpos de prova nas idades de 7, 14 e 28 dias para os CPs submetidos à cura úmida, e aos 28 dias para os 2 CPs submetidos à cura submersa. Os testes foram conduzidos com uma velocidade de carregamento constante de  $(0,45 \pm 0,15)$  MPa/s e os resultados das resistências foram obtidos dentro de um erro experimental de 5 %.

#### Obtenção de amostras

A caracterização da estrutura de poros, por microtomografia de raios X ( $\mu$ -CT) e picnometrias de hélio e mercúrio, foi realiza em amostras extraídas de corpos de prova com idade de 28 dias [9, 11, 12], curados em câmara úmida e por submersão em água potável. As amostras foram extraídas do corpo de prova que apresentou maior resistência mecânica à compressão.

Para obtenção das amostras, cada corpo de prova foi cortado no sentido transversal, com o auxílio de uma serra circular, de modo a se obter fatias de aproximadamente 1 cm de espessura, sendo desprezados os primeiros 2 centímetros de cada extremidade. Fragmentos de argamassa, com dimensão média entre 0,5 cm e 1,0 cm, foram coletados da superfície e região interna das fatias dos corpos de prova. Este procedimento de fatiamento foi necessário para facilitar a extração seletiva dos fragmentos.

#### Picnometria de gás hélio

A densidade real dos materiais investigados foi obtida através da picnometria de gás hélio [8, 9], em equipamento Quantachrome modelo MVP-1.

Para cada situação de análise, a amostra foi preparada a partir de 70 gramas de fragmentos provenientes da superfície e de camadas interiores do corpo de prova, em proporção próxima a 50 %. O material foi pulverizado em moinho de panela até a obtenção de uma granulometria inferior a 75  $\mu$ m. Após a etapa de cominuição, cada amostra foi mantida em estufa a 80 °C por um período de 3 horas, sendo em seguida quarteada de modo a se obter uma fração de aproximadamente 3 gramas.

Após pesagem em balança analítica, o material fracionado foi transferido para o compartimento de amostras do equipamento onde sofreu um processo de desgaseificação por meio de repetidas purgas com gás hélio, para remoção de eventuais impurezas presentes. Em seguida, foram registradas cinco leituras consecutivas das pressões na câmara de medida antes e após a expansão do gás. Utilizando estes valores, a densidade real foi calculada com seu respectivo erro, obtido por meio do desvio padrão das leituras.

#### Picnometria de mercúrio

Para cada situação de análise, uma amostra de aproximadamente 6 g foi obtida a partir do quarteamento de 96 g de fragmentos extraídos da superfície e de camadas internas do corpo de prova, em proporção próxima a 50 %. As amostras foram mantidas em estufa a 80 °C por um período de 3 horas.

O ensaio foi realizado utilizando um frasco volumétrico de vidro com capacidade para 25 ml. Foi medido o volume de líquido deslocado após imersão da amostra no frasco preenchido com mercúrio e então calculada a densidade volumétrica de cada amostra analisada [8, 9], sendo o erro calculado a partir do desvio padrão de cinco pesagens consecutivas da amostra, recipiente vazio, recipiente cheio com Hg e recipiente com Hg com amostra introduzida.

#### Microtomografia de raios X

Para a realização das leituras no microtomógrafo SkyScan 1172, foi selecionado um fragmento de argamassa proveniente da su-

Tabela 7 – Resultados obtidos a partir dos ensaios de picnometria de hélio e mercúrio					
Densidade (g/cm <sup>3</sup> )					
Concreto	Real	Volumétrica	Porosidade (%)		
Tipo 1 – cura úmida	2,66 ± 0,04	2,04 ± 0,03	24 ± 1		
Tipo 1 – cura submersa	2,57 ± 0,05	1,97 ± 0,02	23 ± 2		
Tipo 2 – cura úmida	2,58 ± 0,03	2,02 ± 0,06	19 ± 1		

Tabela 8 – Porosidade dos concretos obtidas por meio de µ-CT						
Amostra	Tipo 1 – Cura úmida	Porosidade (%) Tipo 1 – Cura submersa	Tipo 2 – Cura úmida			
Interna	16,0 ± 0,5	18,6 ± 0,8	15,0 ± 0,4			
Superfície	32,8 ± 0,4 33,2 ± 0,6 25,0 ± 1					
Valor médio	24,4 ± 0,9	26,0 ± 1	20,0 ± 1			

perfície e outro oriundo de camadas internas de cada corpo de prova analisado. Pelo fato desta técnica se basear na obtenção de projeções bidimensionais do objeto analisado enquanto ele é rotacionado, foi conveniente a seleção de fragmentos com geometria mais regular.

Cada fragmento foi posicionado no compartimento de amostras do equipamento e fixado com massa de modelar. As amostras investigadas foram rotacionadas em ângulos de até 180°, adotando-se um passo de 0,40°. Através das projeções adquiridas e dos softwares Nrecon e CTAn, foram obtidos parâmetros morfológicos, bem como representação tridimensional das estruturas escaneadas. Para o cálculo da porosidade média dos materiais estudados, foram consideradas cem seções bidimensionais ao longo do volume analisado.

## 3. Resultados

#### 3.1 Resistência à compressão

A Tabela 6 apresenta os resultados de resistência à compressão dos CP's para as diferentes situações de análise propostas. É observado que a variação da consistência dos concretos (Tipo 1 e Tipo 2) não interferiu na resistências à compressão dos corpos

de prova. O mesmo é verificado para os corpos de prova submetidos à cura úmida e cura submersa do concreto Tipo 1.

## 3.2 Picnometrias de hélio e mercúrio

Na Tabela 7 são apresentadas as densidades real e volumétrica e porosidades das amostras analisadas.

Os resultados de porosidade para os distintos processos de cura do concreto Tipo 1 apresentaram valores muito próximos. Já o concreto Tipo 2, submetido à cura úmida, apresentou porosidade inferior ao do concreto Tipo 1 com mesma condição de cura.

Como as amostras analisadas são compostas por fragmentos provenientes tanto da superfície quanto de camadas internas dos corpos de prova, os dados obtidos retratam uma média global dos materiais estudados.

#### 3.3 Microtomografia de raios X

Na Tabela 8 são apresentados os resultados de porosidade para as amostras internas e externas dos concretos analisados, bem como a média destes resultados.

A análise por µ-CT demonstrou percentuais médios de porosidade muito próximos para os dois processos de cura do concreto Tipo 1 e um percentual mais baixo para o concreto Tipo 2. Nas análises isoladas, as amostra extraídas da superfície dos corpos de prova apresentaram porosidade consideravelmente maior que as amostras retiradas do interior do CP.

Na Tabela 9 são apresentados dois parâmetros, acerca da estrutura de poros dos materiais analisados, gerados pelas  $\mu$ -CT.

Os poros abertos afetam diretamente a permeabilidade de fluidos no material, enquanto sua resistência mecânica é influenciada pelos poros abertos e fechados [13]. Na análise sobre porosidade aberta, as leituras obtidas para as amostras internas foram desprezadas, uma vez que poros que a princípio eram fechados podem ter ser tornado abertos durante a fragmentação do material, porém os mesmos não teriam efetiva contribuição na permeabilidade do sistema.

Para as amostras retiradas da superfície dos corpos de prova, os resultados mostram que o concreto Tipo 2 apresentou percentual de porosidade aberta um pouco maior que o do concreto Tipo 1, ambos submetidos à cura úmida. Para os dois tipos de cura do concreto Tipo 1, houve uma grande proximidade dos valores.

A fragmentação é caracterizada pela ruptura da conectividade. Quanto mais negativo for o índice de fragmentação (IF) maior será a conectividade dos poros, favorecendo a permeabilidade do sistema.

Tabela 9 – Parâmetros sobre estrutura de poros dos concretos por meio de µ-CT					
Amostr	a	Porosidade aberta (%)	Índice de fragmentação dos poros (µm <sup>-1</sup> )		
Tipo 1	Interna	-	0,02± 0,01		
cura úmida	Superfície	7,9± 0,4	- 0,02± 0,01		
Tipo 1	Interna	-	0,011±0,001		
cura submersa	Superfície	7,6± 0,6	- 0,013±0,001		
Tipo 2	Interna	-	0,02± 0,01		
cura úmida	Superfície	9,0± 2,0	0,01± 0,01		



A porosidade, porosidade aberta e índice de fragmentação das amostras analisadas, foram obtidas por meio de processamento das imagens realizado pelos softwares Nrecon e CTAn.

Comparando os resultados dos concretos Tipo 1 e Tipo 2, submetidos à cura úmida, tem-se uma diferenciação de valor apenas para a amostra de superfície, sendo que o concreto Tipo 1 apresentou maior conectividade de poros. Para os distintos processos de cura do concreto Tipo 1, há uma maior conectividade para as amostras de superfície.

Além dos resultados quantitativos, a técnica permite uma análise qualitativa da estrutura de poros pela observação das imagens geradas.

O processo tomográfico consiste em girar o corpo de prova em passos de ângulos iguais até completar uma volta de 360°, enquanto o mesmo é submetido a um feixe de raios X. A cada passo, são adquiridos vários quadros gerando-se, no final, uma imagem. Após a captura das imagens as mesmas são reconstruídas, para que possa ser possível sua visualização 3D [14]. A Figura 1 nos mostra dois recortes de projeções bidimensionais obtidas para a amostra interna e externa do concreto Tipo 1, onde é possível observar que a imagem gerada a partir da amostra externa apresenta poros maiores que os presentes na amostra interna.

Os microtomógrafos computadorizados fazem a reconstrução completa da amostra na forma de uma imagem 3D a partir do empilhamento de sessões 2D [15]. Estas, por sua vez, são obtidas através de um algoritmo de reconstrução aplicado às projeções tomadas da amostra [14]. Para a reconstrução tridimensional e obtenção de dados sobre a microestrutura são utilizados softwares específicos de processamento de imagem, capazes de calcular diversos parâmetros morfométricos tais como os apresentados. Na Figura 2 é apresentada a reconstrução tridimensional de uma das amostras de concreto.

## 4. Discussões

O método de amostragem aplicado aos ensaios de picnometria forneceu resultados de porosidade que caracterizam uma média global do corpo de prova analisado. Em contrapartida, o método aplicado ao ensaio de microtomografia promoveu uma análise isolada da porosidade da superfície e camadas internas do CP.

Ao se comparar os resultados globais de porosidade fornecidos pelas picnometrias com a média dos resultados da microtomografia, é observada uma proximidade de valores, conforme demonstrado na Figura 3. Esta proximidade mostra uma boa correlação entre as duas técnicas. Desta forma, para a determinação da porosidade, as técnicas de picnometria de hélio e mercúrio podem ser usadas conjuntamente com a  $\mu$ -CT para validação dos resultados.

As duas técnicas demonstraram uma menor porosidade média para o concreto Tipo 2, em comparação ao concreto Tipo 1, ambos submetidos à cura úmida. Entretanto, os resultados da porosidade para as camadas internas dos dois concretos, obtidas pela  $\mu$ -CT, se mostram dentro de uma mesma faixa de valor. Assim, a variação na porosidade média assumiu um valor mais alto para o concreto Tipo 1 devido a uma porosidade mais acentuada da camada superficial do corpo de prova.

Aparentemente, a diferença de consistência dos concretos Tipo 1 e Tipo 2 mostrou exercer influência na porosidade da superfície dos corpos de prova, ficando a porosidade interna e a resistência mecânica à compressão sem grandes variações de resultados. O fato de a resistência mecânica do concreto ser significantemente afetada pela porosidade de sua estrutura interna [16], ajuda a explicar o motivo pelo qual a diferença de porosidade dos concretos não impactou nos resultados obtidos para a resistência à compressão dos corpos de prova, uma vez que normalmente são esperados valores mais baixos para concretos mais porosos.

As duas técnicas também forneceram percentuais muito próximos de porosidade média para os distintos processos de cura do concreto Tipo 1. A  $\mu$ -CT demonstrou uma aproximação de valores para a porosidade da superfície dos concretos submetidos à cura úmida e submersa.

Determinar a porosidade total dos materiais não é suficiente para avaliar o nível de absorção do sistema, uma vez que esta porosidade engloba também poros isolados, sem interconectividade, os quais não contribuirão para penetração de agentes externos para o interior da massa. Desta forma, é importante avaliar, conjuntamente, os parâmetros de conectividade e percentual de porosidade aberta, ambos fornecidos pela  $\mu$ -CT. A exemplo disto tem-se a amostra de superfície do concreto Tipo 2 que, apesar de apresentar uma porosidade média inferior a do concreto Tipo 1, apresentou maior percentual de poros abertos, entretanto com uma menor conectividade. Contudo, para uma melhor avaliação sobre a permeabilidade e nível de absorção do sistema, seria indicada a realização de ensaios complementares específicos para estes fins.

## 5. Conclusões

Foi verificado que a resistência à compressão do concreto não foi afetada pela diferença de trabalhabilidade conferida ao material pela adição de aditivos plastificantes. Entretanto, esta diferença de plasticidade demonstrou produzir variações na porosidade do concreto endurecido, como foi demonstrado pelos ensaios de microtomografia de raios X e picnometrias. A maior plasticidade, conferida ao concreto Tipo 2, pode ter contribuído para um melhor adensamento do material, com consequente redução da porosidade.

Houve uma boa aproximação dos resultados de porosidade obtidos a partir dos ensaios de picnometria de hélio e mercúrio com os obtidos pela µ-CT. Desta forma, para a metodologia de amostragem adotada foi conveniente o uso das duas técnicas em conjunto, como forma de validação dos resultados.

A diferenciação do processo de cura aplicado ao concreto Tipo 1 não produziu influência significativa na resistência à compressão





dos corpos de prova na idade de 28 dias. O mesmo é observado para a porosidade.

De acordo com análises do µ-CT, foi constatado que as porosidades das camadas mais internas do concreto Tipo 1 e Tipo 2 apresentaram valores muito próximos e a porosidade da camada superficial foi maior para o concreto Tipo 1. Para ambos os concretos estudados, as amostras extraídas da superfície dos corpos de prova apresentaram maior porosidade que aquelas provenientes de camadas mais internas. Apesar do concreto Tipo 2 ter apresentado um percentual de porosidade aberta um pouco maior que o do concreto Tipo 1, sua conectividade de poros é bem menor, o que nos dá indícios de que o concreto Tipo 2 possa ser menos suscetível a penetração de agentes externos, corroborando para uma maior durabilidade do material. Entretanto, para comprovação desta teoria seriam necessários ensaios complementares.

## 6. Referências bibliográficas

- [01] U. Rattanasak, K. Kendall, Pore structure of cement/pozzolan composites by X-ray microtomography, Cement and Concrete Research 35 (4) (2005) 637-640.
- [02] S. Lu, E.N. Landis, D.T. Keane, X-ray microtomographic studies of pore structure and permeability in Portland cement concrete, Materials and Structures 39 (6) (2006) 611-620.
- [03] D.-J. Sun, K. Sisomphon, M.-H. Zhang, Effect of super plasticisers on adsorption, rate of cement hydration, and pore structure of cement pastes, Advances in Cement Research 21 (4) (2009) 159-167.
- [04] M.A.B. Promentilla, T. Sugiyama, T. Hitomi, N. Takeda, Characterizing the 3D pore structure of hardened cement paste with synchrotron microtomography, Journal of Advanced Concrete Technology 6 (2) (2008) 273-286.
- [05] B.P. Flannery, H.W. Deckman , K.L. D'Amico, Three-dimensional X-ray microtomography, Science 237 (1987) 1439-1444.
- [06] E. Gallucci, K. Scrivener, A. Groso, M. Stampanoni, G. Margaritondo, 3D experimental investigation of the

microstructure of cement pastes using synchrotron X-ray microtomography ( $\mu$ CT), Cement and Concrete Research 37 (3) (2007) 360-368.

- [07] N. Burlion, D. Bernard, D. Chen, X-ray microtomography: Application to microstructure analysis of a cementitious material during leaching process, Cement and Concrete Research 36 (2) (2006) 346-357.
- [08] ALIGIZAKI, Kalliopi K, Pore structure of cement-based materials: testing interprepation and requirements. Modern concrete technology series; v 12. London; New York Taylor & Francis, 2006.
- [09] MAGALHÃES, A.G. Caracterização e análise macro e microestrutural de concretos fabricados com cimento contendo escórias de alto-forno. Tese de doutorado. Departamento de estruturas, UFMG. Belo Horizonte, 2007.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland de Alto-forno - NBR 5735, Rio de Janeiro, 1991.
- [11] RIGO DA SILVA, C.A. Desenvolvimento e Aplicação de uma Metodologia para Caracterização e Análise Estrutural de Concretos de Cimento Portland. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Metalúrgica e de Minas – Escola de Engenharia da UFMG. Belo Horizonte, Brasil, 1998.
- [12] ARANHA, N. et al. Projeto e Construção de um Picnômetro a Ar para Caracterização de Insumos e Produtos Farmaceuticos.Quimica Nova, v. I.33, nº 6,1384-1388, 2010. ISSN 1678-7064 On-Line. http://www.scielo.br/pdf/qn/v33n6/29.pdf (acessado em 06/06/2011).
- [13] P. Colombo, In praise of pores, Science 322 (2008) 381-383.
- [14] APPOLONI, C.R. et al., Caracterização de Materiais Porosos Através da Microtomografia Computadorizada 3D. ARC. Revista Brasileira de Arqueometria Restauração Conservação. Edição Especial. Nº 1. Março 2006. AERPA Editora. Resumo do III Simpósio de Técnicas Avançadas em Conservação de Bens Culturais – Olinda 2006.
- [15] LIMA, I.C.B., Caracterização de estruturas internas ósseas através das técnicas de microtomografia computadorizada tridimensional e fluorescência de raios X. Tese de doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro 2006.
- [16] C. LIAN, Y. Zhuge, S. Beecham, The relationship between porosity and strength for porous concrete, Construction and Building Materials 25 (11) (2011) 4294-4298.



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

# Post-cracking behavior of blocks, prisms, and small concrete walls reinforced with plant fiber

# Comportamento pós-fissuração de blocos, prismas e pequenas paredes de concreto reforçado com fibra vegetal





I. I. SOTO a indara@sc.usp.br

M. A. RAMALHO a ramalho@usp.br

O. S. IZQUIERDO a orieta@sc.usp.br

## Abstract

Structural masonry using concrete blocks promotes the rationalization of construction projects, lowering the final cost of a building through the elimination of forms and the reduction of the consumption of reinforcement bars. Moreover, production of a block containing a combination of concrete and vegetable fiber sisal results in a unit with properties such as mechanical strength, stiffness, flexibility, ability to absorb energy, and post-cracking behavior that are comparable to those of a block produced with plain concrete. Herein are reported the results of a study on the post-cracking behavior of blocks, prisms, and small walls reinforced with sisal fibers (lengths of 20 mm and 40 mm) added at volume fractions of 0.5% and 1%. Tests were performed to characterize the fibers and blocks and to determine the compressive strength of the units, prisms, and small walls. The deformation modulus of the elements was calculated and the stress—strain curves were plotted to gain a better understanding of the values obtained. The compression test results for the small walls reinforced with fibers were similar to those of the reference walls and better than the blocks and prisms with added fibers, which had resistances lower than those of the corresponding conventional materials. All elements prepared with the addition of sisal exhibited an increase in the deformation capacity (conferred by the fibers), which was observed in the stress—strain curves. The failure mode of the reference elements was characterized by an abrupt fracture, whereas the reinforced elements underwent ductile breakage. This result was because of the presence of the fibers, which remained attached to the faces of the cracks via adhesion to the cement matrix, thus preventing loss of continuity in the material. Therefore, the cement/plant fiber composites are advantageous in terms of their ductility and ability to resist further damage after cracking.

Keywords: vegetable fiber, post-cracking behavior, structural masonry.

## Resumo

A alvenaria estrutural com blocos de concreto promove a racionalização da construção, com redução do custo final da edificação, por meio da eliminação de fôrmas e da redução do consumo de armaduras. Além disso, produzir um bloco com a combinação de concreto e fibra vegetal de sisal resulta em uma unidade que apresenta características mais apropriadas de resistência mecânica, rigidez, ductilidade, capacidade de absorção de energia e comportamento pós-fissuração, em comparação com o bloco produzido com o concreto simples. O presente trabalho avalia o comportamento pós-fissuração de blocos, prismas e pequenas paredes de concreto reforçado com fibra de sisal de comprimento 20 e 40 mm, e fração volumétrica de 0,5 e 1%. Foram realizados os testes de caracterização da fibra e do bloco, e os ensaios de resistência à compressão axial das unidades, dos prismas e das pequenas paredes. O módulo de deformação dos elementos foi calculado e foram traçados os diagramas tensão-deformação para uma melhor interpretação dos valores obtidos. Os resultados do ensaio à compressão das pequenas paredes reforçadas com fibras foram similares aos valores das paredes de referência, apresentando melhor desempenho que os blocos e prismas com adição de fibras, cujas resistências foram inferiores aos convencionais. Todos os elementos com adição de sial mostraram um ganho da capacidade de deformação confeida pelas fibras, observado nos diagramas tensão-deformação. O modu de ruptura dos elementos de referência foi caracterizado por uma fratura brusca e os reforçados tiveram um rompimento dúctil. Isso foi produzido pelas fibras, que mantiveram as faces das fissuras unidas em razão da aderência com a matriz cimentícia, não permitindo a perda da continuidade do material e tormando os compósitos vantajosos em termos de ductilidade e capacidade de resistência residual após a fissuração.

Palavras-chave: fibra vegetal, comportamento pós-fissuração, alvenaria estrutural.

Received: 27 Jun 2012 • Accepted: 04 Jul 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, Brasil 13566-590

## 1. Introduction

The growing study of new materials with good performance and low cost has led to the use of vegetable fibers as replacements for synthetic fibers that are typically employed as reinforcement in composites. Tropical countries such as Brazil have an abundance and diversity of vegetable crops, and thus a large supply of fibers, enabling their use in construction elements. The overall goal is to improve the physical and mechanical properties of construction materials to be able to build higher performing structures.

Several studies have been developed with respect to the fibrous residues from agroindustry, including sisal fibers, banana peels, and the pulp from eucalyptus trees, among others. Noteworthy is the work of Holmer Savastano Jr. [1], who showed that agricultural waste can be used as a raw material for the reinforcement of alternative cementitious matrices and determined that optimal physical performance and adequate structural integrity in manufactured concrete elements could be obtained. Priscilla Pereira [2] evaluated the addition of piaçava fibers to concrete for the manufacture of blocks and prepared a unit with higher tensile strength and optimal conditions for use. Ventura [3] performed bending tests on three different locations in concrete specimens reinforced with sisal fiber, demonstrating that the composite had a greater capacity for deformation than a conventional composite. The aim of Marcelo de Souza Picanço [4] was to study the effect of the addition of curauá fiber, sisal, coir, and jute to cementitious composites with the view of replacing asbestos. The results indicated that the fibers conferred higher ductility and resilience after matrix cracking.

The interest in the use of vegetable fibers as reinforcement materials in concrete is linked to their low cost, high availability, and low energy consumption for production. In addition to the economic benefits, vegetable fibers improve the mechanical performance of these materials, such as increasing the tensile strength, controlling the opening and propagation of cracks, and reducing the stiffness of composites, thus making them more ductile and able to undergo greater deformations without loss of integrity (Savastano) [1].

## 1.1 Sisal fiber

Sisal is a plant resistant to dry weather and intense sun exposure and is cultivated in tropical and subtropical regions. It is a common plant in northeastern Brazil, with nearly a million workers directly dependent on this plant for their livelihoods.

Currently, Brazil is the largest producer of sisal in the world, and the state of Bahia is responsible for 80% of the nation's fiber production. The sisal is formed into fiber sheets that, after beneficiation, are intended mainly for use in the rope and craft industries for the manufacture of twine, bags, some types of fabrics, reinforcing wire cable, pipes, nets, and carpets. Although the use of the fiber is most popular in the industry manufacturing rope, its value can be increased if used as a reinforcement for composites. Among other advantages, one can point to its abundance in Brazil, ease of cultivation, biodegradability, the fact that it is a renewable resource, and its good properties such as thermal and acoustic insulation. These factors coupled with its high toughness, abrasion resistance, and low cost make sisal one of the most studied natural fibers. Because of a high incidence of permeable pores, including gaps and lumens, vegetable fibers, including sisal fibers, have a smaller apparent density than their actual density and also a high water absorption (greater than 90%), which affects their adherence to cementitious matrices (Savastano [5]).

The loss of ductility in moist and alkaline environment, high water absorption and the heterogeneity of their physical and mechanical properties are the most important factors that adversely affect the performance of vegetable fibers, when applied to reinforcement matrices based on Portland cement.

Sisal fibers, despite having characteristics that may negatively affect the reinforcement of Portland cement pastes, also have other favorable attributes that contribute to the good performance of such composites. These positive factors can be better leveraged with the development of improved production techniques and appropriate conservation of these fibers.

#### 1.2 Composite materials

A composite is typically formed of two phases: the matrix and the reinforcing element. Matrices consist of agglomerates and mineral aggregates that result in concrete, mortar, or pastes according to the specific application. In simplified form, the reinforcing components impart additional strength by transferring and homogeneously distributing forces throughout the matrix. In addition, the fibers act as obstacles that inhibit the propagation of cracks, leading to progressive ruptures by partially absorbing the energy associated with them, thus ensuring that the capacity of an element is retained (Caetano et al. [6]).

Furthermore, parameters such as quantity, relative volume, length, shape, and orientation of the fibers influence the performance of the composite materials.

With a higher quantity of fibers, the number of microcracks intercepted by the fibers increases, improving the strength and toughness. The performance of the set improves because the propagation of cracks is slowed and the maximum tension is increased because of the increase in the mechanical strength. The mechanical strength is also enhanced because the load imposed on the matrix is partially transferred to the fibers, which then absorb some of the internal tension.

On the other hand, increasing the amount of fiber is intrinsically linked to a reduction in the workability of the mixture due to the absorption of water and the wettability, which can cause consistency problems (Caetano et al. [6]).

#### 1.3 Mechanism of rupture in masonry elements

In masonry walls or prisms, forces of all types may occur, such as compression, tensile, bending, and shear forces. The function of the mortar is to uniformly absorb and transmit these forces.

Medeiros [7] cites Hilsdorf theory to explain the rupture of typical vertically loaded masonry walls built with blocks seated using lateral completion of the horizontal joints, which occurs through the propagation of vertical cracks in the upper wall thickness. According to this theory, also known as the Tensile Transverse Fracture Mechanism, rupture is caused by the difference in stiffness between the mortar and block. Because of this difference, when the wall is subjected to compression, the deformation of the laterally



confined mortar causes transverse tension in the blocks (Figure 1). According to Solórzano [8], authors such as Lenczner (1972), Sutherland (1981), and Sinha & Hendry (1987) show full agreement that bi- and triaxial stresses produced in masonry are subjected to compressive stress. These forces occur because of the different deformation moduli of the materials used for the construction of the prisms and walls. According to the abovementioned theory, the mortar is less rigid than the blocks; i.e., it has a greater deformation under load and tends to be expelled. Accordingly, the deformation induced in a mortar produces lateral tensions tangential to the plane of the joint that are restricted by the masonry units. These are thus subjected to traction lateral stresses that cause rupture through the development of cracks parallel to the axis of loading.

Figure 2 shows the state of the triaxial compression stress in the mortar and the lateral axial traction in the blocks.



## Table 1 – Type series of blocks manufactured

Classification block structural	Fiber content (%)	Fiber Iength (mm)
BE	-	-
BE20 - 0,5%	0,5	20
BE40 - 0,5%	0,5	40
BE20 - 1%	1	20
BE40 – 1%	1	40

For concrete masonry, the rupture usually occurs because of traction in a block under relatively low compressive stress, and the lateral traction is the dominant strain in the biaxial state. Thus, the function of existing fibers in concrete blocks is of reinforcement. The fibers allow the transfer of tensile forces, decrease crack propagation, control crack opening, and can help delay the rupture of masonry units.

Thus, the main objectives of this research were to evaluate the post-cracking behavior of blocks, prisms, and small concrete walls reinforced with sisal fiber through axial compression tests and determination of the deformation modulus.

## 2. Materials and experimental program

The composites were produced using sisal fibers provided by Sisal Weaving (Tecsal, State of Bahia, Brazil). These Type 3 sisal fibers are used to make general yarns and Bale Twine, a type of agricultural yarn, for export. Sisal fibers with lengths of 20 mm and 40 mm were incorporated at volumetric fractions of 0.5% and 1% in concrete. The density, water absorption, and moisture content of the fibers were determined.

Blocks of concrete with and without fibers were manufactured with a characteristic strength of 4 MPa at Tatu Precast (Limeira, São Paulo, Brazil). Five series were produced in total, with the first series as a reference. The remaining series were differentiated by the added fiber content compared to the volume of concrete and length of the fibers. Table 1 presents the nomenclature for the building blocks in each series.

Axial compression tests were performed on the blocks, prisms, and small walls constructed using the concrete with and without added fibers according to NBR 12118: 2007 [9] for the blocks, NBR 8215: 1983 [10] for the prisms, and NBR 8949: 1985 [11] for the small walls. The equipment used for the tests belonged to the Structures Laboratory of the School of Engineering of São Carlos (EESC) at the University of São Paulo (USP). A total of 90 blocks (18 per series), 60 prisms, (12 per series), and 15 walls (three per series) were tested. The modulus of deformation was calculated for the prisms and small walls in accordance with the requirements of the ACI 530-92

standard [12]. According to this standard, the modulus is given by the slope of the secant line on the stress–strain diagram between 5% and 33% of the rupture strain.

A linear variable differential transformer (LVDT) was used for the measurements. Two displacement transducers were



used for the prisms and four for the small walls to create a maximum measurement field for a displacement of 20 mm and a resolution of 0.001 mm. The speed of the enforcement displacement was 0.005 mm/s, and the measurements were recorded every 1.5 s using the SYSTEM 5000 data acquisition and storage system.

Figures 3 and 4 contain the illustrations of the instrument and locations of the displacement transducers on the prisms and small walls, respectively.

Testing of the compressive strength of the blocks was achieved using an ELE brand Autotest 2000 press with a capacity of 2000 kN that was equipped with two supporting plates (Figure 5). The blocks were air dried and tested using power control at a constant speed of 2.03 kN/sec.

The prisms and small walls were tested in a servo-controlled IN-STRON 8506 instrument with System 5000 for data acquisition (Figure 6). These elements were tested with displacement control and a constant speed of 0.005 mm/s. A 35-mm-thick steel plate and a steel profile were placed on the tops of the prisms and small walls, respectively, to generate the uniform distribution of the load. Only one type of mortar was used for the fabrication of the prisms and small walls. The mortar was a mixture of cement, lime, and sand, and is the most suitable for use in masonry structures. The British Standard BS 5628: Part 1: 1992 [13] prescribes traces for medium



and low resistance. A medium resistance mortar was chosen with a trace volume of 1:0.5:4.5 for cement, lime, and sand, respectively.



For a better understanding of the results and to obtain satisfactory conclusions, a statistical analysis of the influence of fiber addition on the compressive strength of the blocks, prisms, and small walls was also conducted using the program OriginPro 7.5.

## 2.1 Block manufacturing process

The materials used to manufacture the blocks were CPV ARI PLUS cement, gravel, stone powder, and sand. In compliance with the company's environmental policy, a recycled aggregate was used as a replacement for 30% of the natural aggregates. The recycled aggregate originated from recyclable elements rejected by quality control, the remains of fresh concrete, and units damaged during transport and storage (Figure 7).

The blocks were produced on an industrial scale in the TATU factory and were precast using the same trace for each type of unit in which all inputs—with the exception of the cement and fibers—were measured in volume. The sisal fibers and cement were weighed separately and placed directly into the mixer. Adjustment of the water content of the trace for each series of blocks was performed on the basis of a visual evaluation by the molding operator. The blocks were produced in a Piorotti BLOCOPAC 1300 vibropress for different production times. The use of this type of equipment allows for the production of units with high strength, good workmanship, low cement consumption, and good compaction of the concrete.

The order of presentation of the materials followed the appropriate sequence for the equipment used. Initially, the amount of all



IBRACON Structures and Materials Journal • 2013 • vol. 6 • nº 4



aggregates was determined. After the introduction of the cement and fibers (for the blocks containing fibers), the material was mixed for about 1 min. Water and additives were then added, and the final blend was mixed for approximately 3 min.

The molding of the blocks was achieved by adjusting the feeding times, vibration, agitation, and demolding of the vibro-press. In defining these times, the experience of the molding operator was essential. After completion of the pressing, the freshly molded blocks were transferred to cure chambers. Thermal curing was achieved overnight and consisted of a cycle lasting 4–5 h at a constant temperature of  $60^{\circ}$  C.

## 3. Results and discussion

The results are presented with their respective analyses. The values are displayed in tables that include the mean, standard devia-

tion (Sd), and coefficient of variation (CV) for each of the samples. Statistical tests included an analysis of variance (ANOVA) test with one factor and an ANOVA with two factors. The first test indicated that if there were any statistically significant differences between the compressive strength of the blocks, prisms, and small walls as a result of the small addition of fibers. On the other hand, the second test indicated if the length and volume content of the fibers influenced the compressive strength of the blocks, prisms, and small walls.

## 3.1 Physical properties of the fibers and blocks

Table 2 lists the physical properties of the fibers. The low apparent density and high water absorption are common characteristics of vegetable fibers because of the large number of permeable pores, including gaps and lumens.

Table 2 -	Physical cha	racterization o	f sisal fiber
Values	Real density (kg/m³)	Apparent density (kg/m³)	Water absorption 24h (%)
Average	970,62	740,22	139
Sd	31,42	30,52	0,59
CV (%)	3,24	4,12	5,68

Savastano [1] obtained apparent density values of sisal fiber between 400 and 500 kg/m3, which are lower than those obtained for the fibers used in this study. The values for the maximum water absorption over 24 h were also lower than those reported by Toledo Filho [14] and Savastano [1] (193% and 151%, respectively). The results of the density for both saturated and air-dried blocks with and without the added fibers are presented in Table 3. The values for the blocks containing the sisal fibers are smaller than those for the blocks without fibers. This difference results because the fibers and voids introduced by them act as air-entrainment agents.

#### 3.2 Compressive strength of the blocks

Table 4 shows the average and characteristic compressive strengths,  $(f_{bm})$  and  $(f_{bk})$ , respectively, of the blocks. The testing was performed 28 days after the blocks and elements were made.

As can be seen from the results of the compression tests, the blocks containing sisal fibers showed an average decrease of 41% in resistance compared with that of the reference blocks. The ANOVA performed on these results indicated that the average values for the reference and fiber-containing samples were different. In particular, the compressive strength of the blocks without the added fibers was significantly higher than that of the blocks with the added fibers at a 95% confidence level.

This result can be linked to the lower densities of the blocks containing the fibers. It is also likely that other factors contributed to the strength reduction, such as weak interactions between the fibers and cement matrix, causing damage to the structure of the material. In addition, it was difficult to mold, press, and compact the dry concrete containing the added sisal, which may have led to the formation of defects in the blocks.

With respect to the characteristic strength, all blocks met the criteria for the 4-MPa class, which had been requested by the manufacturer. In Table 4, it can be observed that the blocks with 20-mm-long fibers had a higher resistance than the blocks with 40-mm-long fibers. This result may be related to the fact that the smaller fibers were better accommodated and distributed in the relatively small blocks compared with the larger fibers. On the basis of the ANOVA test with two factors, it was concluded that the length influenced the compressive strength of the reinforced blocks; the units containing 20-mm-long fibers exhibited a higher resistance compared with the units containing 40-mm-long fibers for a given fiber content at a significance level of 0.05.

Finally, the resistance of the blocks with a fiber content of 0.5% and 1% were similar for both fiber lengths. The resistance of the blocks with 1% fiber content was slightly greater than that for the blocks containing 0.5% fibers. However, the two-way ANOVA test

Table 3 – Specific density of the blocks with and without fiber						
Density air dried (g/cm³) Density saturated (g/cm³)					/cm³)	
block type	Average	S <sub>d</sub>	C.V (%)	Average	S <sub>d</sub>	C.V (%)
BE	2,18	0,04	1,63	2,33	0,01	0,20
BE20-0,5%	2,12	0,01	0,65	2,27	0,02	0,67
BE40-0,5%	2,08	0,01	0,67	2,26	0,01	0,31
BE20-1%	2,11	0,05	0,03	2,28	0,03	1,48
BE40-1%	2,13	0,03	1,15	2,33	0,01	0,61

#### Table 4 - Compressive strength of the blocks

Block type	Compressive strength of the blocks (MPa)				
BIOCKType	Average resist. (f <sub>bm</sub> ) (MPa)	S <sub>d</sub> (MPa)	C.V (%)	Charact. strength (f <sub>bk</sub> ) (MPa)	
BE	11,26	1,06	9,42	9,43	
BE20-0,5%	7,11	0,48	6,79	6,25	
BE40-0,5%	6,00	0,61	10,24	4,81	
BE20-1%	7,16	1,22	13,03	6,10	
BE40-1%	6,43	0,78	12,12	5,22	

Table 5 – Compressive strength of prisms with and without fiber addition					
Prism type	Average resist. (f <sub>p</sub> ) (MPa)	S <sub>d</sub> (MPa)	C.V (%)		
PR	5,19	1,02	14,56		
PR20-0,5%	3,49	0,41	11,67		
PR40-0,5%	3,25	0,35	10,86		
PR20-1%	4,37	0,41	9,34		
PR40-1%	3,82	0,75	13,69		

showed that there was no statistical difference in the average values for the compressive strength of the blocks with 0.5% and 1% added fiber.

#### 3.3 Compressive strength of the prisms

The values for the compressive strength of the prisms correspond to the gross area ( $f_p$ ) and are presented in Table 5.

According to the statistical analysis, there were significant differences between the means of the five samples. In particular, the compressive strength of the prisms without the added fibers was greater than that of the prisms containing fibers at a confidence level of 95%. In fact, the prisms reinforced with fibers showed an average decrease of 28% in resistance compared with the resistance of the prisms without any fibers.

Furthermore, the prisms with 20-mm-long sisal fibers showed better performance and greater resistance than the prisms with 40-mm-long fibers at a given fiber content. The two-way ANO-VA test showed that the fiber length influenced the compressive strength of the reinforced prisms. Thus, the prisms containing 20-mm-long fibers exhibited higher strength than the prisms containing 40-mm long fibers 40 mm fibers for the same fiber content at a significance level of 0.05.

With respect to the volume fraction of fibers, the prisms with 1% added sisal fibers of the same length exhibited higher performance. This factor was more significant in prisms than in blocks, and thus, the fibers contributed more to the bearing capacity of the element. As a result, the fiber content actually influenced the compressive strength of the prisms.

Table 6 – Compressive strength of small walls with and without fiber addition				
Element type	Average resist. (f <sub>pp</sub> ) (MPa)	S <sub>d</sub> (MPa)	C.V (%)	
MN	3,08	0,70	22,68	
MN 20-0,5%	2,95	0,37	12,41	
MN 40-0,5%	2,96	0,19	6,57	
MN 20-1%	3,30	0,31	9,49	
MN 40-1%	3,07	0,22	7,04	

#### 3.4 Compressive strength of the small walls

The results of the tests on the compressive strength of the small walls in relation to the gross area ( $f_{pp}$ ) are shown in Table 6. Note that no significant change in the compressive strength of the small walls was observed when blocks containing sisal fibers were used, and the values very close to or even higher than those obtained for the smaller walls constructed with blocks that did not contain any fibers were obtained. In fact, the elements consisting of blocks with 1% added 20-mm-long fibers had a higher resistance than the walls constructed of blocks without the added fibers. In addition, according to the ANOVA test, the means of the samples were similar at a significance level of 0.05.

This result may be associated with the mechanical behavior of the blocks and elements, which differs for each type of component and element tested. Larger tensile stresses appear in the walls mainly because of the lagged vertical joints. Under this type of stress, the fibers act as efficient reinforcement. The horizontal tensile stresses were lower in the prisms than in the walls because they were generated solely due to the difference in the rigidity of the blocks and mortar. Moreover, in the prisms, and particularly in the blocks, the compression test is always characterized by a certain confinement effect that contributes to a reduction in the tensile stresses in the units.

The ANOVA test revealed that neither the length nor the fiber content significantly influenced the compressive strength. Thus, it can be concluded that the increase in the compressive strength of the elements with added 20-mm-long fibers was not statistically significant in comparison with the fiber elements containing 40-mm-long fibers for a given fiber content. The same conclusion can be drawn

Table 7 – Module deformation of the prisms with or without addition of fiber						
Type of prisms	f <sub>⊳</sub> (MPa)	Def. module (E <sub>₽</sub> ) (MPa)	S <sub>p</sub> (MPa)	C.V (%)	Def. 33% (‰)	Def. last (‰)
PR	5,19	5283,86	377,15	7,13	0,28	1,18
PR20-0,5%	3,49	3528,03	534,07	15,13	0,31	2,10
PR40-0,5%	3,25	3084,64	460,61	14,93	0,55	3,93
PR20-1%	4,37	4484,49	560,42	12,49	0,31	2,22
PR40-1%	3,82	3916,51	389,01	9,93	0,32	2,20



Table 8 – Deformation modulus of the small walls with and without fiber addition

Type of small walls	f <sub>pp</sub> (MPa)	Def. module (E <sub>pp</sub> ) (MPa)	S <sub>d</sub> (MPa)	C.V (%)	Def. 33% (‰)	Def. last (‰)
MN	3,08	5332	541,23	9,56	0,19	1,30
MN 20-0,5%	2,95	4720	487,65	11,54	0,23	1,68
MN 40-0,5%	2,96	4444	698,32	10,45	0,25	1,71
MN 20-1%	3,30	5243	419,69	12,47	0,20	1,47
MN 40-1%	3,07	4347	578,36	11,98	0,22	2,01

for the increase in the compressive strength with the added fiber content from 0.5% to 1.0% for fibers of the same length.

# 3.5 Deformation modulus and stress–strain curves for the prisms and small walls

The deformation modulus was calculated for the prisms and small walls in accordance with the requirements of ACI 530-92 [12]. According to this standard, the modulus is given by the inclination of the secant line in the stress–strain curve between 5% and 33% of the breaking strain.

The results for the modulus of deformation of the prisms ( $E_p$ ) are presented in Table 7. Notably, both strain and modulus refer to the

gross area of the elements. The Def. 33% column shows the deformation at 33% of the breaking strain, and the Def. Last column indicates the deformation at the moment of breakage.

The rigidity of the prisms containing the added fibers was lower than that of the prisms without the fibers. The deformation modulus of the prisms with the added fibers underwent an average reduction of 28% compared with the values for the prisms that did not contain any fibers. In the study conducted by Picanço [4], the same tendency was observed in composites with added vegetable fibers The stress–strain curves were drawn and organized by type of prism in Figure 8.

According to the diagrams, there is variation in the results, and thus, it impossible to determine the deformability and effect of the pres-





ence of the fibers in the blocks. This variation may be associated with the loading and unloading cycles, which were only performed up to 10% of the failure load expected for the prisms. It is probable that the execution of the cycles up to 30% of the ultimate load would lead to a reduction in the variability and enable analysis of the data. In the PR20-1% graph, it can be observed that stress concentration occurred at one side of the prism, causing crushing and tensile stresses in the meter positioned on the opposite side. This result can be verified by the tie formed in the stress–strain curve near the rupture.

Although the stress-strain curves of the prisms could not be used to better visualize the results, note that most reinforced elements showed extension of the post-peak curves. Thus, it can be said that there was a gain in capacity for the absorption of deformation and that the addition of the fibers was advantageous with respect to im-



proving the ductility and resilience of residual matrix after cracking. Table 8 shows the results for the modulus of deformation for the small walls ( $E_{pp}$ ). There was a small decrease in the rigidity of the walls with the addition of fibers to the blocks compared with that of the walls constructed with blocks that did not contain fibers. This reduction was equal to approximately 12%, considering the overall average.

The stress–strain curves for the small walls are arranged in Figure 9 according to each sample type. No marked difference was observed in the compressive strength of the walls for different samples. Thus, it can be clearly noted that the addition of sisal fibers to the blocks used to construct these elements contributed to a gain in the deformation capacity.

According to Savastano [1], cracks begin to form at the time of composite failure, but their growth is constrained by the presence of fibers. When the cracks begin to join, the sum of their effects influences the toughness of the element due to large deformation of the material. In this case, there is an explanation for the increased toughness afforded by the addition of fibers because they are responsible for incorporation of voids and discontinuities; these fibers can absorb an increased amount of energy during cracking while at the same time limiting the spread of the cracks.





## 3.6 Rupture type for the elements

It was observed during the compression tests that an instant collapse occurred in the nonreinforced units (Figure 10). In contrast, the blocks reinforced with sisal fibers did not undergo a brittle fracture, as shown in Figure 11.

The same behavior was observed for the prisms. The elements with

Table 9 – First cracking load and breaking load of small walls				
Type of small walls	First cracking load (P,) (kN)	Breaking load (P <sub>R</sub> ) (kN)	Ratio P <sub>1</sub> /P <sub>R</sub> (%)	
MN	261,26	340,16	77,06	
MN 20-0,5%	263,29	318,54	82,43	
MN 40-0,5%	275,04	327,13	84,05	
MN 20-1%	332,95	364,56	91,33	
MN 40-1%	302,51	339,06	89,22	

added sisal fibers experienced a ductile rupture, with the fragments remaining linked by the fibers due to their adhesion to the matrix (Figure 12). However, a sudden rupture occurred in the elements without fibers, which is characteristic of brittle behavior (Figure 13). The parts of the reinforced elements, even after they were broken, were held together by the fibers, and thus, the elements did not lose their continuity and the breaks were progressive. According to Campos [15], this behavior indicates that the fibers were capable of joining the faces of the cracks. As a result, they imparted a certain load capacity after cracking, although small, that contributed to an increase in the toughness of the elements containing them. Another advantage of using the fibers as a reinforcement material in concrete is delayed cracking, which leads to improved system performance. Table 9 shows the first cracking load and its relationship to the ultimate strength of the small walls. As observed, the first cracking load of the walls containing the fibers occurred at a higher percentage relative to the final strain, and there was a delay in the cracking of these elements.

## 3.7 Cracking of the prisms and small walls

In the prisms, in most cases, vertical cracks developed along the lateral septa. The cracks were initiated near the mortar joints and





Figure 16 - Vertical cracks developed along the lateral septa



spread throughout the height of the element, with breakage by traction in the region near the joint. Figure 14 shows the typical crack formation for each type of prism.

According to Mohammed [16], because the mortar is less rigid than the blocks, which is true in most cases, there is a tendency for the mortar to deform more than the units. However, this deformation is prevented by the adherence to the other components, which gives rise to tensile stresses in the units transverse to the vertical axis of compression. With respect to cracking of the walls, vertical tensile cracks were observed that started at the vertical joints and progressed to the cutting blocks, leading to their rupture (Figure 15). The appearance of this type of cracking can be explained by the presence of vertical joints in these elements. In general, there were vertical cracks along the lateral septa, with breakage occurring because of transverse traction in the blocks, as illustrated in Figure 16. In most of the small walls without fibers and also in some of the small walls with the added fibers, crushing occurred between the horizontal and vertical joints (Figure 17).

## 4. Conclusions

- According to statistical studies, blocks containing fibers experienced a decrease of 41% in the average compressive strength compared with that of the reference blocks because of flaws in the material structure, although they exhibited the desired level of resistance. The reinforced prisms showed better performance than the reinforced blocks with an average decrease of 28% in strength compared with the reference prisms. In turn, the small walls with sisal fibers had a mean reduction of just 3% in the resistance compared with that of the standard elements.
- The small walls best represent the typical failure mode in masonry, in which larger tensile stresses appear in the units because of the lagged vertical joints. Under this type of stress, the

fibers act as efficient reinforcement and can effectively contribute to the improvement of the resistant capacity of the material.

- Because sisal has a low deformation modulus, its functions mainly after matrix cracking. It enables greater energy absorption and imparts some ability to absorb loads after cracking, which helps to increase the toughness and ductility of the material.
- The failure mode was well characterized in all sample types tested. The units and elements with added fibers always underwent ductile rupture. However, sudden rupture occurred in the elements without fibers, which is characteristic of fragile behavior. Thus, the fibers united the faces of the cracks because of adhesion with the cement matrix and prevented loss of continuity of the material.

## 5. Acknowledgments

The authors would like to thank the Department of Structural Engineering of the School of Engineering of São Carlos at the University of São Paulo for permission to conduct the survey and the Structures Laboratory in the Department of Structural Engineering for the experimental program. The authors would also like to thank the Brazilian National Council for Technological and Scientific Development (CNPq) for financial support provided to this research.

## 6. References

- [01] SAVASTANO, H. J. Materiais à base de cimento reforçado com fibra vegetal: reciclagem de resíduos para a construção de baixo custo. 2000, 7p, 22 p. Tese (Livre-Docência em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- [02] PEREIRA, P. S. Estudo da viabilidade do aproveitamento de fibras vegetais como reforço de matrizes cimentícias. 2004, In: XIII Seminário de Iniciação Científica e



9ª Semana de Pesquisa e Pós-Graduação da UES Ciências Exatas, da Terra e Engenharias, 2004.

- [03] VENTURA, O.S.P. Caracterização mecânica de compósitos reforçados com fibras de sisal. 2007, In: Workshop de Recursos não renováveis, Natal, RN, 2007.
- [04] PICANÇO, M. S. Compósitos cimentícios reforçados com fibras de curauá. 2005. 25 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.
- [05] SAVASTANO, H. J. Zona de transição entre fibras e pasta de cimento Portland: Caracterização e inter-relação com as propriedades mecânicas do compósito. 1992, 21 p. Tese (Doutor em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.
- [06] CAETANO, L.F. et al. Compósito de matriz cimentícia reforçada com fibras. In: II Seminário de Patologia das edificações. 2004, Porto Alegre. Anais .... Porto Alegre: UFRGS, 2004. p. 4.
- [07] MEDEIROS, J.S; SABBATINI, F.H. Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP- Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 1993.
- [08] SOLÓRZANO, M. G. Características e desempenho de juntas de argamassa na alvenaria estrutural de blocos de concreto. 1994, 60p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.
- [09] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12118: blocos vazados de concreto simples para alvenaria- Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2007.
- [10] \_\_\_\_\_. NBR 8215: Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural - Preparo e ensaio à compressão. Rio de Janeiro, 1983.
- [11] \_\_\_\_\_. NBR 8949: Paredes de alvenaria estrutural Ensaio à compressão simples. Rio de Janeiro, 1985.
- [12] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 530-92: Building code requirements for masonry. structures and specifications for masonry structures. Detroit. 1995.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 5628:
   Part 1. Code of practice for use of masonry Structural use of unreinforced masonry.London, 1992.
- [14] TOLEDO FILHO, R. D. Materiais compósitos reforçados com fibras naturais: caracterização experimental.
   1997, 93p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) -Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.
- [15] CAMPOS, R. E. Desempenho à compressão de compósitos reforçados por fibras de coco. 2008, 7 p. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Federal de Sergipe, Sergipe, 2008.
- [16] MOHAMAD, G. Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto. 1998. 178 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.



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

## Numerical analysis of prestressed hollow core slabs under long term loading

# Análise numérica de lajes alveolares protendidas submetidas a carregamentos de longa duração



S. R. PEREIRA <sup>a</sup> ssrp@dees.ufmg.br

J. M. CALIXTO a calixto@dees.ufmg.br

T. P. BORTONE \* thiagobortone@terra.com.br

## Abstract

This paper presents a numerical analysis of prestressed hollow core slabs under long term loading. The model considers the time dependence of material and rheological properties in order to predict the actual stage of displacements, strains and stresses. It also takes into account load changes. For the analysis, each slab is divided in a finite number of bar elements, in which the cross section is described in concrete elements, parallel to the flexural axis, and prestressed steel elements. For the results evaluation, the effective concrete area is considered. The numerical results are compared with experimental tests performed on two series of prestressed hollow core slabs. Each series had a different geometry, rate and distribution of prestressing strands. Mid-span displacements were evaluated up to 127 days after initial loading. Good correlation was achieved with both series at and below the service load level.

Keywords: numerical analysis, prestressed concrete, hollow core slabs, long term loading.

## Resumo

Este artigo apresenta os resultados de uma análise numérica de lajes alveolares protendidas extrudadas submetidas a carregamentos de longa duração. O modelo numérico considera os efeitos do tempo nas propriedades mecânicas dos materiais bem como nas propriedades reológicas, de modo a prever flechas, deformações e tensões. O modelo leva em conta também variações no carregamento. Para a análise, cada laje é subdividida em um número finito de elementos de barra cuja seção transversal é discretizada em elementos de concreto paralelos ao eixo de flexão, e elementos de armadura passiva. Para avaliação dos resultados é considerada a área líquida de concreto. Os resultados do modelo numérico foram comparados com valores medidos em ensaios de duas séries distintas de lajes alveolares protendidas. Cada série de lajes possuía diferentes geometrias, taxa e distribuição de cordoalhas. Deslocamentos no meio do vão de cada laje foram avaliados até a idade de 127 dias após o carregamento inicial. Boa correlação foi obtida com o modelo numérico para cargas menores ou iguais as de serviço.

Palavras-chave: análise numérica, lajes alveolares protendidas, carregamentos de longa duração.

Received: 24 Feb 2013 • Accepted: 23 Jul 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Escola de Engenharia - Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG. Brasil 31270-090

## 1. Introduction

A hollow core slab is a precast, prestressing concrete member with continuous voids provided to reduce weight and cost. They are primarily used as a floor deck system in residential and commercial buildings as well as in parking structures because they are economical, have good fire resistance and sound insulation properties, and are capable of spanning long distances with relatively small depths. Hollow core slabs can make use of prestressing strands, which allow slabs with depths between 150 and 260 mm to span over 9 meters.

When used in buildings, several hollow core slabs are placed next to each other to form a continuous floor system. The small gap that is left between each slab is usually filled with a non-shrink grout. To give the floor a smooth finished surface, a topping slab overlay is poured on the top surface of the hollow core slabs. This topping slab is typically 5 cm deep. The voids in a hollow core slab may be used for electrical or mechanical runs. For example, routing of a lighting circuit through the cores can allow fixtures in an exposed slab ceiling without unsightly surface mounted conduit.

Structurally, a hollow core slab provides the efficiency of a prestressed member for load capacity, span range, and deflection control. In addition, a basic diaphragm is provided for resisting lateral loads by the grouted slab assembly provided proper connections and details exist (PCI [1]).

The basic manufacturing method currently in use for the production of hollow core slabs is a dry cast or extrusion system where a very low slump concrete is forced through the machine. The cores are formed with augers or tubes with the concrete being compacted around the cores.

In this scenario, the objective of this paper is to present a numerical analysis of prestressed hollow core slabs under long term loading. The modelling considers not only the load history of hollow core slabs but also the effects of time in the mechanical properties of the concrete. The slabs are divided in a number of elements each having different material properties as well as load histories. The results of the numerical analysis are compared to experimental tests performed on two series of prestressed hollow core slabs. Each series had a different geometry and rate and distribution of strands as well as material properties. Loads and mid-span displacements were evaluated up to 127 days after initial loading.

## 2. The numerical model

#### 2.1 Assumptions

In the development of the numerical modelling [2], the following assumptions are introduced:

- 1. The hollow core slab, the applied loads and the deformations lie in a plane; the plane of loads is a plane of symmetry for the slab.
- 2. The slab is slender, that is, its length is much larger than its lateral dimensions.
- 3. Transverse and longitudinal displacements are infinitesimal.
- 4. Only normal strains parallel to the axis of the slab are considered.
- 5. The geometry of the slab can vary with respect to time as well along the length.
- 6. The material properties, in each section, can be different in each element.
- 7. The effect of shrinkage, creep and cracking as well as the evolution of the mechanical properties of the concrete with time are taken into account.

- 8. The losses due to steel relaxation in the strands are also considered.
- 9. The applied loads vary along time.

#### 2.2 Formulation

In the derivation of the model, the slab is divided in a number of sections, each of one composed of elements. These elements can have different geometrical and material properties as well load histories. It is assumed that at a generic time  $t_u$  the total strain in a concrete element *i* is known and given by:

$$\varepsilon_{ci}(t_{u},t_{\theta}) = \int_{t_{\theta}}^{t_{\theta}} \left( \frac{1}{E_{c}(\tau)} + \frac{\varphi(t_{u},\tau)}{E_{c28}} \right) \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} d\tau + \varepsilon_{cs\infty} \left[ \beta_{s}(t_{u}) - \beta_{s}(t_{s}) \right]$$
(1)

The total strain in this case includes the effects of the applied loads as well creep and shrinkage. These effects correspond to the first, second and third terms respectively of the right hand side in the equation above. The expression for the shrinkage strain and creep coefficient as well as the concrete tangent modulus of elasticity at time  $\tau$  are the ones presented in NBR 6118 [3]. If a generic time interval ( $t_{u+1} - t_0$ ) is divided in a number of time steps, the total strain of each concrete element *i* in each section of the slab becomes:

$$\varepsilon_{ci}(t_{u+1}, t_{\theta}) = \frac{1}{2} \sum_{j=l}^{u} \left( \frac{1}{E_{c}(t_{j})} + \frac{1}{E_{c}(t_{j-1})} + \frac{\phi(t_{u+1}, t_{j}) + \phi(t_{u+1}, t_{j-1})}{E_{c28}} \right) \Delta \sigma_{ci}(t_{j}, t_{j-1}) + \frac{1}{2} \sum_{j=l}^{u} \left( \frac{1}{E_{c}(t_{u+1})} + \frac{1}{E_{c}(t_{u})} + \frac{\phi(t_{u+1}, t_{u+1}) + \phi(t_{u+1}, t_{u})}{E_{c28}} \right) \Delta \sigma_{ci}(t_{u+1}, t_{u}) + \varepsilon_{csc} \left[ \beta_{s}(t_{u+1}) - \beta_{s}(t_{s}) \right]$$
(2)

From equation (2) it can be seen that each concrete element can have different material and load history at every time step. It is important to point out that the creep effects are considered to the time step  $(t_{u+1})$  and  $\varphi(t_{u+1}, t_{u+1}) = 0$ .

In equation (2) the incremental stress in each concrete element  $\Delta \sigma_{ci}(t_{u+p}t_u)$  can be explicitly determined if one rewrites the equation after splitting the second summation. Thus:


With this incremental stress, the final stress in each concrete element at time  $t_{n+1}$  can be obtained as:

$$\Delta \sigma_{ci}(t_{u+1}) = \sum_{j=1}^{u+1} \Delta \sigma_{ci}(t_j, t_{j-1})$$
(4)

This final stress, in each time step, has to be compared to the concrete strength. For case of concrete in tension the limit is defined by the concrete tensile strength  $f_{ctm}$ . If this tensile strength is exceeded, the contribution of this element is neglected.

For the stress evaluation in each element of a prestressed strand is necessary to compute the losses of stress due to the combination of the concrete shrinkage and creep effects as well as the steel relaxation. According to Trevino and Ghali [4], the stress loss due to the steel relaxation in a strand element *i* is given by:

$$\Delta \sigma_{pri}(t,t_{\theta}) = \Delta \sigma_{pro} \left[ \frac{1}{16} ln \left( \frac{t-t_{\theta}}{24\theta} + 1 \right) \right] \quad for \ \theta \le (t-t_{\theta}) \le 41 \, days$$
(5)

$$\Delta \sigma_{pri}(t,t_{\theta}) = \Delta \sigma_{pr\infty} \left[ \left( \frac{t-t_{\theta}}{12 \times 10^6} \right)^{\theta,2} \right] \quad for \ 41 \le (t-t_{\theta}) \le 12 \times 10^6 \ days$$
 (6)

$$\Delta \sigma_{pri}(t,t_{\theta}) = \Delta \sigma_{pr\infty} \quad for \quad (t-t_{\theta}) > 12 \times 10^{6} \ days \tag{7}$$

where:

$$\Delta \sigma_{pr\infty} = -f_{ptk} \eta_{\infty} (\lambda - 0.4)^2 \text{ for } \lambda \ge 0.4$$
  
$$\Delta \sigma_{pr\infty} = 0 \quad \text{for } \lambda < 0.4$$

$$\lambda = \frac{\sigma_{pi}(t_0)}{f_{ptk}}$$

# $\eta_{\infty}$ = 2.0 for normal relaxation steel

# $\eta_{\infty} = 1.5$ for low relaxation steel

Thus, the stress loss in a strand element *i* including the concrete shrinkage and creep effects can be evaluated by:

$$\Delta \sigma_{pi(c+s+r)} = \overline{\Delta} \sigma_{pri}(t,t_{\theta}) + [\varepsilon_{cci}(t,t_{\theta}) + \varepsilon_{csi}(t,t_{\theta})]E_s$$
(8)

with

$$\begin{split} \overline{\Delta\sigma}_{pri} & (t,t_{\theta}) = \xi_{r} \ \Delta\sigma_{pri} & (t,t_{\theta}) \\ \xi_{r} &= e^{(-6.7+5.32)\Omega} \\ \Omega &= \frac{\Delta\sigma_{pri} - \Delta\sigma_{pi(c+s+r)}}{\sigma_{pi}(t_{\theta})}; \text{ if } \ \Omega < \theta, \text{ adopt } \Omega = \theta \end{split}$$

In this case,  $\Delta \sigma_{pi(c+s+r)}$  should be determined by iterative process. For the first attempt, consider  $\xi_r = 1$ .

Then, the stress and strain at a strand element *i* at time  $t_{u+1}$  are given by:

$$\sigma_{pi}(t_{u+1},t_p) = E_s \varepsilon_{pi}(t_{u+1},t_p) + \Delta \sigma_{pi(c+s+r)}(t_{u+1},t_p)$$
(9)  
$$\overline{\varepsilon}_{pi}(t_{u+1},t_p) = \sigma_{pi}(t_{u+1},t_p) / E_s$$
(10)

For each strand element *i*, the maximum tensile stress is equal to the steel yield strength.

The internal axial force and bending moment in each cross section are determined as follows:

$$N_{R}(t_{u+1},t_{\theta}) = \sum_{i=1}^{c} \sigma_{ci}(t_{u+1},t_{\theta}) A_{ci} + \sum_{i=1}^{p} \sigma_{pi}(t_{u+1},t_{p}) cos(\alpha_{pi}) A_{pi}$$
(11)

$$M_{R}(t_{u+1},t_{\theta}) = \sum_{i=1}^{c} \sigma_{ci}(t_{u+1},t_{\theta}) y_{ci} A_{ci} + \sum_{i=1}^{p} \sigma_{pi}(t_{u+1},t_{p}) \cos(\alpha_{pi}) y_{pi} A_{pi}$$
(12)

The equilibrium between external and internal forces in every cross-section of the hollow core slab is given by:

$$N_R = N_{EXT}$$
(13)  
$$M_R = M_{EXT}$$
(14)

The correct state of strain and the corresponding equilibrium position of the slab at each time step are obtained when both equations (13) and (14) are satisfied at every cross-section. If this is not achieved a new strain state is introduced and the procedure is repeated.

To ensure convergence of the iterative search process for the state of strain which satisfies the equations (13) and (14), one must consider the compressive strength of concrete and steel stress unlimited. The value of these stresses should be checked at the end of the analysis. Stresses levels above usual values for service state level indicate insufficient cross-section dimensions.

After the equilibrium conditions are satisfied at each cross section, the hollow core slab deflected shape can be determined. With the strain of each concrete (equation 2) and strand (equation 10) element in every section, the curvature in each section along the slab is calculated. In this case the transverse displacement curvature relationship is given by:

$$\frac{d^2 y(t_{u+1})}{dx^2} = -\frac{1}{r(t_{u+1})}$$
(15)

The rotations are obtained by integrating the above equation. Thus:

$$\theta(t_{u+1}) = \theta_1(t_{u+1}) + \int_{x_1}^x \frac{1}{r(t_{u+1})} dx$$
 (16)



The transverse displacements are calculated then by:

$$y(t_{u+1}) = y_1(t_{u+1}) + \theta_1(t_{u+1})(x-x_1) + \int_{x_1}^x \theta_1(t_u+1)dx$$
 (17)

Since each slab has been divided in sections and considering the number of the first section equal to 1, the above equation is replaced by:

$$y_{i}(t_{u+1}) = y_{1}(t_{u+1}) + \theta_{1}(t_{u+1})(x - x_{1}) - \Delta \ell^{2} \left[ \frac{1}{4} \left( \frac{1}{r_{1}(t_{u+1})} + \frac{1}{r_{i}(t_{u+1})} \right)(2i - 1) \right]$$

$$-\Delta \ell^{2} \left[ \frac{1}{2} \sum_{j=l}^{i-1} \frac{1}{r_{j}(t_{u+1})} + \sum_{j=l}^{i-1} \sum_{k=l}^{j-1} \frac{1}{r_{k}(t_{u+1})} \right]$$
(18)

It is important to point out that equation (18) has to satisfy the slab cinematic conditions.

# 3. Experimental program

In order to verify the numerical model an experimental program was carried on. It consisted on the testing of two series of hollow core slabs. Each series had three specimens. In series 1, the hollow core slabs were 1245 mm in width and 260 mm in depth with constant hollow cores of 199 mm in diameter. They were 10 m long and pre-tensioned with 4 seven-wire low relaxation strands (12.7 mm in nominal diameter) and 6 seven-wire low relaxation strands (11.1 mm in nominal diameter). Both strands were placed with a 30 mm bottom cover. Slabs of series 2 had the same width and length as of series 1 but with a total depth of 210 mm; the hollow cores were 152 mm in diameter. They had 8 seven-wire low relaxation strands of 12.7 mm in nominal diameter placed with a 30 mm bottom cover. Both series were pre-tensioned to 75% of the ultimate strength *fpu* = 1900 MPa, before the concrete was cast using dry mix extrusion procedures. The applied prestressing force was transferred to the concrete 20 hours after casting. The details of the slabs cross-sections are shown in figure 1.

The concrete was produced using Brazilian type V cement and limestone as coarse aggregate. Its concrete compressive strength was evaluated employing the impact hammer. The impact hammer is a practical method for determining the concrete strength of slabs cast using dry mix extrusion procedures and considerably more precise than test cylinders. This is because the compaction of the machine cannot be accurately duplicated in making the cylinders. The concrete strength was evaluated at the age of 30 days for slabs of series 1 and 35 days for series 2. These ages correspond to the initial testing time in which a uniform distributed live load was applied to each slab. The average concrete compressive strength at this age was 40.6 and 28.3 MPa for series 1 and 2 respectively. Both of these values correspond to an average of 9 readings taken with the impact hammer in the horizontal position on the side of each slab. The correlation to compressive cylinder strengths was made with the

use of curves printed on a plate attached to the instrument. This compressive strength was the only concrete mechanical property measured throughout the study.

The hollow core slab tests were conducted in an open area at Precon Industrial in Pedro Leopoldo, Minas Gerais. The test set-up is shown in figure 2. The specimens were subjected to a uniformly distributed load on a simple span. The clear span between the supports was 9.9 m Cement bags, with a nominal weight of 0.5 kN each, were used for the uniformly distributed load (figure 2b). A dial-gage placed at mid-span was used to measure the deflection.

The uniform distributed live load was applied incrementally after each slab had been placed over supports. During the first four days, loads were incrementally applied daily. Each live load increment corresponded to 1.52 and 1.01 kN/m for series 1 and 2 respectively. These loads were kept for approximately 114 days. After that period additional loads were applied up to each slab series service live load (8.875 and 6.65 kN/m for series 1 and 2 respectively). Before each live load increment and during the period of 127 days, mid-span deflections were measured. These readings were always taken early in the morning to avoid temperature effects.

The temperature and relative humidity were measured daily (also early in the morning) during the testing period. Their average values were calculated and correspond to  $25^{\circ}$ C and 40% respectively.



# 4. Comparative study

A comparison of the numerical and experimental results is presented herein. The mid-span deflection for each series was selected for this study since it represents the overall behavior the hollow core slabs. It is important to point out that the comparison is carried out during a 4-month loading period in which the values of the loads were at or below service level.

In the numerical model, the concrete properties including shrinkage and creep effects were derived from the compressive strength measured at the initial testing time and from the temperature and relative humidity average values shown before. For a proper evaluation of the needed parameters, the formulation prescribed in NBR 6118 sections 8.2.8, 12.3.3, A.2.2.3 and A.2.3.2 was used. For each slab, 10 cross-sections along the span were analyzed at each time step with 50 concrete elements in every cross-section. The number of strand elements in every cross-section corresponded to the number of strands for each slab series: 10 for series 1 and 8 for series 2. The results of the comparative study are presented both in tabular and graphical form. Table 1 shows the results for slabs of Series 1 while the values correspondent to slabs of Series 2 are in table 2. The comparison between the actual and predicted overall behavior can be quantified based on the model error y defined as the ratio between the evaluated mid-span deflection and the measured value. Values of y (last columns of tables 1 and 2) smaller than the unity indicate a stiffer behavior predicted by the numerical model. Each graph, on the other hand, shows an overall visual comparison. The comparative study for slabs of Series 1 is well represented in figure 3 which shows the load versus the midspan deflection

	Table 1 – Results for slabs of Series 1									
Specimen	Uniform distributed live load (kN/m)	Age (days)	Measured mid-span deflection (cm)	Evaluated mid-span deflection (cm)	Model error $\psi^*$					
	0.00	0	0.000	0.000	-					
	1.52	0.02	0.300	0.340	1.13					
	3.03	1	0.650	0.820	1.26					
	4.55	2	0.985	1.310	1.33					
	6.06	3	1.350	1.820	1.35					
	6.06	7	1.800	2.180	1.21					
	6.06	10	2.000	2.260	1.13					
	6.06	14	2.100	2.340	1.11					
SIGDAT	6.06	19	2.250	2.40	1.07					
	6.06	22	2.225	2.430	1.09					
	6.06	43	2.050	2.540	1.24					
	6.06	60	2.100	2.590	1.23					
	6.06	66	2.275	2.600	1.14					
	6.06	78	2.375	2.620	1.10					
	6.06	114	2.100	2.650	1.26					
	7.58	119	2.450	2.980	1.22					
	9.09	119.02	2.750	3.330	1.21					
	0.00	0	0.000	0.000	-					
	1.52	0.02	0.600	0.340	0.57					
	3.03	1	0.875	0.820	0.94					
	4.55	2	1.200	1.310	1.09					
	6.06	3	1.675	1.820	1.09					
	6.06	7	2.100	2.180	1.04					
Slab A2	6.06	10	2.225	2.260	1.02					
	6.06	14	2.300	2.340	1.02					
	6.06	16	2.325	2.370	1.02					
	6.06	20	2.425	2.410	0.99					
	6.06	66	2.475	2.600	1.05					
	6.06	78	2.550	2.620	1.03					
	8.89	121.06	2.750	3.250	1.18					
* Model error ψ =	ratio between the evaluated	mid-span de	flection and the measured va	lue						

Table 2 – Results for slabs of Series 1 (continuation)									
Specimen	Uniform distributed live load (kN/m)	Age (days)	Measured mid-span deflection (cm)	Evaluated mid-span deflection (cm)	Model error $\psi^*$				
	0,00	0	0.000	0.000	-				
	1.52	0.02	0.375	0.340	0.91				
	3.03	1	0.625	0.820	1.31				
	4.55	2	0.960	1.310	1.36				
	6.06	3	1.400	1.820	1.30				
	6.06	8	1.850	2.210	1.19				
	6.06	12	1.925	2.310	1.20				
SIGD AS	6.06	15	2.000	2.350	1.18				
	6.06	22	2.050	2.430	1.19				
	6.06	43	2.050	2.540	1.24				
	6.06	60	2.100	2.590	1.23				
	6.06	66	2.100	2.600	1.24				
	6.06	78	2.200	2.620	1.19				
	8.89	125.06	2.900	3.250	1.12				
* Model error $\psi$ =	ratio between the evaluated	mid-span de	flection and the measured va	lue					

along 119 days for specimen A1. These results reveal a less stiff behavior predicted by the numerical model throughout the load spectrum investigated. The overall comparison for the slabs of this Series is made based on the statistical analyses of y which include its average (m), the standard deviation (s) as well as its coefficient of variation (*COV*). The average of y is used as a measure of the conservativeness of the numerical modeling and the coefficient of variation is taken as an indication of its accuracy. These values are presented in table 3. The analysis of these results shows that the model predicts conservatively and accurately the measured midspan deflections with a model error average of 1.14 and COV of 12.6 % for all the slabs of this series. The load versus the midspan deflection along 126 days for Series 2 (slab B2) is presented in Figure 4. It can be seen that the numerical model predicts well the observed behavior. The statistical analysis (table 3) for this series also shows that the numerical procedure evaluates conservatively the measured midspan deflections. On the other hand the model was less accurate in this case since the COV was equal to 25 % for all the slabs of this series.

The overall analysis of the comparative study indicates the conservative bias of the numerical procedure: model error average equals to 1.10 for all the slabs investigated. With respect to accuracy, the modeling also shows good results with an overall COV of 20 %.





The midspan deflection, temperature and relative humidity measurements were taken daily at the same hour (early in the morning) during the investigation campaign. This is an important aspect of the research and it may be one of the reasons for the good correlation achieved between the experimental and modeling results.

# 5. Conclusions

A numerical model for the analysis of prestressed hollow core slabs under long term loading has been presented. The model considers explicitly the geometrical changes in cross section as well as the time dependence of the loads and of material properties in order to predict the actual stage of displacements, strains and stresses. The numerical results were compared with experimental tests performed on two series of prestressed hollow core slabs. Each series had a different geometry, rate and distribution of prestressing strands as well as material properties. Loads and mid-span displacements were evaluated up to 127 days after initial loading. The overall analysis of the comparative study indicates the conservative bias of the numerical procedure: model error average equals to 1.10 for all the slabs investigated. With respect to accuracy, the modeling scheme also shows good results with an overall COV of 20 %.

Table 2 – Results for slabs of Series 2									
Specimen	Uniform distributed live load (kN/m)	Age (days)	Measured mid-span deflection (cm)	Evaluated mid-span deflection (cm)	Model error $\psi^*$				
	0.00	0.00	0.000	0.000	-				
	1.01	0.02	0.400	0.500	1.25				
	2.02	1	0.925	1.260	1.36				
	3.03	2	1.550	2.020	1.30				
	4.04	3	2.350	2.810	1.20				
	4.04	7	2.875	3.460	1.20				
	4.04	10	3.100	3.630	1.17				
	4.04	14	3.225	3.790	1.18				
SIGD BT	4.04	19	3.300	3.930	1.19				
	4.04	22	3.325	3.990	1.20				
	4.04	43	4.125	4.270	1.04				
	4.04	60	4.200	4.410	1.05				
	4.04	114	4.550	4.650	1.02				
	5.05	125.08	4.950	5.100	1.03				
	6.06	125.1	5.700	5.620	0.99				
	7.07	125.12	6.400	6.150	0.96				
	0.00	0.00	0.000	0.000	-				
	1.01	0.02	0.225	0.450	2.00				
	2.02	1	0.755	1.100	1.46				
	3.03	2	0.885	1.750	1.98				
	4.04	3	1.950	2.430	1.25				
	4.04	7	2.475	2.930	1.18				
	4.04	10	2.600	3.070	1.18				
Slab B2	4.04	14	2.750	3.180	1.16				
	4.04	19	2.875	3.290	1.14				
	4.04	22	2.975	3.330	1.12				
	4.04	43	3.625	3.530	0.97				
	4.04	60	3.825	3.620	0.95				
	4.04	66	3.900	3.650	0.94				
	4.04	/8	4.0/5	3.690	0.91				
	4.04	114	4.200	3.//0	0.90				
	6.06	126.04	4.6/5	4.610	0.99				
	80.8	126.06	0.3/5	5.530	U.87				

# 6. Acknowledgements

The authors would like to thank Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) and PRECON Industrial for the financial and infrastructural support.

# 7. References

<sup>[01]</sup> PRECAST/PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE, PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs -2nd edition; Chicago, Illinois, 1998.

Table 2 – Results for slabs of Series 2 – (continuation)									
Specimen	Uniform distributed live load (kN/m)	Age (days)	Measured mid-span deflection (cm)	Evaluated mid-span deflection (cm)	Model error $\psi^*$				
	0.00	0.00	0.000	0.000	_				
	1.01	0.02	0.400	0.500	1.25				
	2.02	1	1.005	1.270	1.26				
	3.03	2	2.000	2.040	1.02				
	4.04	3	2.875	2.840	0.99				
	4.04	7	3.775	3.500	0.93				
	4.04	10	4.000	3.680	0.92				
	4.04	14	4.175	3.840	0.92				
Slab B3	4.04	19	4.250	3.990	0.94				
	4.04	22	4.400	4.050	0.92				
	4.04	43	5.550	4.340	0.78				
	4.04	60	6.000	4.480	0.75				
	4.04	66	6.125	4.530	0.74				
	4.04	78	6.200	4.590	0.74				
	4.04	114	6.850	4.740	0.69				
	6.06	127.04	7.900	5.680	0.72				
	8.08	127.06	9.650	6.870	0.71				
* Model error w =	ratio between the evaluated	mid-span de	flection and the measured val	lue					

Table 3 – Statistical analysis of the model error $\psi$									
Statistical parameters	Series 1								
of the model error $\psi$	Slab A1	Slab A2	Slab A3	All slabs					
Average µ	1.19	1.00	1.20	1.14					
Standard deviation $\sigma$	0.0847	0.1493	0.1106	0.1439					
COV (%)	7.10	14.93	9.18	12.61					
		Series 2							
	Slab B1	Slab B2	Slab B3	All slabs					
Average µ	1.14	1.19	0.89	1.07					
Standard deviation $\sigma$	0.1208	0.3504	0.1788	0.2688					
COV (%)	10.58	29.54	20.03	25.07					
		Series 1 +	- Series 2						
Average μ		1.1	10						
Standard deviation $\sigma$		0.22	212						
COV (%)		20.03							

- [02] PEREIRA, S. S. R. Análise do Comportamento Reológico de Pontes em Balanços Sucessivos, Doctoral Thesis, COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, February, 1999.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto -Procedimento, Rio de Janeiro, 2007.
- [4] TREVINO, J. and GHALI, A. Relaxation of Steel in Prestressed Concrete, Prestressed Concrete Institute Journal, vol. 30, n. 5, September-October, 1985, p. 82-94.

# 8. Notation

The following symbols are used in this paper:

 $\varepsilon_{ci}(t_u, t_o)$  = total strain in a concrete element *i* in time  $t_u$ ;

 $\varepsilon_{ci}(t_{u+1}, t_o)$  = total strain in a concrete element *i* in time  $t_{u+1}$ ;

 $\varepsilon_{cci}(t, t_o)$  = creep strain in a concrete element *i* in time *t*;

 $\mathcal{E}_{csi}(t, t_o)$  = shrinkage strain in a concrete element *i* in time *t*;

 $\varepsilon_{pi}(t_{u+1}, t_p)$  = strain in a strand element *i* after initial losses;

 $\varepsilon_{pi}(t_{u+1}, t_o)$  = total strain in a strand element *i* in time  $t_{u+1}$ ;

 $E_c(\tau) =$  concrete tangent modulus of elasticity at time  $\tau$ (NBR 6118 sections 12.3.3 and 8.2.8);

 $E_{c28}$  = concrete tangent modulus of elasticity at time 28 days (NBR 6118 section 8.2.8);

 $E_s$  = steel modulus of elasticity ;

 $f_{ctm}$  = average concrete tensile strength;

 $\varphi(t_u, \tau)$  = creep coefficient (NBR 6118 section A.2.2.3);

 $\epsilon_{com}$  =maximum shrinkage strain (NBR 6118 section A.2.3.2);

 $t_0$  = initial time in which the stress state changes in a cross section;

 $t_p =$  time of the prestressing force transfer to the concrete slab;

 $t_s =$  time corresponding to the end of the curing period;

 $\beta_s(t_u) =$  function that describes the development of shrinkage strain along the time; (NBR 6118 section A.2.3.2);

 $\Delta \sigma_{ci}(t_j, t_{j-1}) =$  incremental stress in a concrete element *i* between times  $t_j$  and  $t_{j-1}$ ;

 $\Delta \sigma_{pri}(t,t_0) =$  stress loss in a strand element *i* due to steel relaxation between times *t* and *t*<sub>0</sub>;

 $\lambda$  = stress intensity ratio in a prestressed strand;

 $\eta_{\infty}$  = steel relaxation coefficient;

 $\Delta\sigma_{_{pres}}$  =maximum stress loss in a strand due to steel relaxation;

 $\Omega =$  error coefficient of iteration process;

 $\xi_r$  = steel relaxation correction coefficient;

 $\Delta \sigma_{pi(c+s+r)}$  =stress loss in a strand element *i* due to the combination of concrete shrinkage and creep effects as well as steel relaxation;

 $A_{ci}$  = area of the concrete element *i*;

 $A_{ni}$  = area of the strand element *i*;

 $y_{ci}$  =distance from the center of gravity of concrete element *i* to the top fiber of the slab cross-section;

 $y_{pi}$  =distance from steel element *i* to the top fiber of the slab cross-section;

 $\alpha_{pi}$  =inclination angle of strand element *i* in a slab cross-section;

 $M_{R}(t_{u+1}, t_{0})$  = internal bending moment at time  $t_{u+1}$ ;

 $N_R(t_{u+1}, t_0)$  = internal axial force at time  $t_{u+1}$ ;

 $N_{\rm EXT}$  = external axial force in a slab cross-section;

 $M_{EXT}$  = external bending moment in a slab cross-section;

 $r(t_{u+1})$  = radius of curvature of a generic cross-section at time  $t_{u+1}$ .

 $r_j(t_{u+1})$  = radius of curvature of cross-section **j** at time  $t_{u+1}$ ;

 $\theta(t_{u+1})$  = rotation of a generic cross-section at time  $t_{u+1}$ ;

 $\theta_j(t_{u+1})$  = rotation of cross-section j, at a distance  $j_1$  from the origin, at time  $t_{u+1}$ ;

 $y(t_{u+1})$  = transverse displacement of a generic cross-section at time  $t_{u+1}$ :

 $y_j(t_{u+1})$  = transverse displacement of cross-section j, at a distance  $j_1$  from the origin, at time  $t_{u+1}$ ;

 $\Delta \ell_{(i,i+1)}$  = longitudinal distance between cross sections *i* and *i*+1.



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

# Analysis of the assembling phase of lattice slabs

# Análise da fase de montagem de lajes treliçadas



A. L. SARTORTI ª artur.sartorti@unasp.edu.br

A. C. FONTES a anacfontes89@hotmail.com

L. M. PINHEIRO <sup>b</sup> libanio@sc.usp.br

# Abstract

Lattice slabs are usual in Brazil. They are formed by precast joists with latticed bars on a base of concrete, and a cover of concrete placed at the jobsite. The assembly of the joists and the filling elements is simple and do not require manpower with great skill, presenting low cost-benefit ratio. However, it is precisely in assembling phase that arise questions related to the scaffold support distance. A mistake in the proper positioning can lead to two undesirable situations. In one of them, a small space between the support lines increases the cost of scaffold, and in other an excessive space can generate exaggerated displacements, and even the collapse of the slab in the stage of concreting. The objective of this work is to analyze the bearing capacity of lattice joists in assembling phase, looking for information that is useful in defining the scaffold support distance. Several joists were tested to define the failure modes and their load bearing capacities. The results allowed to determine equations for calculating the appropriate distance between the support lines of the joists.

Keywords: lattice slabs; lattice joists; self-portance; support lines; buckling.

# Resumo

Lajes treliçadas são usuais no Brasil. Elas são formadas por vigotas pré-moldadas, com armadura treliçada sobre uma base de concreto, e por uma capa de concreto moldada na obra. A montagem das vigotas e dos elementos de enchimento é simples e não exige mão de obra com grande habilidade, apresentando baixa relação custo-benefício. Entretanto, é justamente na fase de montagem que surgem questões relativas à distância entre as linhas de escora. Um erro no posicionamento adequado pode levar a duas situações indesejáveis. Em uma delas, um espaço pequeno entre as linhas de escora aumenta o custo do cimbramento, e na outra, um espaço excessivo pode gerar deslocamentos exagerados, e até mesmo o colapso da laje, na fase de concretagem. O objetivo deste trabalho é analisar a capacidade portante de vigotas treliçadas, na fase de montagem, procurando informações que sejam úteis na definição da distância entre as linhas de escora. Foram ensaiadas várias vigotas para definir os modos de ruína e suas capacidades de carga. Os resultados permitiram determinar expressões para o cálculo da distância adequada entre as linhas de escora das vigotas.

Palavras-chave: lajes treliçadas; vigotas treliçadas; autoportância; linhas de escora; flambagem.

Received: 07 Sep 2012 • Accepted: 03 Jan 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Centro Universitário Adventista de São Paulo, Engenheiro Coelho, SP, Brasil 13165-000

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, Brasil 13566-590

# 1. Introduction

Since ancient times, the art of building has been improved in order to ensure economy, safety, and comfort. Therefore, it was necessary to develop techniques that could help to transpose the great engineering challenges, such as: support large loads, implement elevated floors, and win large spans. In this context, there was the need to create new systems for slabs in order to conciliate the desired structural characteristics with the parameters of economy and speed of construction. In this way, the slabs formed by lattice joists, also called lattice joist slabs or simply lattice slabs, acquired space and became one of the most used systems in the Brazilian civil construction currently.

A common lattice slab is composed by lattice joists, or trussed joists (TR), with a base of precast concrete and lattice reinforcement partially embedded. Among the lattice joists are placed filling elements that reduce the self-weight and complete the lower part of the slab. Over this part is placed a layer of concrete called cover which concludes the ribbed slab. Figure 1 illustrates the parts that compose an ordinary lattice slab. Besides the arrangement shown in this figure, are still found joists with flanges of concrete in bottom and top (I section), and massive ribs.

However, a problem that persists in all configurations of lattice joist slabs is the question of distance of the scaffold lines, which support the slab during the transitional phase of assembly and concreting.

The load bearing capacity of a lattice joist slab in the assembling phase is directly connected with the resistant capacity of the parts that compose the truss reinforcement, weld of the bars, and lattice joist itself. The characteristics of the lattice joist are illustrated in Figure 2. The bars of the joist are specified by the Brazilian Code ABNT NBR 7480 (1996) [2]. In Figure 3, the dimensions of the joists are illustrated according to the ABNT NBR 14862 (2002) [3]. Joists are indicated by a code TR, followed by five digits: the first two represent the height of the joist, in centimeters, and the last three represent the diameters, in millimeters, of the upper bar, the sinusoid (diagonals), and the lower bars respectively, without consideration of decimal places. Ex.: TR08 634 – trussed joist composed by steel with characteristic yielding strength of 600 MPa, 8 cm of height, upper bar with 6 mm, sinusoid with 3.4 mm, and lower bars with 4.2 mm.

Both GASPAR [4] and DROPPA JR. [5] show that the diagonals in joist reinforcement provide rigidity to the set and good conditions of shipping and handling, in addition to resist the shear stresses and ensure that the system is monolithic after placing the concrete cover. The bottom bars serve to combat the tensile stresses resulting from bending. When necessary, should be placed additional reinforcement to resist the tensile stresses.

Is still asserted by GASPAR [4] that the top bar is the main responsible for the stiffness in transportation and also by the maximum scaffold support distance.

ABNT NBR 14860-1 (2002) [6] in section 5.2 states that "the spacing between scaffold support lines should be determined in the project, considering the type of slab and the loads in the phase of assembly and concreting".

Although there is a recommendation that the design of the spacing between support lines be done in order to guarantee safety to the slab failure at the time of concreting, only some studies are found in the technical literature which effectively consider the subject, and not much give a practical orientation about the calculation of the scaffold support distance.

GASPAR [4] studied the transitory phase of assembly for joists



Table 1 – Height of the lattice joists and diameter of the bars									
loist	Height	Diame	Diameter of the bars (mm						
50131	(H) (mm)	Upper	Sinusoid	Lower					
TR06 644	60	6.00	3.40	3.40					
TR08 644	80	6.00	4.20	4.20					
TR12 645	120	6.00	4.20	4.20					
TR16 745	160	7.00	4.20	4.20					
TR20 745	200	7.00	4.20	4.20					
TR25 756	250	7.00	5.00	5.00					
TR30 856	300	8.00	5.00	5.00					

with 8 cm and 12 cm of height requested by a positive bending moment. TERNI et al. [7] carried out a finite element modeling using as a base some tests made by EL DEBS and DROPPA JR. (2000)<sup>1</sup>, apud TERNI et al. [7].

CARVALHO et al. [8] performed an extensive literature review about the state of the art of precast slabs with lattice joists. In this study the researches of GASPAR [4], EL DEBS e DROPPA JÚNIOR (1999)<sup>2</sup>, and FORTE *et al.* (2000)<sup>3</sup> are indicated.

Thus, in this work, an experimental study was developed, which made possible to get results that can be used in the calculation of scaffold support distance of lattice joist slabs.

The paper is about tests of positive bending moment and shear, performed in the Laboratory of Materials and Structures of the Adventist University Center of Sao Paulo (Centro Universitário Adventista de São Paulo), as described in the following items. These tests led to the collapse and allowed the analysis of the displacements and the failure modes for lattice joists, answering the aim of the study which is to describe the failure mechanisms and generate recommendations that can be used in the calculation of the scaffold support distance.





#### 2. Experimental analysis

In this item will be considered the characterizations of materials and the tests.

# 2.1 Characterization of the materials

Will be characterized the lattices and the concrete bases.

# 2.1.1 Joists

The characteristics of the used lattice joists are indicate in the Table 1. The trussed joist TR06 is also considered, which was tested in spite of not being present in the current standard of lattice reinforcement (NBR 14862 (2002) [10]), because it was already included in the revision of the standard mentioned.

The cross and longitudinal sections of the lattice joists are illustrated in the Figures 4 and 5. The cover of 1.5 cm showed in the Figure 4 was guaranteed by spacers. The upper bar is also denominated upper flange, the lower ones, lower flange, and the sinusoids are also called diagonals.

## 2.1.2 Concrete bases

The concrete bases of the joists were molded in two stages due to the amount of available molds.

The first molding with mix-design in mass 1 : 2.9 : 2.84 : 0.65 was made in March 2nd, 2012 and included the joists TR16745, TR20745, TR25756, TR30856. It was made the slump test with result of 55 mm. The compression characteristic strength predicted for 28 days was 25 MPa. For its determination were molded six cylindrical specimens of 10 cm x 20 cm.

The second molding of concrete bases with mix-design in mass 1 : 2.9 : 2.84 : 0.5 was in March 15th, 2012 completing the rest of the joists: TR6634, TR08644 and TR12644. The change in the amount of water was due to the weather variation between molding days. The slump test gave a result of 50 mm. As in the first molding, the compression characteristic strength predict for 28 days was 25 MPa. Also in this stage, six specimens were molded to determine the concrete strength.

The procedure for molding the concrete bases consisted in four steps: (1) wetting the molds with demoulding oil (Figure 6); (2) filling of the molds with a fresh concrete layer (Figure 7); (3) vibration of the concrete with the aid of a rubber hammer (Figures 8); (4) insertion of the reinforcement (Figure 9).

#### Characterization of tests 2.2

The tests were made on April 19th and April 20th, 2012, respectively bending and shear tests.

IBRACON Structures and Materials Journal • 2013 • vol. 6 • nº 4

adas com nervuras do tipo treliça. Congresso

<sup>1</sup> EL DEBS, M. K.; DROPPA JÚNIOR, A. Um estudo teórico-experimental do comportamento estrutural de vigotas e painéis com armação treliçada na fase de construção. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 42. Fortaleza – CE. Anais Eletrônicos, 2000, Anais Eletronicos. 2000. EL DEBS, M. K., DROPPA JÚNIOR, A. (1999). Critérios para dimensionamento de vigotas com armação treliçada nas fases de construção. Relatório Técnico. EESC-USP, São Carlos, SP. FORTE F. C.; FANGEL L.; ARADO F. B. G.; CARVALHO, R. C.; FURLAN JUNIOR, S.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. Estudo experimental do espaçamento de escoras em lajes pré-moldadas Brasileiro de Concreto, 42. IBRACON. Fortaleza, CE. Anais Eletrônicos. 2000.



# 2.2.1 Equipments used in the tests

The equipments used in the tests were:

- Universal testing machine servo hydraulic, capacity 1000 kN, mark Contenco;
- Two dial gauges to measure displacements, capacity 50 mm, precision 0,01 mm;
- Two magnetic supports for the dial gauges;
- Steel beam for support;
- Wood devices for load application;
- Neoprene plates for testing of models.

## 2.2.2 Bending tests

Figure 10 shows a bending test and Figure 11 represents a corresponding schematic drawing. The lattice joist was placed on two movable supports (avoiding the introduction of horizontal forces) which, on its turn, were supported on a steel beam with



Figure 8 - Vibration of the concrete



cross section in form of I, which served as a base for performing the test.

The mobile supports were placed 20 cm from the extremities of the joist, generating a theoretical span of 260 cm. The adopted dimensions were chosen according to the capacity of the laboratory and test equipments. If larger spans were used, it would be impracticable the assembly of the tests. Very small spans





in form of I, which served as movable supports that sustain the lattice joist. The left movable support was placed at 60 cm from the extremity of the joist while the right movable support was placed at 20 cm from the opposite extremity.

The loading was applied through a hydraulic cylinder on the metallic beam and the fixed wood support which transferred the force to the position at 30 cm from the left support. If the loading was applied closer to the left support, the transference to the concrete base of the joist could be through the alternative mechanisms of shear strength of concrete.

Two deflection indicators were used (R1 e R2) in the application point of the loading to measure the vertical displacements. The load speed was 3 mm/min in the piston of the press, and two joists of each height were submitted to this test, totalizing 14 tests.



would present problems for the measuring of vertical displacement. Therefore, it is noted that the obtained deflection for the span in study is perfectly measurable, justifying the adopted span. In the middle of this span two deflection indicators were placed (R1 and R2) in order to measure the vertical displacements at this position.

The loading speed was 3 mm/min in the piston<sup>4</sup> of the jack, and it was applied through a hydraulic cylinder fixed in the steel beam, in a way that the wood dispositive distributed the total force F in two application points distant 86.66 cm from the supports (in addition to this load it was considered the self-weight of the piece). Two specimens were tested for each lattice joist height, totalizing 14 tests.

An important observation is that the concentrated load in the middle thirds generates a stretch of positive bending moment "almost" constant. The "almost" is due to the presence of the distributed self-weight. Another aspect is that in the central portion can occur buckling of the upper bar.

# 2.2.3 Shear tests

Figure 12 illustrates a shear test, and Figure 13 represents a corresponding schematic drawing.

It was used a base composed by a steel beam with cross section



<sup>4</sup> The equivalent static load varies with the stiffness of the piece. Those with a larger stiffness have a larger equivalent static load. It was also observed that the loading curve is nonlinear, but as a reference it can be adopted a medium value of 100 kgf/min = 1.0 kN/min.



Table 2 – Strength of specimens to compression									
Specimen	Compression strength of the mixture of March 2nd, 2012 (in MPa)	Compression strength of the mixture of March 15th, 2012 (in MPa)							
1	35.42	33.80							
2	31.78	37.68							
3	45.95	39.91							
4	35.56	38.02							
5	32.47	41.23							
6	35.81	37.68							

# 3. Test results

Will be present the test results of the specimens and the bending and shear tests.

# 3.1 Concrete specimens

Six pairs of cylindrical specimens of 10 cm x 20 cm molded with the base of the concrete joists were tested on April 25th, 2012 and presented the results summarized in Table 2. Analyzing this table it is noted that the medium strength to compression of the specimens molded on March 2nd, 2012 is  $f_{cm}$ = 36.2 MPa, and on March 15th, 2012 is  $f_{cm}$ = 38 MPa.

When a standard deviation of 5.5 MPa is considered (FUSCO [9]), the characteristic strengths to compression are 27.15 MPa e 28.95 MPa respectively. Utilizing these characteristic values the concrete modulus of elasticity was estimated by the equations 1 and 2, according to Brazilian Code ABNT NBR 6118 (2007) [10].



Figure 15 - Buckling of upper bar



 $E_{ci}$  is the initial tangent elasticity modulus of the concrete,  $E_{cs}$  is the concrete secant modulus of elasticity, and  $f_{ck}$  is the characteristic strength of concrete to compression (all in MPa).

# 3.2 Bending tests results

Each test generated a graphic for applied force versus vertical displacement as illustrated in Figure 14 from which was obtained the maximum force resisted by the joist and the corresponding force to limit deflection. The obtained results in the flexion tests with positive bending moment are synthesized in Table 3. Figures 15 to 17 illustrate buckling of the upper bar, rupture of a welded node, and buckling of the diagonals respectively.

# 3.3 Shear test results

As well as for bending test, each shear test generated a graphic of applied force versus vertical displacement, as illustrated in Figure 18, indicating the maximum force resisted by the joist. The obtained results are summarized in Table 4, and Figures 15 to 17 illustrate the indicated types of failure.

# 4. Analysis of the results<sup>5</sup>

For bending and shear tests, will be considered the results and its applications.





# 4.1 Bending tests

In the positive bending tests, most of the joists reached failure by buckling of the upper bar or compressed diagonals, with exception of the joist with 25 cm of height, which by a deficiency in the welding, broke also in the weld (Figure 16).



<sup>&</sup>lt;sup>5</sup> In this section several equations are presented. They were obtained by summation of bending moments, shear forces, and homogenization of cross section. The equation of Euler's critical loading is also used, and in section 4.3 this equation is adapted to make it suitable for use in this work.

	Table 3 – Bending tests results										
Joist	pp (kN)	PD (kN)	F <sub>limit</sub> (kN)	F <sub>failure</sub> (kN)	Type of failure						
VT 06 F1	0.2355	0.1230	0.4100	0.8608	Buckling of the upper bar						
VT 06 F2	0.2310	0.1230	0.3815	0.7667	Buckling of the upper bar						
VT 08 F1	0.2275	0.1230	0.6650	1.1292	Buckling of the upper bar						
VT 08 F2	0.2325	0.1230	0.6500	1.1344	Buckling of the upper bar						
VT 12 F1	0.2850	0.1230	1.0635	1.3897	Buckling of the upper bar						
VT 12 F2	0.2865	0.1230	1.0060	1.2456	Buckling of the upper bar						
VT 16 F1	0.2605	0.1230	2.2168	2.6331	Buckling of the upper bar						
VT 16 F2	0.2675	0.1230	1.9935	2.4128	Buckling of the upper bar						
VT 20 F1	0.3100	0.1230	2.5176	3.0637	Buckling of the upper bar						
VT 20 F2	0.3200	0.1230	2.7000	3.2138	Buckling of the upper bar						
VT 25 F1	0.2735	0.1230	2.3877	2.9661	Buckling of the upper bar and rupture of the weld						
VT 25 F2	0.2860	0.1230	2.0075	2.8193	Buckling of the diagonals and rupture of the weld						
VT 30 F1	0.3380	0.1230	3.0411	4.5062	Buckling of the diagonals						
VT 30 F2	0.3245	0.1230	2.7421	4.4563	Buckling of the diagonals						

pp - self-weight; PD - weight of the test device;  $F_{imb}$  = corresponding force to deflection of 5.2 mm (L/500);  $F_{failure}$  = force that produces the buckling of some component of the joist or the rupture of a welded node.

Another objective of the analysis of the results is determine effective lengths of buckling for parts of the lattice, since the consideration of the articulated nodes (Classic Mechanics) is not real in these structures. The actual length of buckling allows the determination of a limit loading for the structure.

Tables 5 and 6 present the values of the resisting moment and the lengths of buckling, calculated based on test results, according to the following procedure for buckling of the upper bar and buckling of the diagonals. The values shown in Tables 5 and 6 were obtained according to the sections 4.1.1 and 4.1.2.

# 4.1.1 Bending test with failure by buckling of the upper bar

The resisting moment and the length of buckling will be considered in this subsection.

## a) Resisting moment

The test resisting moment is calculated by Equation 3.

$$M_{ensaio} = \frac{pp \times 260}{8} + \left(\frac{PD + F_{ruina}}{2}\right) \times 86,67 = P_{CR,ensaio} h$$
(3)



	Table 4 – Shear test results									
Joist	pp (kN)	PD (kN)	F <sub>failure</sub> (kN)	Type of failure						
VT 06 V1	0.2330	0.0145	1.6123	Buckling of the upper bar						
VT 06 V2	0.2320	0.0145	1.8478	Buckling of the upper bar						
VT 08 V1	0.2255	0.0145	2.1677	Buckling of the upper bar						
VT 08 V2	0.2380	0.0145	2.3358	Buckling of the upper bar						
VT 12 V1	0.2885	0.0145	2.4923	Buckling of the upper bar						
VT 12 V2	0.2750	0.0145	2.5695	Buckling of the upper bar						
VT 16 V1	0.2725	0.0145	4.3061	Buckling of the diagonals						
VT 16 V2	0.2645	0.0145	3.9242	Buckling of the diagonals						
VT 20 V1	0.3090	0.0145	3.5808	Buckling of the diagonals						
VT 20 V2	0.3195	0.0145	4.1217	Buckling of the diagonals						
VT 25 V1	0.2800	0.0145	3.7535	Buckling of the diagonals and rupture of the weld						
VT 25 V2	0.2820	0.0145	4.3165	Buckling of the diagonals and rupture of the weld						
VT 30 V1	0.3295	0.0145	3.8113	Buckling of the diagonals						
VT 30 V2	0.3380	0.0145	3.5237	Buckling of the diagonals						

pp = self-weight; PD = weight of the test device; F<sub>railure</sub> = force that produces the buckling of some component of the joist or the rupture of a welded node.

(7)

The value 260 cm is the theoretical span of the test; 86.67 cm is the length of the middle third of the span, relative to the application of the load; *PD* is the weight of the test device;  $P_{CR,test}$  is the critical loading that caused the buckling; and *h* is the height of the joist. **b)** Length of buckling

Equations from 4 to 6 were used to calculate the length of buckling when failure was by buckling of upper bar.

$$P_{CR,ensaio} = \frac{\pi^2 . E_s . I_{BS}}{\ell_{f,ensaio}^2}$$
(4)

$$M_{ensaio} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{BS}}{\ell_{f,ensaio}^2} \cdot h$$
<sup>(5)</sup>

$$\ell_{f,ensaio} = \sqrt{\frac{\pi^2 . E_s . I_{BS}}{M_{ensaio}}} h$$
(6)

 $P_{_{CR,test}}$  is the critical load that causes buckling;  $I_{_{BS}}$  is the moment of inertia of the cross section of upper bar;  $E_{_{S}}$  is the modulus of elasticity of the steel, assumed with value 21000 kN/cm<sup>2</sup>;  $t_{_{t,test}}$  is effective length of buckling;  $M_{_{test}}$  is the bending moment relative to the test; and *h* is the height of the joist.

# 4.1.2 Bending test with failure by buckling of the diagonals

In this subsection will be considered the shear force, the normal force in a diagonal, and its respective length of buckling. *a)Shear force* 

Shear force of the test  $(V_{test})$  is calculated by Equation 7.

$$V_{ensaio} = (PD + F_{ruina}) \times 0,5 + pp \times 130$$

*PD* is the weight of the test device;  $F_{failure}$  is the maximum force of the test; and *pp* is the self-weight of the joist.

Axial force in a diagonal

The axial force of the test in a diagonal ( $N_{test}$ ) is determined by Equation 8<sup>6</sup>.

$$N_{ensaio} = \frac{V_{ensaio} \cdot \ell_{f,teórico}}{2h}$$
(8)

 $V_{\textit{test}}$  is the shear force of the test; h is the height of the joist; and  $\ell_{\rm f,theoret}$  is the theoretical length of buckling of the diagonal (Equation 9).



### c) Length of buckling

The length of buckling (  $\ell_{f,test}$  ) is obtained by Equations 10 e 11.

$$P_{CR,ensaio} = \frac{\pi^2 . E_s . I_D}{\ell_{f,ensaio}^2} = N_{ensaio}$$
(10)

$$\ell_{f,ensaio} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_D}{N_{ensaio}}}$$
(11)

 $E_s$  is the modulus of elasticity of the steel, assumed as 21000 kN/cm²;  $I_D$  is the moment of inertia of the cross section of the diagonal bar; and  $N_{\it test}$  is the axial force in a diagonal.

In Table 5 can be noted that, for the joists with height less than or equal 20 cm, the effective length of buckling for the upper bar is smaller than the distance between the nodes (20 cm). This is ex-

IBRACON Structures and Materials Journal • 2013 • vol. 6 • nº 4

Table 5 – Resisting moment and length of buckling obtained with test results of the joists which presented bucking of the upper bar											
Joist	pp (kN)	PD (kN)	F <sub>ruin</sub> (kN)	M <sub>test</sub> (kN.cm)	M <sub>theoretical</sub> (kN.cm)	$M_{test}/M_{theoret}$	ℓ <sub>,test</sub> (cm)	<b>ℓ</b> <sub>f,test</sub> /20	Average		
VT 06 F1	0.2355	0.1230	0.8608	50.2867	19.7781	2.54	12.54	0.63	0.64		
VT 06 F2	0.2310	0.1230	0.7667	46.0626	19.7781	2.33	13.11	0.66	0.04		
VT 08 F1	0.2275	0.1230	1.1292	61.6578	26.3708	2.34	13.08	0.65	0.45		
VT 08 F2	0.2325	0.1230	1.1344	62.0457	26.3708	2.35	13.04	0.65	0.00		
VT 12 F1	0.2850	0.1230	1.3897	74.8154	39.5563	1.89	14.54	0.73	0.74		
VT 12 F2	0.2865	0.1230	1.2456	68.6195	39.5563	1.73	15.18	0.76	0.74		
VT 16 F1	0.2605	0.1230	2.6331	127.9018	97.7105	1.31	17.48	0.87	0.90		
VT 16 F2	0.2675	0.1230	2.4128	118.5826	97.7105	1.21	18.15	0.91	0.09		
VT 20 F1	0.3100	0.1230	3.0637	148.1706	122.1381	1.21	18.16	0.91	0.00		
VT 20 F2	0.3200	0.1230	3.2138	155.0002	122.1381	1.27	17.75	0.89	0.90		
VT 25 F1	0.2735	0.1230	2.9661	142.7549	152.6726	0.94	20.68	1.03	1.05		
VT 25 F2	0.2860	0.1230	2.8193	136.7996	152.6726	0.90	21.13	1.06	1.00		
VT 30 F1	-	-	-	-	-	-	-	-	_		
VT 30 F2	-	-	-	-	-	-	-	-			

pp - self-weight; PD - weight of the test device; Fuin - force that causes buckling of some component of the joist or the rupture of a welded node; M<sub>test</sub> - moment obtained in the test; M<sub>theoret</sub> - resistant moment;  $\ell_{r,test}$  - effective length of buckling; 20 - length between welded nodes of the upper flange, in centimeters; Average – medium value of  $\ell_{test}/20$  for joists of same height.

plained by the stiffness that the welded node provides to this upper bar. In theoretical predictions, this node is considered as a perfect articulation. However, when the length of the diagonals increases (joist with 25 cm of height) the stiffness given by the welded node

is small, increasing the length of buckling.

Looking at Table 6, it is noted that the concrete base provides an additional stiffness to the diagonals, decreasing the length of buckling obtained with the test. The length of buckling of the diagonal of

Table 6 – Shear force and length of buckling obtained with the test results of the joists which presented bucking of the diagonals											
Joist	pp (kN)	PD (kN)	F <sub>failure</sub> (kN)	V <sub>test</sub> (kN.cm)	N <sub>test</sub> (kN.cm)	e <sub>f,theoret</sub> (cm)	N <sub>theoret</sub> (kN)	N <sub>test</sub> / N <sub>theoret</sub>	€ <sub>f,test</sub> (cm)	€ <sub>f,test</sub> / € <sub>f,theoret</sub>	Average
VT 06 F1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 06 F2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 08 F1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 08 F2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 12 F1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 12 F2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 16 F1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 16 F2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 20 F1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 20 F2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 25 F1	0.2735	0.1230	2.9661	1.6631	0.9054	27.22	0.8581	1.06	26.50	0.97	0.08
VT 25 F2	0.2860	0.1230	2.8193	1.5951	0.8684	27.22	0.8581	1.01	27.06	0.99	0.90
VT 30 F1	0.3380	0.1230	4.5062	2.4611	1.3074	31.87	0.6259	2.09	22.05	0.69	0.60
VT 30 F2	0.3245	0.1230	4.4563	2.4303	1.2911	31.87	0.6259	2.06	22.19	0.70	0.09

pp - self-weight; PD - weight of the test device; Frailure - force that causes buckling of some component of the joist or the rupture of a welded node;  $V_{test}$  - shear force obtained in the test;  $N_{test}$  - normal force in a diagonal;  $\ell_{t|heoret}$  - theoretical length of buckling;  $N_{heoret}$  - resistant normal force;  $\ell_{t|test}$  - effective length of buckling;

Average – medium value of  $\ell_{t,test}/\ell_{t,theoret}$  for joists of same height.

								J			
Joist	φ₅ (mm)	φ <sub>⊪</sub> (mm)	F <sub>⊪m</sub> (kN)	E <sub>∝</sub> (kN/cm²)	α	x (cm)	l <sub>⊩</sub> (cm⁴)	El <sub>theoret</sub> (kN.cm²)	El <sub>test</sub> (kN.cm²)	El <sub>test</sub> / El <sub>theoret</sub>	Average
VT 06 F1	6.0	4.2	0.4000	0.4000	8.20	1.71	91.20	23358202	2399383	1.03	1.00
VT 06 F2	6.0	4.2	0.3815	0.3815	8.20	1.71	91.20	33582038	2288411	0.98	1.00
VT 08 F1	6.0	4.2	0.6463	0.6463	8.20	1.86	151.54	81253	3898997	1.00	0.00
VT 08 F2	6.0	4.2	0.6405	0.6405	8.20	1.86	151.54	3881253	3857008	0.99	0.77
VT 12 F1	6.0	5.0	1.0635	1.0635	8.20	2.14	324.53	8311565	6379359	0.77	0.75
VT 12 F2	6.0	5.0	1.0060	1.0060	8.20	2.14	324.53	8311565	6034448	0.73	0.75
VT 16 F1	7.0	5.0	2.2168	2.2168	8.47	2.82	768.59	19062852	13297379	0.70	0.66
VT 16 F2	7.0	5.0	1.9935	1.9935	8.47	2.82	768.59	19062852	11957924	0.63	0.00
VT 20 F1	7.0	5.0	2.5176	2.5176	8.47	3.20	1196.73	29681592	151017151	0.51	0.53
VT 20 F2	7.0	5.0	2.7000	2.7000	8.47	3.20	1196.73	29681592	61958331	0.55	0.55
VT 25 F1	7.0	6.0	2.3877	2.3877	8.47	3.61	1869.21	46360733	43225151	0.31	0.28
VT 25 F2	7.0	6.0	2.0075	2.0075	8.47	3.61	1869.21	46360733	20419021	0.26	0.20
VT 30 F1	8.0	6.0	3.0411	3.0411	8.47	4.80	3417.07	84751225	82419071	0.22	0.20
VT 30 F2	8.0	6.0	2.7421	2.7421	8.47	4.80	3417.07	84751225	6448368	0.19	0.20

Table 7 – Determination of the product of stiffness relating to the test

 $\varphi_{ss}$  - bar diameter of the upper flange;  $\varphi_{si}$  - diameter of the bars of the lower flange;  $F_{sim}$  = corresponding force to deflection of 5.2 mm ( $\ell$ /500);  $E_{cs}$  - concrete secant modulus of elasticity;  $\alpha_{e-modular}$  coefficient  $E_{c}/E_{cs}$ ;

x (cm) - center of gravity position of the homogenized section; IH - moment of inertia of the homogenized section;  $EI_{theoret}$  - theoretical stiffness product;  $EI_{test}$  - stiffness product relating to the test; Average - average value of  $EI_{test}$  /  $EI_{theoret}$  for the joists of same height.

the joist 25 cm height is relatively larger than that of the joist with 30 cm. The possible explanation for this fact is that the failure of the joist of 25 cm was characterized simultaneously by buckling of upper bar, buckling of the diagonals, and eventually by rupture of the weld. These combined effects reduced in a drastic way the stiffness of the diagonals, approximating the effective length of buckling of their respective theoretical value. Possibly these value would be different if the weld execution was better.

## 4.1.3 Analysis of the maximum displacement (deflection)

On the Table 7 are presented the values of flexural rigidity (EI), calculated based on the results of the tests, according to the procedure described in this subsection.

## a) Limit deflection

The limit deflection is calculated using the Equations 12 and 13.

$$a_{\text{limite}} = \left[\frac{23.F_{\text{limite}}.\ell^3}{1296}\right] \cdot \frac{1}{(EI)_{ensaio}} = \frac{\ell}{500} = \frac{260}{500} = 0.52 cm \quad (12)$$
$$(EI)_{ensaio} = \left[\frac{23.F_{\text{limite}}.\ell^3}{1296}\right] \cdot \frac{1}{a_{\text{limite}}} \quad (13)$$

 $F_{\rm lim}$  is the force corresponding to the deflection of 5.2 mm;  $a_{\rm lim}$  is the limit deflection obtained by the division of the span  $\ell$  by 500,

equal to 5.2 mm in this case;  $\ell$  is the span between the supports (260 cm); and (E)<sub>test</sub> is the product of stuffiness relating to the test. b)**Theoretical value of (EI)** 

The (EI)<sub>theoretical</sub> value was calculated to allow determination of the ratio (EI)<sub>theoretical</sub>. It was determined by homogenization of the section in stage I (non-cracked concrete), and considering the sector elasticity modulus of the concrete given by Equation 2. The modular ratio is determined by Equation 14. The position of the gravity center of the homogenized section and its moment of inertia are obtained by Equations 15 and 16.





The variables indicated in Equations 15 and 16 are illustrated in Figure 19: <sup>*X*</sup> is the position of the gravity center of the homogenized section with reference in the base;  $I_H$  is the moment of inertia of the homogenized section;  $\phi_{BS}$  is the diameter of the upper bar;  $\phi_{BI}$  is the diameter of the lower flange bars; *h* is the height of the lattice;  $C_{nom}$  is the concrete cover of the lower bars always equal to 1.5 cm in the tests;  $b_s$  is the lower width of the concrete base always equal to 2,5 cm in the tests.

The theoretical stiffness product (EI)<sub>theoretical</sub> is given by Equation 17.

$$(EI)_{teórico} = E_{cs} I_H$$
(17)

In Table 7 it is observed that the concrete strength influences more the effective product of stiffness of lower joists (less than 12 cm of height) than the value for higher joists.

## 4.2 Shear test

The shear test results are shown in Tables 8 and 9. Looking at these results it is clear that the upper bar buckling occurred in the lowest joists (heights of 6 cm to 12 cm). For higher heights (16 cm a 30 cm) took place buckling of the diagonals. This is due to the fact of the bucking length of the diagonals be reduced by the embedding in the concrete base, lower height of the joists, and stiffness of the welded node.

Table 8 refers to shear tests in which the failure occurred by buckling of the upper bar. It presents values of resistant moment and buckling length calculated in accordance with procedure indicated in section 4.2.1.

Table 9 regarding to buckling of the diagonals, in addition to bucking lengths, indicated values of shear force and axial force on the diagonals, obtained with information presented in section 4.2.2.

## 4.2.1 Shear force test with failure by buckling of the upper bar

a) Resistant moment

Table 8 – Moments and lengths of buckling of the shear tests in which the joists presented buckling of upper bar									
Joist	pp (kN)	PD (kN)	F <sub>failure</sub> (kN)	M <sub>test</sub> (kN.cm)	M <sub>theoret</sub> (kN.cm)	M <sub>test</sub> / M <sub>theoret</sub>	L <sub>f,test</sub>	L <sub>í,test</sub> /20	Average
VT 06 V1	0.2330	0.0145	1.6123	43.1339	19.7781	2.18	13.54	0.68	0.44
VT 06 V2	0.2320	0.0145	1.8478	49.2312	19.7781	2.49	12.68	0.63	0.00
VT 08 V1	0.2255	0.0145	2.1677	57.4921	26.3708	2.18	13.55	0.68	0.66
VT 08 V2	0.2380	0.0145	2.3358	61.9002	26.3708	2.35	13.05	0.65	0.00
VT 12 V1	0.2885	0.0145	2.4923	66.1685	39.5563	1.67	15.46	0.77	0.77
VT 12 V2	0.2750	0.0145	2.5695	68.1116	39.5563	1.72	15.24	0.76	0.77
VT 16 V1	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 16 V2	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 20 V1	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 20 V2	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 25 V1	_	-	_	-	-	-	-	-	_
VT 25 V2	-	-	-	-	-	-	-	_	
VT 30 V1	_	-	_	-	-	-	-	-	_
VT 30 V2	-	-	-	-	-	-	-	-	

pp - self-weight; PD - weight of the test device;  $F_{rollure}$  - force that produces buckling of some component of the joist or rupture of a welded node;  $M_{lest}$  - maximum moment of the test;  $M_{meant}$  - theoretical resistant moment;  $\ell_{riset}$  - effective length of buckling; 20 (cm) - length between the welded nodes of the upper bar; Average - average value of the ratio  $\ell f_{rest/20}$  for joists of the same height.

Table 9 – Shear and axial forces on the diagonals, and buckling lengths of the shear tests in which the joists presented buckling of the diagonals											
Joist	pp (kN)	PD (kN)	F <sub>failure</sub> (kN)	V <sub>test</sub> (kN)	N <sub>test</sub> (kN)	L <sub>f,theoret</sub> t (CM)	N <sub>theoret</sub> (kN)	N <sub>test</sub> / N <sub>theoret</sub>	L <sub>f,test</sub> (cm)	L <sub>f,test</sub> / L <sub>f,theoret</sub>	Average
VT 06 V1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 06 V2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 08 V1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 08 V2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 12 V1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 12 V2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 16 V1	0,2725	0,0145	4,3061	3,8380	2,3132	19,29	0,8510	2,72	11,70	0,61	0.62
VT 16 V2	0,2645	0,0145	3,9242	3,5050	2,1126	19,29	0,8510	2,48	12,24	0,63	0,02
VT 20 V1	0,3090	0,0145	3,5808	3,2258	1,8319	22,72	0,6135	2,99	13,15	0,58	0.56
VT 20 V2	0,3195	0,0145	4,1217	3,6971	2,0995	22,72	0,6135	3,42	12,28	0,54	0,00
VT 25 V1	0,2800	0,0145	3,7535	3,3636	1,8313	27,22	0,8581	2,13	18,63	0,68	0.66
VT 25 V2	0,2820	0,0145	4,3165	3,8506	2,0964	27,22	0,8581	2,44	17,42	0,64	0,00
VT 30 V1	0,3295	0,0145	3,8113	3,4329	1,8237	31,87	0,6259	2,91	18,67	0,59	0.60
VT 30 V2	0,3380	0,0145	3,5237	3,1878	1,6935	31,87	0,6259	2,71	19,38	0,61	0,00

pp - self-weight; PD - weight of the test device;  $F_{talue}$  - force that produces buckling of some bar of the joist or the rupture of a welded node;  $V_{test}$  - shear force of test;  $N_{test}$  - axial force on a diagonal;  $\ell_{theoret}$  - theoretical length of buckling;  $N_{theoret}$  - theoretical axial force;  $\ell_{tjest}$  - effective length of buckling; Average - average value of the ratio  $\ell f_{entrois} / \ell_{tjeotec}$  for joists of the same height.

(20)

The resistant moment of the test (  $M_{\it test}$  ) was determined by Equation 18.

$$M_{ensaio} = (PD + F_{ruina}) \times \frac{570}{22} + \frac{pp \times 93}{22} = P_{CR,ensaio} h$$
 (18)

PD is the weight of the test device;  $F_{\it failure}$  is the force that causes failure; pp is the self-weight;  $P_{_{CR,test}}$  is the critical loading that causes buckling; and b is the height of the joist.

# b) Length of buckling

The effective length of buckling concerning the test (  $\ell_{f,\mathit{test}}$  ) was calculated using the Equations 19 to 21.

$$P_{CR,ensaio} = \frac{\pi^2 . E_s . I_{BS}}{\ell_{f,ensaio}^2}$$
(19

$$M_{ensaio} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{BS}}{\ell_{f,ensaio}^2} \cdot h$$

$$\ell_{f,ensaio} = \sqrt{\frac{\pi^2 . E_s . I_{BS}}{M_{ensaio}}} h$$
(21)

 $P_{_{C\!R,test}}$  is the critical load that causes buckling;  $E_{_{S}}$  is the modulus of elasticity of steel, with assumed the value of 21000 kN/cm²;  $I_{_{B\!S}}$  is the moment of inertia of the cross section of the upper bar;  $M_{_{test}}$  is the maximum moment relative to the test; and h is the height of the joist.

# 4.2.2 Shear test with failure by buckling of diagonals

## a) Shear force

The shear force of the test (  $V_{test}$  ) is given by Equation 22.

$$V_{ensaio} = (PD + F_{ruina}) \times \frac{19}{22} + \frac{pp \times 43}{110}$$
 (22)

 $PD\;$  is the weight of the test device;  $\;F_{\rm failure}\;$  is the maximum applied force;  $pp\;$  is the self-weight.

b) Axial force on a diagonal To calculate the axial force of test on a diagonal (  $^{N}_{\mbox{test}}$  ) Equation 23' was used.

$$N_{ensaio} = \frac{V_{ensaio} \,\ell_{f,teórico}}{2.h} \tag{23}$$

 $V_{\textit{test}}$  is the shear force of the test;  $\ell$  f.theoret is the buckling theoretical length of the diagonal (Equation 9); h is the height of the joist.

## c) Length of buckling

The effective length of buckling (  $\ell_{f,\textit{test}}$  ) is given by Equations 24 and 25.

$$P_{CR,ensaio} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_D}{\ell_{f,ensaio}^2} = N_{ensaio}$$

$$\ell_{f,ensaio} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_D}{N_{ensaio}}}$$
(24)
$$(25)$$

 $I_D$  is the moment of inertia of the cross section of the diagonal bars;  $E_s$  is the modulus of elasticity of steel, with the assumed value of 21000 kN/cm²;  $N_{\it test}$  is the axial force of test on a diagonal.

It is observed in Table 8 that the effective length of buckling obtained in the test for the upper bar is smaller than the distance of 20 cm between the nodes. This is explained by the stiffness that the welded nodes provide to the upper bar. In a theoretical calculation these nodes are considered as perfect articulations.

In Table 9 it is noted that the concrete base provides additional stiffness to diagonals, decreasing the effective length of buckling obtained through the test. Again it is noted that the welded node with a finishing deficiency in the joist of 25 cm of height generated a relative length of buckling larger than in the joist of 30 cm.

# 4.3 Application of the results

As mentioned in item 1, in the assembly of slabs with lattice joists there is a space between the scaffold support lines. As indicated, the main objective of this work is to provide information for calculating the maximum spacing that can be used.

The position of the support lines defines a static scheme of the joist, where each line can be simulated as a simple support, as illustrated in Figure 20. With this static scheme are obtained bending moments and shear forces due to self-weight of the joist, weight of fresh concrete, filling of the slab, workers and equipments used in the phases of assembly and concreting. These efforts must be resisted by the joists, as it was already commented.

The resistant efforts of the lattice joist are function of the buckling lengths of the bars which compose the lattice. These buckling lengths were determined in the tests. Therefore, the application of the test results consists in finding the resistant moment and the resistant shear force of each joist.

The failure modes observed in the tests were: buckling of the upper bar under effect of positive bending moment; buckling of the diagonals due to shear; and failure of the weld in a node, also by effect of shear. In the sequence, are determined equations for obtain resistant moments and shear forces related to buckling of the diagonals and rupture of the weld.

# 4.3.1 Buckling of the upper bar due to bending moment

Figure 21 shows the internal forces scheme of a joist solicited by a positive bending moment.

The design resistant moment (  $M_{d\ res}$  ) and the effective length of









 $P_{_{CR}}$  is the critical load of buckling of the upper bar; h is the height of the lattice;  $E_s$  is the modulus of elasticity of steel, with the assumed value of 21000 kN/cm<sup>2</sup>;  $I_{_{BS}}$  is the moment of inertia of the cross section of the upper bar; and *Average* is the value indicate in the last column of Table 8.

Safety is guaranteed when respected the condition:



 $M_{\rm Sd}$  is the design bending moment.

## 4.3.2 Buckling of the diagonals due to shear

Figure 22 illustrates the scheme of internal forces of a joist subjected to shear.

The value of axial force ( N ) which compresses a diagonal is given by Equation 31.



 $V_{\rm Sd}$  is the shear force of design;  $\ell_{f, {\it theoretical}, D}$  is the theoretical length of buckling of the diagonal, given by Equation 9; and  ${}^{h}$  is the height of the joist.

Critical axial force ( $P_{\rm CR,D}$ ) that causes buckling of a diagonal is given by Equations 32 and 33.

$$P_{CR,D} = \frac{\pi^2 . E_s . I_D}{\ell_{f,ensaio}^2}$$
(32)



$$\ell_{f,ensaio} = \ell_{f,eorico,D}$$
. Média

 $E_s$  is the modulus of elasticity of steel, with the assumed value of 21000 kN/cm<sup>2</sup>;  $I_D$  is the moment of inertia of the cross section of each diagonal bar;  $\ell_{f,test}$  is the effective length of buckling;  $\ell_{f,theoretical,D}$  is the theoretical length of buckling; and *Average* is the value indicate in the last column of Table 9. Safety is guaranteed when respected the condition:



## 4.3.3 Failure of the weld

The shear force (V) relating to the weld strength of the top node of the lattice must satisfy to Equation 35, adapted from NBR 14862 (2002) [3].



 $\phi_{\scriptscriptstyle BS}$  is the diameter of the bar which composes the superior flange of the lattice; h is the height of the lattice;  $\ell_{\scriptscriptstyle node}$  is the length between the nodes of the lattice, fixed in 20 cm.

Being  $V_{Sd}$  the shear force of design in the transitory phase; safety is guaranteed when is respected the condition:



## 4.3.4 Calculation of displacement

In the transitory phase is recommendable that the maximum displacement of the joist is smaller than the value of the span divided by 500 ( $\ell/500$ ). The values of the product of stiffness (EI) shall be calculated as shown in Equation 37, using Equations 3, 15, and 16.

$$(EI) = (EI)_{teórico} . Média = E_{cs} . I_H . Média$$
(37)

 $E_{\rm CS}$  is the concrete secant modulus of elasticity, calculated with the characteristic strength  $f_{ck}$ ;  $I_{\rm H}$  is the moment of inertia of the homogenized section; and Average is the value indicated in the last column of Table 7.



### 4.3.5 Example of application

(33)

This example considers the equations presented in items 4.3.1 to 4.3.4. The goal is to find the maximum span (  $\ell$  ) between two supports for the joist TR 16 745.

# a) Data of the example

Figure 23 illustrates the static scheme of the joist. A concrete cover of 5 cm was adopted, with main inter-axis of 49 cm, and transversal inter-axis of 129 cm. The width of the rib is 9 cm and the filling is in expanded polystyrene (EPS) as Figure 24 illustrates. The concrete base of the joist was admitted with  $f_{ck}$  = 35 MPa.

p is the total load uniformly distributed; g is the permanent load (includes self-weight of the joist; filling, and fresh concrete placed on the slab); q is the variable load (includes workers and equipments for concreting).

# b) Loading

With the indicated characteristics a permanent load of  $2.23 \text{ kN/m}^2$  acts in the slab. A variable load of  $1.50 \text{ kN/m}^2$  is adopted. The loading for the verifications of ultimate limit state (ULS) is considered with the coefficients of increasing for combination of construction actions indicated in ABNT NBR 6118 [9] (Equation 38).



$$p_d = 0,49.(2,23.1,3+1,50.1,2) = 2,30kN / m.vigota$$
 (38)

However, the loading for verifying excessive deformation in Serviceability Limit State is indicated in Equation 39, for almost permanent combination of actions.

$$p_{d,ser} = 0,49.(2,23+1,50.0,4) = 1,39kN/m.vigota$$
 (39)

# c) Efforts in ULS

For the isostatic joist the values of the efforts are (Equation 40):

$$M_{Sd} = \frac{p_d \ell^2}{8} = \frac{0.023 \ell^2}{8} = 2.875 \times 10^{-3} \ell^2 (kN.cm / vigota)$$

$$V_{Sd} = \frac{p_d \ell}{2} = \frac{0.023 \ell}{2} = 11.5 \times 10^{-3} \ell (kN / vigota)$$
(40)

 $\ell$  is the searched span in centimeters.

d) Buckling of the upper bar due to bending moment (ULS) This verification uses the equations from item 4.3.1. By Equation 29 is determined  $\ell_{\rm f,test}$  (Equation 41), where *Average* value is obtained in Table 5 for joist TR16745.

$$\ell_{f,ensaio} = \ell_{f,teórico}.Média = 20.0,89 = 17,80cm$$
 (41)

The resisting moment of design is calculated with Equation 28 and the result is (Equation 42):

$$M_{d,res} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{BS}}{\ell_{f,ensaio}^2} h = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot (\pi \cdot 0.7^4 / 64)}{17,80^2} \cdot 16 = 123,36 \text{ kN.cm/ vigota}$$
(42)

The maximum value of  $\ell$  in this verification of buckling is given by Equation 43, using the condition:

$$M_{d,res} \ge M_{Sd}$$

$$123,36 \ge 2,875 \times 10^{-3}.\ell^{2}$$

$$\ell \le 207,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Valor 01}$$
(43)

## e) Buckling of the diagonals due to shear (ULS)

This verification is made with the equations from item 4.3.2. The value of  $\ell_{f,test}$  is determined by Equation 33, with *Average* value obtained in Table 9, for joist TR16745 (Equation 44).

$$\ell_{\rm f, ensaio} = \ell_{\rm f, teórico, D}$$
. Média = 19,29. 0,62 = 11,96 cm (44)

The critical normal force ( $P_{CR,D}$ ) which causes buckling of the diagonals is given by Equation 32, with the result being shown in Equation 45.

$$P_{CR,D} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_D}{\ell_{f,ensaio}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \ (\pi \cdot 0.42^4 / 64)}{11.96^2} = 2.21 \ \text{kN}$$
 (45)

The value of the normal force of compression ( N ) in the diagonal is given by Equation 31 and the result is shown in Equation 46.

$$N = \frac{V_{sd}.\ell_{f,teórico,D}}{2.h} = \frac{11.5.10^{-3} \ell.11.96}{2.16} = 4.30.10^{-3}.\ell \text{ (kN)}$$
 (46)

In this verification of buckling of the diagonals, the maximum value of  $\ell\,$  is given by Equation 47 using the condition:

$$P_{CR,D} \ge N$$

$$2,21 \ge 4,30 \times 10^{-3}.\ell$$

$$\ell \le 514,18 \text{ cm} \Rightarrow \text{Valor } 02$$
(47)

### f) Rupture of the weld (ULS)

The maximum shear force that can be applied in the joist so there is no weld rupture of the upper node is given by Equation 35, item 4.3.3. The result is shown in Equation 48.

$$V = \frac{15.\pi.\phi_{BS}^2.h}{4.\ell_{no}} = \frac{15 \pi 0.7^2.16}{4.20} = 4,62 \text{ kN}$$
 (48)

Safety is guaranteed when is respected the condition:

$$V_{sd} \le V$$
11,5×10<sup>-3</sup>  $\ell \le 4,62$ 
(49)  
 $\ell \le 401,74 \text{ cm} \Rightarrow \text{Valor 03}$ 

## g) Serviceability limit state of deflection

To determine the deflection is necessary to calculate the effective stiffness product of the joist according to Equation 37 in which the Average value is obtained in Table 7 for joist TR16745. Equation 50 illustrates this calculation considering the concrete secant modulus of elasticity  $E_{\rm CS}$  obtained with Equation 2, and the moment of inertia  $I_{\rm LI}$  of homogenized section, with Equation 16.

(EI) = 
$$E_{cs}I_{H}$$
.Média = 2816,05 . 674,58 . 0,66 = 1253769,67 kN.cm<sup>2</sup> (50)

The maximum displacement of this joist happens in middle of the span  $\ell$ . According to the Classical Mechanic, its value is given by (Equation 51):

Flecha = 
$$\frac{5 p \ell^4}{384 \text{ EI}} = \frac{5 \cdot 0,0139 \ell^4}{384.1253769,67} = 1,44 \cdot 10^{-10} \ell^4 \text{ (cm)}$$
 (51)

The serviceability limit state of deflection is verified when is respected the condition:



### h) Maximum span

Observing the four values obtained for  $\ell$ , it is verified under the conditions of this example that the maximum is the relative to buckling of upper bar. Therefore, the maximum span that can be used in this case is 207.14 cm.

# 5. Conclusion

As explained in section 1 the lattice slabs are composed of independent elements (lattice joists and filling elements) disposed in a way to form a panel that when it receives a concrete layer, begin to work as a single system.

During assembly of this structure must be placed scaffold support lines to ensure the positioning of these elements, even when the structure is subjected to loads such as the weight of concrete cover, movement of workers, equipments, etc.

The aim of this study was to provide useful data for calculating the economic scaffold support distance which ensures safety for the workers during the construction of the slab and results in a structure without pathologies of execution.

For this, it was necessary to carry out tests of lattice joists in laboratory in order to verify the actual behavior of these elements when subjected to loading.

It was verified that, both for the bending tests as for the shear ones, the joists with height lower than 20 cm had failure by buckling of the upper bar, while for greater heights, failure occurred by buckling of the diagonals, except the joist of 25 cm, which presented failure of the weld.

By analyzing Tables 5 and 8 it is concluded that the joists with lower height presented lengths of buckling of the upper flange smaller than the distance of 20 cm between the nodes. Therefore, these nodes contributed to increase the stiffness of the upper flange.

In a similar way, with Tables 6 and 9 it is noticed that the concrete base provides an additional stiffness to the diagonals, decreasing the effective length of buckling obtained in the test.

The lengths of buckling obtained from the tests were useful to calculate the maximum compression force which can be resisted by the respective bars of the lattice. With this maximum resistant force to compression, it was determined the resistant moment and the resistant shear force of each joist. In lattice slabs with any scaffold support distance, bending moments and shear forces are generated. These efforts must be smaller than the resistant ones. The resistant moment is always equal for the joists of same height and the same diameters of the bars because the length of buckling is constant for them. This length of buckling was defined and calculated in the tests.

The deflection is determined by the elastic line of the joist, which depends on the static scheme and the scaffold support distance.

To calculate the deflection was necessary to determine a product of stiffness (EI) that represents what occurs actually in a lattice joist, since the theoretical value of EI can not be used because the material is not elastic and not linear and homogeneous how admit the Classical Mechanics.

Therefore, it was determined in the test the actual value of EI for the joist, which was used to calculate the deflection in the transitory phase of assembling and concreting of the slab. It should be emphasized that this deflection must be lesser than *l*/500, threshold value for visual acceptability according to ABNT NBR 6118:2007 [10] in the verification of serviceability limit state relating to excessive deflection.

The example detailed in item 4.3.5 demonstrates the applicability of the results and equations given in this paper. It is noted that the presented calculation is simple and easy for computational programming.

This research does not close the subject and, therefore, further tests should be done in order to refine the results and analyze joists with bars of other diameters.

# 6. References

- [01] BOUNASSAR, J. Elaboração de normas: projeto, fabricação e execução de lajes mistas pré-moldadas. Coletânea Habitare, Paraná, v. 3, p. 79-109, 1997.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480. Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Rio de Janeiro. ABNT: 1996.
- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14862. Armaduras treliçadas eletrossoldadas – requisitos. Rio de Janeiro. ABNT: 2002.
- [04] GASPAR, R. Análise da segurança estrutural das lajes pré-fabricadas na fase de construção. São Paulo, 1997. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [05] DROPPA JÚNIOR, A. Análise estrutural das lajes formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada. São Carlos, 1999. 177f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- [06] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14860-1. Laje pré-fabricada – Pré-laje – requisitos – Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro. ABNT: 2002.
- [07] TERNI, A. W.; MELÃO, A. R.; OLIVEIRA, L. E. A utilização do método dos elementos finitos na análise comportamental da laje treliçada na fase construtiva. Congresso Brasileiro do Concreto, 50. IBRACON. Salvador, 2008.

- [08] CARVALHO, R. C.; PARSEKIAN, G. A.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.; MACIEL, A. M. Estado da arte do cálculo das lajes pré-fabricadas com vigotas de concreto. Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, 2. EESC – USP. São Carlos, 2010.
- [09] FUSCO, P. B. Tecnologia do concreto estrutural. 1. ed. PINI. São Paulo, 2008.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro. ABNT: 2007.



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

# Analysis of the assembling phase of lattice slabs

# Análise da fase de montagem de lajes treliçadas



A. L. SARTORTI a artur.sartorti@unasp.edu.br

A. C. FONTES <sup>a</sup> anacfontes89@hotmail.com

> L. M. PINHEIRO <sup>b</sup> libanio@sc.usp.br

# Abstract

Lattice slabs are usual in Brazil. They are formed by precast joists with latticed bars on a base of concrete, and a cover of concrete placed at the jobsite. The assembly of the joists and the filling elements is simple and do not require manpower with great skill, presenting low cost-benefit ratio. However, it is precisely in assembling phase that arise questions related to the scaffold support distance. A mistake in the proper positioning can lead to two undesirable situations. In one of them, a small space between the support lines increases the cost of scaffold, and in other an excessive space can generate exaggerated displacements, and even the collapse of the slab in the stage of concreting. The objective of this work is to analyze the bearing capacity of lattice joists in assembling phase, looking for information that is useful in defining the scaffold support distance. Several joists were tested to define the failure modes and their load bearing capacities. The results allowed to determine equations for calculating the appropriate distance between the support lines of the joists.

Keywords: lattice slabs; lattice joists; self-portance; support lines; buckling.

# Resumo

Lajes treliçadas são usuais no Brasil. Elas são formadas por vigotas pré-moldadas, com armadura treliçada sobre uma base de concreto, e por uma capa de concreto moldada na obra. A montagem das vigotas e dos elementos de enchimento é simples e não exige mão de obra com grande habilidade, apresentando baixa relação custo-benefício. Entretanto, é justamente na fase de montagem que surgem questões relativas à distância entre as linhas de escora. Um erro no posicionamento adequado pode levar a duas situações indesejáveis. Em uma delas, um espaço pequeno entre as linhas de escora aumenta o custo do cimbramento, e na outra, um espaço excessivo pode gerar deslocamentos exagerados, e até mesmo o colapso da laje, na fase de concretagem. O objetivo deste trabalho é analisar a capacidade portante de vigotas treliçadas, na fase de montagem, procurando informações que sejam úteis na definição da distância entre as linhas de escora. Foram ensaiadas várias vigotas para definir os modos de ruína e suas capacidades de carga. Os resultados permitiram determinar expressões para o cálculo da distância adequada entre as linhas de escora das vigotas.

Palavras-chave: lajes treliçadas; vigotas treliçadas; autoportância; linhas de escora; flambagem.

Received: 07 Sep 2012 • Accepted: 03 Jan 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Centro Universitário Adventista de São Paulo, Engenheiro Coelho, SP, Brasil 13165-000

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, Brasil 13566-590

# 1. Introdução

Desde os tempos mais remotos, a arte de construir vem sendo aperfeiçoada a fim de assegurar economia, segurança e conforto. Para tanto, foi necessário desenvolver técnicas que pudessem auxiliar a transpor os grandes desafios da engenharia, tais como: suportar grandes cargas, executar pavimentos elevados e vencer grandes vãos. Neste contexto, houve a necessidade de criar novos sistemas para as lajes, a fim de conciliar as características estruturais desejadas com os parâmetros de economia e rapidez da construção. Desta forma, as lajes constituídas por vigotas com armação treliçada, também denominadas lajes treliçadas, adquiriram espaço e se tornaram um dos sistemas mais utilizados atualmente na construção civil brasileira.

Uma laje treliçada comum é composta por vigotas treliçadas (VT), com uma base de concreto pré-moldado (também denominada sapata) e armadura treliçada parcialmente embutida na sapata. Entre as vigotas treliçadas são colocados elementos de enchimento, que reduzem o peso-próprio e preenchem a parte inferior da laje. Sobre esta parte é colocada uma camada de concreto, denominada capa, que completa a laje nervurada. A Figura 1 ilustra as partes que compõem uma laje treliçada. Além da disposição mostrada nessa figura, ainda são encontradas vigotas com aba inferior e superior (duplo T) e com nervuras maciças.

Entretanto, um problema que persiste em todas as configurações de lajes treliçadas é a questão do espaçamento das linhas de escora, que dão sustentação à laje durante a fase transitória de montagem e concretagem.

A capacidade portante de uma laje treliçada na fase de montagem está diretamente ligada com a capacidade resistente das partes que compõem a armação treliçada, as soldas da treliça e a própria vigota treliçada. As características das vigotas treliçadas estão ilustradas na Figura 2. Os fios que compõem a treliça devem respeitar a ABNT NBR 7480 (1996) [2]. Na Figura 3 estão ilustradas as dimensões das treliças conforme a ABNT NBR 14862 (2002) [3].

As treliças são denominadas por um código TR, seguido dos seguintes dígitos: os dois primeiros representam a altura da treliça, em centímetros, e os três últimos representam os diâmetros, em milímetros, respectivamente do fio superior, do sinusóide (diagonais) e dos fios inferiores, sem considerar as casas decimais. Exemplo: TR08634 – armadura treliçada composta integralmente por aço CA60, com 8 cm de altura, fio superior com 6 mm, sinusóide com 3,4 mm e fios inferiores com 4,2 mm.

Tanto GASPAR [4] quanto DROPPA JÚNIOR [5] apontam que as diagonais, na armadura treliçada, proporcionam rigidez ao conjunto e boas condições de transporte e manuseio, além de resistência às tensões de cisalhamento e garantia de que o sistema fique monolítico, após a concretagem da capa de concreto. O armadura inferior serve para combater as tensões de tração decorrentes da flexão. Quando necessário, deve ser colocada armadura adicional para resistir as tensões de tração.

Ainda é afirmado por GASPAR [4] que o fio superior é o principal responsável pela rigidez no transporte e também pela distância máxima entre as linhas de escora.

A ABNT NBR 14860-1 (2002) [6], no item 5.2, afirma que "o espaçamento entre linhas de escora deve ser determinado no projeto de execução da laje, considerando o tipo de pré-laje e as cargas na fase de montagem e concretagem".

Apesar de existir a recomendação de que o cálculo do espaçamento entre as linhas de escora seja feito para garantir segurança contra a ruína da laje no momento da concretagem, somente alguns estudos são encontrados na literatura técnica que efetivamente abordam o assunto, e poucos dão uma orientação prática quanto ao cálculo do espaçamento entre as linhas de escora.



Tabela 1 – Altura das vigotas treliçada e diâmetros dos fios								
Vigota	Altura	Diâmetro dos fios (mm)						
vigola	(H) (mm)	Superior	Sinusóide	Inferiores				
TR06 644	60	6,00	3,40	3,40				
TR08 644	80	6,00	4,20	4,20				
TR12 645	120	6,00	4,20	4,20				
TR16 745	160	7,00	4,20	4,20				
TR20 745	200	7,00	4,20	4,20				
TR25 756	250	7,00	5,00	5,00				
TR30 856	300	8,00	5,00	5,00				

GASPAR [4] estudou a fase transitória de montagem de vigotas com 8 cm e 12 cm de altura, submetidas a momento fletor positivo. TERNI et al. [6] realizaram modelagem em Elementos Finitos, utilizando como base os ensaios realizados por EL DEBS e DROPPA JR. (2000)<sup>1</sup>, apud TERNI et al. [7].

CARVALHO et al. [8] fizeram uma extensa revisão bibliográfica sobre o estado da arte das lajes pré-fabricadas com vigotas treliçadas. No estudo citado são indicados os trabalhos de GASPAR [4], EL DEBS e DROPPA JÚNIOR (1999)<sup>2</sup> e FORTE et al. (2000)<sup>3</sup>. Assim sendo, nesta pesquisa, foi desenvolvido um estudo experimental que possibilitou obter resultados que podem ser aplicados no cálculo da distância entre as linhas de escora de lajes treliçadas. Tratam-se de ensaios de flexão positiva e de cisalhamento, realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas do Centro Universitário Adventista de São Paulo, como descrito nos itens subsequentes. Esses ensaios, conduzidos até a ruína, permitiram a análise dos deslocamentos e dos modos de ruína de vigotas treliçadas, respondendo ao objetivo do estudo que é descrever o mecanismo de ruína e gerar recomendações que possam ser utilizadas no cálculo da distância entre as linhas de escora.





#### 2. Análise experimental

Neste item serão consideradas as caracterizações dos materiais e dos ensaios.

# 2.1 Caracterização dos materiais

Serão caracterizadas as treliças e as bases de concreto.

# 2.1.1 Vigotas

As características das vigotas utilizadas estão indicadas na Tabela 1. Também é considerada a vigota TR06, que foi ensaiada mesmo não fazendo parte da norma atual de armaduras treliçadas (NBR 14862 (2002) [3]), pois essa vigota foi incluída no projeto de revisão da norma citada.

A seção transversal e a longitudinal das vigotas estão ilustradas nas Figuras 4 e 5. O cobrimento de 1,5 cm mostrado na Figura 4 foi garantido por espaçadores. O fio superior também é denominado banzo superior, os fios inferiores, banzo inferior, e os sinusóides são também conhecidos como diagonais.

# 2.1.2 Bases de concreto

As bases de concreto das vigotas foram moldadas em duas etapas, devido à quantidade de moldes disponíveis.

A primeira moldagem, com traço em massa 1 : 2,9 : 2,84 : 0,65foi realizada em 2 de março de 2012 e englobou as treliças: TR16745, TR20745, TR25756, TR30856. Foi realizado ensaio de abatimento (slump test), com resultado de 55 mm. A resistência característica à compressão prevista para 28 dias foi de 25 MPa. Para sua determinação foram moldados seis corpos de prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm. A segunda moldagem das bases de concreto, com traco em massa 1 : 2,9 : 2,84 : 0,5, foi em 15 de março de 2012, completando o restante das treliças: TR6634, TR08644 e TR12644.

A mudança na quantidade de água foi devida à variação climática entre os dias de moldagem. O slump test deu um resultado de 50 mm. Assim como na primeira moldagem, a resistência característica à compressão prevista para 28 dias foi de 25 MPa. Também nessa etapa, foram moldados seis corpos de prova para determinar a resistência do concreto.

O procedimento para a moldagem das bases de concreto consistiu em quatro passos:

- 1) umedecimento das formas com óleo desmoldante (Figura 6);
- 2) preenchimento das formas com uma camada de concreto fresco (Figura 7);
- 3) vibração do concreto com o auxílio de um martelo de borracha (Figura 8) e

IBRACON Structures and Materials Journal • 2013 • vol. 6 • nº 4

FOIRIZZA, C.E. Avias Electronicus, 2000. EL DEBS M. K., DROPPA JÚNIOR A. (1999). Critérios para dimensionamento de vigotas com armação treliçada nas fases de construção. Relatório Técnico. EESC-USP, São Carlos, SP. FORTE F. C.; FANGEL L.; ARADO F. B. G.; CARVALHO, R. C.; FURLAN JUNIOR, S.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. Estudo experimental do espaçamento de escoras em lajes pré-moldadas com nervuras do tipo treliça. Congresso Brasileiro de Concreto, 42. IBRACON. Fortaleza, CE. Anais Eletrônicos. 2000.

<sup>1</sup> EL DEBS, M. K.; DROPPA JÚNIOR, A. Um estudo teórico-experimental do comportamento estrutural de vigotas e painéis com armação treliçada na fase de construção. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 42. IBRACON. Fortaleza, CE, Anais Eletrônicos, 2000



4) inserção da armadura treliçada (Figura 9).

# 2.2 Caracterização dos ensaios

Os ensaios foram realizados nos dias 19 e 20 de abril de 2012, respectivamente ensaios de flexão e de cisalhamento.

## 2.2.1 Equipamentos utilizados nos ensaios

Os equipamentos utilizados nos ensaios foram:

- Máquina universal de ensaios servo-hidráulica, capacidade 1000 kN, marca Contenco;
- Dois relógios comparadores, capacidade 50 mm, precisão 0,01mm;
- Dois suportes magnéticos para os relógios comparadores;
- Viga de aço para apoio;
- Dispositivos de madeira para aplicação da carga;
- Placas de neoprene para ensaio dos modelos.



Figura 8 - Vibração do concreto



## 2.2.2 Ensaios de flexão

A Figura 10 ilustra um ensaio de flexão e a Figura 11 representa um desenho esquemático correspondente. As vigotas treliçadas foram posicionadas sobre dois apoios móveis (evitando a introdução de forças horizontais) que, por sua vez, foram apoiados em um perfil I, o qual serviu de base para a realização dos ensaios.





# 2.2.3 Ensaios de cisalhamento

A Figura 12 ilustra um ensaio de cisalhamento, e a Figura 13 representa um desenho esquemático correspondente.

Foi utilizado um perfil I que serviu de base para os apoios móveis que sustentavam a vigota treliçada. O apoio móvel da esquerda da vigota foi posicionado a 60 cm da extremidade, enquanto o apoio móvel da direita foi posicionado a 20 cm da extremidade oposta.

O carregamento foi aplicado por meio do cilindro hidráulico no perfil metálico e no suporte fixo de madeira, que por sua vez transferiu a força para a posição a 30 cm do apoio esquerdo. Se o carregamento fosse aplicado mais perto do apoio esquerdo, a transferência para a base de concreto da vigota poderia dar-se através de mecanismos alternativos de resistência do concreto ao cisalha-



Os apoios móveis foram colocados a 20 cm das extremidades da viga, gerando um vão teórico de 260 cm. As dimensões adotadas foram escolhidas em função da capacidade do laboratório e dos equipamentos de ensaio. Caso fossem utilizados vãos maiores, seria inviável a montagem dos ensaios. Vãos muito pequenos apresentariam problemas para a medida dos deslocamentos verticais. Portanto, observa-se que a flecha obtida para o vão em estudo é perfeitamente mensurável, justificando o vão adotado. No meio desse vão foram posicionados dois relógios comparadores (R1 e R2), para medir os deslocamentos verticais nessa posição.

A velocidade de carregamento foi de 3 mm/min no pistão da prensa<sup>4</sup>, e foi aplicado por meio de um cilindro hidráulico preso no perfil metálico, de forma que o dispositivo de madeira distribuía a força total F em dois pontos, distantes 86,66 cm dos apoios (além dessa carga foi considerado o peso próprio da peça). Foram ensaiados dois exemplares para cada altura de vigota, perfazendo 14 ensaios.

Uma observação importante é que o carregamento concentrado nos terços médios gera um trecho de momento fletor positivo "quase" constante. O "quase" é devido à presença do peso próprio, que é uma carga distribuída. Outro aspecto é que no trecho central pode ocorrer a flambagem do banzo superior.

Figura 12 – Ensaio de cisalhamento



<sup>&</sup>lt;sup>4</sup> O carregamento estático equivalente varia com a rigidez da peça. Aquelas com rigidez maior possuem carregamento estático equivalente maior. Observou-se ainda que a curva de carregamento não é linear, porém como referência pode ser adotado um valor médio de 100 kgt/min = 1,0 kN/min.



Tabela 2 – Resistência dos corpos de prova à compressão								
СР	Resistência à compressão da massada de 2 de março de 2012 (em MPa)	Resistência à compressão da massada de 15 de março de 2012 (em MPa)						
1	35,42	33,80						
2	31,78	37,68						
3	45,95	39,91						
4	35,56	38,02						
5	32,47	41,23						
6	35,81	37,68						

mento. Foram utilizados dois relógios comparadores (R1 e R2) no ponto de aplicação da carga, para medirem os deslocamentos verticais. A velocidade de carregamento foi de 3 mm/min, no pistão da prensa, e foram ensaiadas duas vigotas de cada altura, totalizando 14 ensaios.

# 3. Resultados dos ensaios

Serão apresentados os resultados dos ensaios dos corpos de prova e dos ensaios de flexão e de cisalhamento.

# 3.1 Corpos de prova de concreto

Os seis pares de corpos de prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm, moldados com o concreto da base das vigotas, foram ensaiados no dia 25 de abril de 2012 e os resultados resumidos encontram-se na Tabela 2. Analisando essa tabela, nota--se que a resistência média à compressão dos corpos de



prova moldados em 2 de março de 2012 é  $f_{cm}$ = 36,2 MPa, e em 15 de março de 2012,  $f_{cm}$ = 38 MPa.

Considerando-se um desvio padrão de 5,5 MPa (FUSCO [9]), as resistências características à compressão resultam 27,15 MPa e 28,95 MPa, respectivamente. Utilizando esses valores característicos, os módulos de elasticidade do concreto podem ser estimados pelas Equações 1 e 2, conforme indica a ABNT NBR 6118 (2007) [10].

$$E_{ci} = 5600.\sqrt{f_{ck}}$$
 (1)  
 $E_{cs} = 0.85.E_{ci}$  (2)

 $E_{_{\!c\!i}}$ é o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto;  $E_{_{\!c\!s}}$ o módulo de elasticidade secante do concreto e $f_{\!c\!k}$ a resistência característica do concreto à compressão (todos em MPa).

# 3.2 Resultados dos ensaios de flexão

Cada ensaio gerou um gráfico da força aplicada versus deslocamento vertical, como o ilustrado na Figura 14, do qual foram obtidas a força máxima resistida pela vigota e a força correspondente à flecha limite. Os resultados obtidos nos ensaios de flexão estão sintetizados na Tabela 3. As Figuras 15 a 17 ilustram a flambagem da barra superior, a ruptura da solda e a flambagem das diagonais, respectivamente.

# 3.3 Resultados dos ensaios de cisalhamento

Como no ensaio de flexão, cada ensaio cisalhamento gerou um



Figure 15 - Buckling of upper bar

gráfico da força aplicada versus deslocamento vertical, como ilustrado na Figura 18, indicando a força máxima resistida pela vigota. Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento estão sintetizados na Tabela 4.

As Figuras 15 a 17 ilustram os modos de ruína indicados na Tabela 4.



Tabela 3 – Resultados dos ensaios de flexão								
Vigota	pp (kN)	PD (kN)	F <sub>limite</sub> (kN)	F <sub>ruína</sub> (kN)	Modo de ruína			
VT 06 F1	0,2355	0,1230	0,4100	0,8608	Flambagem do banzo superior			
VT 06 F2	0,2310	0,1230	0,3815	0,7667	Flambagem do banzo superior			
VT 08 F1	0,2275	0,1230	0,6650	1,1292	Flambagem do banzo superior			
VT 08 F2	0,2325	0,1230	0,6500	1,1344	Flambagem do banzo superior			
VT 12 F1	0,2850	0,1230	1,0635	1,3897	Flambagem do banzo superior			
VT 12 F2	0,2865	0,1230	1,0060	1,2456	Flambagem do banzo superior			
VT 16 F1	0,2605	0,1230	2,2168	2,6331	Flambagem do banzo superior			
VT 16 F2	0,2675	0,1230	1,9935	2,4128	Flambagem do banzo superior			
VT 20 F1	0,3100	0,1230	2,5176	3,0637	Flambagem do banzo superior			
VT 20 F2	0,3200	0,1230	2,7000	3,2138	Flambagem do banzo superior			
VT 25 F1	0,2735	0,1230	2,3877	2,9661	Flambagem do banzo superior e ruptura da solda			
VT 25 F2	0,2860	0,1230	2,0075	2,8193	Flambagem das diagonais e ruptura da solda			
VT 30 F1	0,3380	0,1230	3,0411	4,5062	Flambagem das diagonais			
VT 30 F2	0,3245	0,1230	2,7421	4,4563	Flambagem das diagonais			

pp - peso próprio; PD - peso do dispositivo de ensaio; F<sub>inite</sub> - força relativa à flecha de 5,2 mm (ℓ/500); F<sub>inite</sub> - força que provoca flambagem de algum componente da treliça ou ruptura da solda de um nó.

# 4. Análise dos resultados<sup>1</sup>

Para os ensaios de flexão e de cisalhamento, serão considerados os resultados e suas aplicações.

# 4.1 Ensaios de flexão

Nos ensaios de flexão, a maior parte das vigotas atingiu a ruína por flambagem do banzo superior ou das diagonais comprimidas, com exceção das treliças com 25 cm de altura que, por deficiência na soldagem, romperam também na solda (Figura 16).

Outro objetivo da análise dos resultados é determinar comprimentos efetivos de flambagem para as partes da treliça, uma vez que a consideração de nós articulados (Mecânica Clássica) não é real nessas peças. O comprimento real de flambagem possibilita a determinação de um carregamento limite para a vigota.

As Tabelas 5 e 6 apresentam os valores dos momentos resistentes e dos comprimentos de flambagem, calculados com base nos resultados obtidos nos ensaios, conforme procedimento indicado a seguir, para flambagem do banzo superior e flambagem das diagonais. Os valores apresentados nas Tabelas 5 e 6 foram obtidos conforme os itens 4.1.1 e 4.1.2.



IBRACON Structures and Materials Journal • 2013 • vol. 6 • nº 4

<sup>5</sup> Neste item, diversas equações são apresentadas. Elas foram obtidas por somatório de momentos fletores, forças cortantes e homogeneização de seção transversal. A equação de carga crítica de Euler também é utilizada, sendo que no item 4.3 essa equação é adaptada para torná-la adequada para emprego neste trabalho.

## Tabela 4 – Resultados dos ensaios de cisalhamento

Vigota	pp (kN)	PD (kN)	F <sub>ruína</sub> (kN)	Modo de ruína
VT 06 V1	0,2330	0,0145	1,6123	Flambagem do banzo superior
VT 06 V2	0,2320	0,0145	1,8478	Flambagem do banzo superior
VT 08 V1	0,2255	0,0145	2,1677	Flambagem do banzo superior
VT 08 V2	0,2380	0,0145	2,3358	Flambagem do banzo superior
VT 12 V1	0,2885	0,0145	2,4923	Flambagem do banzo superior
VT 12 V2	0,2750	0,0145	2,5695	Flambagem do banzo superior
VT 16 V1	0,2725	0,0145	4,3061	Flambagem das diagonais
VT 16 V2	0,2645	0,0145	3,9242	Flambagem das diagonais
VT 20 V1	0,3090	0,0145	3,5808	Flambagem das diagonais
VT 20 V2	0,3195	0,0145	4,1217	Flambagem das diagonais
VT 25 V1	0,2800	0,0145	3,7535	Flambagem das diagonais e ruptura da solda
VT 25 V2	0,2820	0,0145	4,3165	Flambagem das diagonais e ruptura da solda
VT 30 V1	0,3295	0,0145	3,8113	Flambagem das diagonais
VT 30 V2	0,3380	0,0145	3,5237	Flambagem das diagonais

pp - peso próprio; PD - peso do dispositivo de ensaio; F<sub>ruina</sub> - força que provoca flambagem de algum componente da treliça ou ruptura da solda de um nó.

# 4.1.1 Ensaio de flexão com ruína por flambagem do banzo superior

Serão considerados o momento resistente e o comprimento de flambagem.

## a) Momento resistente

O momento resistente obtido no ensaio é calculado pela Equação 3 .

$$M_{ensaio} = \frac{pp \times 260}{8} + \left(\frac{PD + F_{ruina}}{2}\right) \times 86,67 = P_{CR\,\rho nsaio} h$$
 (3)

O valor 260 cm é o vão teórico do ensaio; 86,67cm o comprimento do terço médio do vão, relativo à aplicação do carregamento; PD o peso do dispositivo de ensaio;  $P_{_{CR,ensaio}}$  a carga crítica que provocou a flambagem e h a altura da vigota.

# b) Comprimento de flambagem

Foram utilizadas as Equações 4 a 6 para calcular o comprimento de flambagem, quando a ruína foi por flambagem do banzo superior.

$$P_{CR,ensaio} = \frac{\pi^2 . E_s . I_{BS}}{\ell_{f,ensaio}^2}$$
(4)

$$M_{ensaio} = \frac{\pi^2 . E_s . I_{BS}}{\ell_{f,ensaio}^2} . h$$
<sup>(5)</sup>

$$\ell_{f,ensaio} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{BS}}{M_{ensaio}}} h$$
(6)

 $E_{\rm s}$  é o módulo de elasticidade do aço, admitido com o valor de

21000 kN/cm²;  $I_{\rm BS}$  o momento de inércia da seção transversal do banzo superior;  $\ell_{f,ensaio}$  o comprimento efetivo de flambagem;  $M_{\rm ensaio}$  o momento fletor relativo ao ensaio;  $P_{\rm CR,ensaio}$  a carga crítica que provocou a flambagem; h a altura da vigota.

# 4.1.2 Ensaios de flexão com ruína por flambagem das diagonais

Neste subitem consideram-se a força cortante, a força normal em uma diagonal e o respectivo comprimento de flambagem.

# a) Força cortante

A força cortante de ensaio ( $V_{\it ensaio}$ ) é calculada pela Equação 7.

$$V_{ensaio} = (PD + F_{ruina}) \times 0.5 + pp \times 130$$
 (7)

PD é o peso do dispositivo de ensaio;  $F_{ruina}$  a força máxima e p o peso próprio da vigota.

### b) Força normal em uma diagonal

A força normal de ensaio em uma diagonal (  $N_{\it ensaio}$  ) é determinada pela Equação 8º.

$$N_{ensaio} = \frac{V_{ensaio}.\ell_{f,teórico}}{2.h}$$
(8)

 $V_{ensaio}$  é a força cortante de ensaio; h a altura da treliça e  $\ell_{f,te\acute{orico}}$  o comprimento de flambagem teórico da diagonal (Equação 9).

$$\ell_{f,\text{teórico}} = \sqrt{h^2 + \left(\frac{\text{abertura da treliça} = 8 \text{ cm}}{2}\right)^2 + \left(\frac{\text{passo do nó} = 20 \text{ cm}}{2}\right)^2}$$
(9)

# c) Comprimento de flambagem

O comprimento efetivo de flambagem (  $\ell_{f,\mathit{ensaio}}$  ) é obtido com as Equações 10 e 11.

650
	dos ensaios das vigotas que apresentaram flambagem do banzo superior								
Vigota	pp (kN)	PD (kN)	F <sub>ruína</sub> (kN)	M <sub>ensaio</sub> (kN.cm)	M <sub>teórico</sub> (kN.cm)	M <sub>ensaio</sub> /M <sub>teórico</sub>	ℓ <sub>,ensaio</sub> (cm)	ℓ <sub>f,ensaio</sub> /20	Média
VT 06 F1	0,2355	0,1230	0,8608	50,2867	19,7781	2,54	12,54	0,63	0.64
VT 06 F2	0,2310	0,1230	0,7667	46,0626	19,7781	2,33	13,11	0,66	0,04
VT 08 F1	0,2275	0,1230	1,1292	61,6578	26,3708	2,34	13,08	0,65	0.65
VT 08 F2	0,2325	0,1230	1,1344	62,0457	26,3708	2,35	13,04	0,65	0,00
VT 12 F1	0,2850	0,1230	1,3897	74,8154	39,5563	1,89	14,54	0,73	0.74
VT 12 F2	0,2865	0,1230	1,2456	68,6195	39,5563	1,73	15,18	0,76	0,74
VT 16 F1	0,2605	0,1230	2,6331	127,9018	97,7105	1,31	17,48	0,87	0.80
VT 16 F2	0,2675	0,1230	2,4128	118,5826	97,7105	1,21	18,15	0,91	0,07
VT 20 F1	0,3100	0,1230	3,0637	148,1706	122,1381	1,21	18,16	0,91	0 00
VT 20 F2	0,3200	0,1230	3,2138	155,0002	122,1381	1,27	17,75	0,89	0,70
VT 25 F1	0,2735	0,1230	2,9661	142,7549	152,6726	0,94	20,68	1,03	1.05
VT 25 F2	0,2860	0,1230	2,8193	136,7996	152,6726	0,90	21,13	1,06	1,00
VT 30 F1	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 30 F2	-	-	-	-	-	-	-	-	

# Tabela 5 – Momento resistente e comprimento de flambagem obtidos com os resultados dos ensaios das vigotas que apresentaram flambagem do banzo superior

pp - peso próprio; PD - peso do dispositivo de ensaio;  $F_{nulno}$  - força que provoca flambagem de algum componente da treliça ou ruptura da solda de um nó;  $M_{\text{ensulo}}$  - momento obtido no ensaio;  $M_{\text{leótico}}$  - momento resistente;  $\ell_{\text{tensulo}}$  - comprimento efetivo de flambagem; 20 (cm) – comprimento entre os nós soldados do banzo superior; Média - valor médio de  $\ell_{\text{tensulo}}/20$ , para vigotas de mesma altura.

$$P_{CR,ensaio} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_D}{\ell_{f,ensaio}^2} = N_{ensaio}$$
(10)

 $\ell_{f,ensaio} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_D}{N_{ensaio}}}$ 

 $E_s$ é o módulo de elasticidade do aço, admitido com o valor de 21000 kN/cm²;  $I_D$  o momento de inércia da seção transversal de uma diagonal e  $N_{\it ensaio}$  a força normal de ensaio em uma diagonal.

Na Tabela 5 observa-se que, para as vigotas com altura menor ou igual a 20 cm, o comprimento efetivo de flambagem para o banzo superior é menor que a distância entre os nós (20 cm). Isto é explicado pela rigidez que o nó soldado confere a esse banzo superior. Em previsões teóricas, esse nó

# Tabela 6 – Força cortante e comprimento de flambagem obtidos com os resultados dos ensaios das vigotas que apresentaram flambagem das diagonais

(11)

Joist	pp (kN)	PD (kN)	F <sub>ruína</sub> (kN)	V <sub>ensaio</sub> (kN.cm)	N <sub>ensaio</sub> (kN.cm)	ℓ <sub>teórico</sub> (cm)	N <sub>teórico</sub> (kN)	N <sub>ensaio</sub> / N <sub>teórico</sub>	e <sub>f,ensaio</sub> (cm)	ℓ <sub>f,ensaio</sub> / ℓ <sub>f,teórico</sub>	Média
VT 06 F1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 06 F2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 08 F1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 08 F2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 12 F1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 12 F2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 16 F1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 16 F2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 20 F1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 20 F2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 25 F1	0,2735	0,1230	2,9661	1,6631	0,9054	27,22	0,8581	1,06	26,50	0,97	0.08
VT 25 F2	0,2860	0,1230	2,8193	1,5951	0,8684	27,22	0,8581	1,01	27,06	0,99	0,70
VT 30 F1	0,3380	0,1230	4,5062	2,4611	1,3074	31,87	0,6259	2,09	22,05	0,69	0.60
VT 30 F2	0,3245	0,1230	4,4563	2,4303	1,2911	31,87	0,6259	2,06	22,19	0,70	0,09

pp - peso próprio; PD - peso do dispositivo de ensaio; F<sub>uina</sub> - força que provoca flambagem de algum componente da treliça ou ruptura da solda de um nó; V<sub>ensaio</sub> - força cortante obtida no ensaio; N<sub>ensaio</sub> - força normal em uma diagonal;  $\ell_{t_{tensaio}}$  - comprimento teórico de flambagem; N<sub>teórico</sub> - força normal resistente;  $\ell_{t_{ensaio}}$  - comprimento efetivo de flambagem; Média - valor médio de  $\ell_{t_{ensaio}}/\ell_{t_{teórico}}$  para vigotas de mesma altura.

		Т	abela 7	– Determin	ação c	lo produ	ito de rigid	lez relativo a	o ensaio		
Vigota	φ₅s (mm)	φ <sub>⊪</sub> (mm)	F <sub>limite</sub> (kN)	E <sub>∝</sub> (kN/cm²)	α <sub>e</sub>	x (cm)	l <sub>⊩</sub> (cm⁴)	E <sub>teórico</sub> (kN.cm²)	El <sub>ensaio</sub> (kN.cm²)	El <sub>ensaio</sub> / El <sub>teórico</sub>	Média
VT 06 F1	6,0	4.2	0,4000	0,4000	8,20	1,71	91,20	23358202	2399383	1,03	1.00
VT 06 F2	6,0	4.2	0,3815	0,3815	8,20	1,71	91,20	33582038	2288411	0,98	1,00
VT 08 F1	6,0	4.2	0,6463	0,6463	8,20	1,86	151,54	81253	3898997	1,00	0 00
VT 08 F2	6,0	4.2	0,6405	0,6405	8,20	1,86	151,54	3881253	3857008	0,99	0,77
VT 12 F1	6,0	5.0	1,0635	1,0635	8,20	2,14	324,53	8311565	6379359	0,77	0.75
VT 12 F2	6,0	5.0	1,0060	1,0060	8,20	2,14	324,53	8311565	6034448	0,73	0,75
VT 16 F1	7,0	5.0	2,2168	2,2168	8,47	2,82	768,59	19062852	13297379	0,70	0.66
VT 16 F2	7,0	5.0	1,9935	1,9935	8,47	2,82	768,59	19062852	11957924	0,63	0,00
VT 20 F1	7,0	5.0	2,5176	2,5176	8,47	3,20	1196,73	29681592	151017151	0,51	0.53
VT 20 F2	7,0	5.0	2,7000	2,7000	8,47	3,20	1196,73	29681592	61958331	0,55	0,00
VT 25 F1	7,0	6.0	2,3877	2,3877	8,47	3,61	1869,21	46360733	43225151	0,31	0.28
VT 25 F2	7,0	6.0	2,0075	2,0075	8,47	3,61	1869,21	46360733	20419021	0,26	0,20
VT 30 F1	8,0	6.0	3,0411	3,0411	8,47	4,80	3417,07	84751225	82419071	0,22	0.20
VT 30 F2	8,0	6.0	2,7421	2,7421	8,47	4,80	3417,07	84751225	6448368	0,19	0,20

 $\varphi_{ss}$  - diâmetro do banzo superior;  $\varphi_{B_1}$  - diâmetro dos fios do banzo inferior;  $F_{imite}$  - força correspondente à flecha de 5,2 mm ( $\ell$ /500);  $E_{cs}$  - módulo de elasticidade secante do concreto;  $\alpha_{e}$  - coeficiente modular  $E_{e}/E_{cs}$ ;

x (cm) - posição do centro de gravidade da seção homogeneizada; I<sub>n</sub> - momento de inércia da seção homogeneizada; El<sub>teórico</sub> - produto de rigidez relativo ao ensaio; Média - valor médio de El<sub>ensic</sub>/El<sub>teórico</sub> para as vigotas de mesma altura.

é considerado como uma rótula. Entretanto, quando o comprimento das diagonais cresce (treliça com 25 cm de altura), a rigidez dada pelo nó soldado é pequena, aumentando o comprimento de flambagem.

Nota-se que na Tabela 6 que a sapata de concreto fornece uma rigidez adicional às diagonais, diminuindo o comprimento de flambagem relativo ao ensaio. Esse comprimento relativo às diagonais da vigota de altura 25 cm é relativamente maior que o da vigota de 30 cm. A possível explicação para este fato é que a ruína da treliça de 25 cm foi caracterizada simultaneamente pela flambagem do banzo superior, flambagem das diagonais e, eventualmente, pela ruptura da solda. Esses efeitos combinados reduziram drasticamente a rigidez das diagonais, aproximando o comprimento efetivo de flambagem do seu respectivo valor teórico. Possivelmente esses valores seriam diferentes se a execução da solda fosse melhor.

## 4.1.3 Análise do deslocamento máximo (flecha)

Na Tabela 7 são apresentados os valores da rigidez à flexão (EI), calculados com base nos resultados dos ensaios, de acordo com o procedimento descrito neste item.

#### a) Flecha limite

A flecha limite é calculada com as Equações 12 e 13.

$$a_{\text{limite}} = \left[\frac{23.F_{\text{limite}}.\ell^3}{1296}\right] \cdot \frac{1}{(EI)_{ensaio}} = \frac{\ell}{500} = \frac{260}{500} = 0.52cm$$
(12)

$$(EI)_{ensaio} = \left[\frac{23.F_{\lim ite}.\ell^3}{1296}\right] \cdot \frac{1}{a_{\lim ite}}$$
(13)

 $F_{\mathrm{lim}\mathit{ite}}$ é a força correspondente à flecha de 5,2 mm;  $a_{\mathrm{lim}\mathit{ite}}$  a flecha obtida pela divisão do vão  $\ell$  por 500, igual a 5,2 mm neste caso;  $\ell$  o vão entre apoios, igual 260 cm;  $(\boldsymbol{E}~)_{ensaio}$  o produto de rigidez relativo ao ensaio.

#### b) Valor teórico de (El)

O valor de (El)<sub>teórico</sub> foi calculado para possibilitar a determinação da relação (El)<sub>ensaio</sub>/(El)<sub>teórico</sub>. Ele foi determinado pela homogeneização da seção no estádio I (concreto não fissurado) e considerando o módulo de elasticidade secante do concreto, dado pela Equação 2. A razão modular é determinada pela Equação 14. A posição do centro de gravidade da seção homogeneizada e seu momento de inércia são obtidos pelas Equações 15 e 16.



$$I_{H} = \frac{\pi \phi_{BS}^{4}}{64} + \frac{\pi \phi_{BI}^{4}}{32} + \left[ \frac{\phi_{BS}^{2}}{4} \left( h + c_{nom} - x - \frac{\phi_{BS}}{2} \right)^{2} + \frac{\phi_{BI}^{2}}{2} \left( x - \frac{\phi_{BI}}{2} - c_{nom} \right)^{2} \right] \pi \alpha_{e} + \frac{h_{s}^{3} \cdot b_{s}}{12} + h_{s} \cdot b_{s} \left( x - \frac{h_{s}}{2} \right)^{2}$$
(16)



As variáveis indicadas nas Equações 15 e 16 estão ilustradas na Figura 19:  $x \, \acute{e}$  a posição do centro de gravidade da seção homogeneizada, em relação à base;  $I_H$  o momento de inércia da seção homogeneizada;  $\phi_{BS}$  o diâmetro do fio do banzo superior;  $\phi_{BI}$  o diâmetro dos fios do banzo inferior; h a altura da treliça;  $c_{nom}$  o cobrimento dos fios inferiores, sempre igual a 1,5 cm nos ensaios;  $b_s$  é a largura inferior da sapata de concreto, sempre igual a 2,5 cm nos ensaios.

O produto de rigidez teórico (EI)<sub>teórico</sub> é dado pela Equação 17.

$$(EI)_{teórico} = E_{cs} I_H$$
(17)

Na Tabela 7 observa-se que a resistência do concreto influencia mais o produto de rigidez efetivo de treliças baixas (menos de 12 cm de altura) do que o valor para treliças mais altas.

#### 4.2 Ensaios de cisalhamento

Os resultados dos ensaios de cisalhamento são mostrados nas Tabelas 8 e 9. Ao se observar esses resultados percebe-se que ocorreu flambagem do banzo superior nas vigotas mais baixas (alturas de 6 cm a 12 cm). Para alturas maiores (16 cm a 30 cm), houve flambagem das diagonais. Isto se deve ao fato de o comprimento de flambagem das diagonais ser reduzido pelo embutimento na sapata de concreto, menor altura das treliças e rigidez do nó soldado. A Tabela 8 refere-se a ensaios de cisalhamento em que a ruína ocorreu por flambagem do banzo superior. Ela apresenta valores

# Tabela 8 – Momentos e comprimentos de flambagem dos ensaios de cisalhamento em que as vigotas apresentaram flambagem do banzo superior

Vigota	pp (kN)	PD (kN)	F <sub>ruína</sub> (kN)	M <sub>ensaio</sub> (kN.cm)	M <sub>teórico</sub> (kN.cm)	M <sub>ensaio</sub> / M <sub>teórico</sub>	L <sub>f,ensaio</sub>	L <sub>f,ensaio</sub> /20	Média
VT 06 V1	0,2330	0,0145	1,6123	43,1339	19,7781	2,18	13,54	0,68	0.66
VT 06 V2	0,2320	0,0145	1,8478	49,2312	19,7781	2,49	12,68	0,63	0,00
VT 08 V1	0,2255	0,0145	2,1677	57,4921	26,3708	2,18	13,55	0,68	0.66
VT 08 V2	0,2380	0,0145	2,3358	61,9002	26,3708	2,35	13,05	0,65	0,00
VT 12 V1	0,2885	0,0145	2,4923	66,1685	39,5563	1,67	15,46	0,77	0.77
VT 12 V2	0,2750	0,0145	2,5695	68,1116	39,5563	1,72	15,24	0,76	0,77
VT 16 V1	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 16 V2	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 20 V1	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 20 V2	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 25 V1	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 25 V2	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 30 V1	-	-	-	-	-	-	-	_	_
VT 30 V2	-	-	-	-	-	-	_	-	_

pp - peso próprio; PD - peso do dispositivo de ensaio;  $F_{nira}$  - força que provoca flambagem de algum fio da treliça ou ruptura da solda de um nó;  $M_{ensaio}$  - momento máximo de ensaio;  $M_{teóreco}$  - momento resistente teórico;  $\ell_{f_{ensaio}}$  - comprimento efetivo de flambagem; 20 (cm) - comprimento entre os nós soldados do banzo superior; Média - valor médio do quociente  $\ell_{f_{ensaio}}/20$  para vigotas de mesma altura.

	Tabela 9 – Forças cortantes, forças normais nas diagonais e comprimentos de flambagem dos ensaios de cisalhamento em que as vigotas apresentaram flambagem das diagonais										
Vigota	pp (kN)	PD (kN)	F <sub>ruína</sub> (kN)	V <sub>ensaio</sub> (kN)	N <sub>ensaio</sub> (kN)	L <sub>f,teórico</sub> (CM)	N <sub>teórico</sub> (kN)	N <sub>ensaio</sub> / N <sub>teórico</sub>	L <sub>f,ensaio</sub> (CM)	L <sub>f,ensaio</sub> / L <sub>f,teórico</sub>	Média
VT 06 V1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 06 V2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 08 V1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 08 V2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 12 V1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	_
VT 12 V2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
VT 16 V1	0,2725	0,0145	4,3061	3,8380	2,3132	19,29	0,8510	2,72	11,70	0,61	0.62
VT 16 V2	0,2645	0,0145	3,9242	3,5050	2,1126	19,29	0,8510	2,48	12,24	0,63	0,02
VT 20 V1	0,3090	0,0145	3,5808	3,2258	1,8319	22,72	0,6135	2,99	13,15	0,58	0.56
VT 20 V2	0,3195	0,0145	4,1217	3,6971	2,0995	22,72	0,6135	3,42	12,28	0,54	0,00
VT 25 V1	0,2800	0,0145	3,7535	3,3636	1,8313	27,22	0,8581	2,13	18,63	0,68	0.66
VT 25 V2	0,2820	0,0145	4,3165	3,8506	2,0964	27,22	0,8581	2,44	17,42	0,64	0,00
VT 30 V1	0,3295	0,0145	3,8113	3,4329	1,8237	31,87	0,6259	2,91	18,67	0,59	0.60
VT 30 V2	0,3380	0,0145	3,5237	3,1878	1,6935	31,87	0,6259	2,71	19,38	0,61	0,00

pp - peso próprio; PD - peso do dispositivo de ensaio; Funa - força que provoca flambagem de algum fio da treliça ou ruptura de um nó soldado; V<sub>errado</sub> - força cortante de ensaio; N<sub>errado</sub> - força normal em uma diagonal;  $\ell_{titeórco}$  - comprimento de flambagem teórico; N<sub>teórico</sub> - força normal teórica; ef encolo - comprimento efetivo de flambagem; Média - valor médio do quociente ef encolo/ef, teórico para as vigotas de mesma altura.

de momento resistente e de comprimento de flambagem calculados de acordo com o procedimento indicado no item 4.2.1.

A Tabela 9, relativa a flambagem das diagonais, além de comprimentos de flambagem, indica valores de força cortante e de força normal nas diagonais, obtidos com informações apresentadas no item 4.2.2.

#### 4.2.1 Ensaio de cisalhamento com ruína por flambagem do banzo superior

#### a) Momento resistente

O momento resistente de ensaio ( $M_{\it ensaio}$ ) foi determinado pela Equação 18.

$$M_{ensaio} = (PD + F_{ruina}) \times \frac{570}{22} + \frac{pp \times 93}{22} = P_{CR\,ensaio}\,h$$
 (18)

PDé o peso do dispositivo de ensaio;  $F_{\it ruina}$  força que provoca ruína; pp o peso próprio;  $F_{\it CR,ensaio}$ a carga crítica que provoca flambagem; h a altura da vigota.

#### b) Comprimento de flambagem

O comprimento efetivo de flambagem relativo ao ensaio (  $\ell_{f,ensaio}$  ) foi calculado usando as Equações 19 a 21.



$$M_{ensaio} = \frac{\pi^2 . E_s . I_{BS}}{\ell_{f,ensaio}^2} . h$$
<sup>(20)</sup>

$$\ell_{f,ensaio} = \sqrt{\frac{\pi^2 . E_s . I_{BS}}{M_{ensaio}}} h$$
(21)

 $P_{\it CR,ensaio}$ é a carga crítica que provoca flambagem;  $E_s\,$  o módulo de elasticidade do aço, com o valor considerado de 21000 kN/cm<sup>2</sup>;  $I_{RS}$ o momento de inércia da seção transversal do fio superior;  $M_{{\it ensaio}}$ o momento máximo relativo ao ensaio; h a altura da vigota.

## 4.2.2 Ensaio de cisalhamento com ruína por flambagem das diagonais a) Força cortante

A força cortante de ensaio (  $V_{\it ensaio}$  ) é determinada pela Equação 22.

$$V_{ensaio} = (PD + F_{ruina}) \times \frac{19}{22} + \frac{pp \times 43}{110}$$
 (22)

PD é o peso do dispositivo de ensaio;  ${\cal F}_{\it ruina}$  a força máxima aplicada; p o peso próprio.

b) Força normal em uma diagonal

Para calcular a força normal de ensaio em uma diagonal (  $N_{\it ensaio}$  ) foi utilizada a Equação 237.

$$N_{ensaio} = \frac{V_{ensaio} \,\ell_{f,teórico}}{2.h} \tag{23}$$

 $V_{ensaio}$  é a força cortante de ensaio;  $\ell_{f,te{oricq}}$  o comprimento teórico de flambagem da diagonal (Equação 9); h a altura da vigota. c) Comprimento de flambagem

O comprimento efetivo de flambagem ( $\ell_{f,\textit{ensaio}}$ ) é determinado pelas Equações 24 e 25.

$$P_{CR,ensaio} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_D}{\ell_{f,ensaio}^2} = N_{ensaio}$$
(24)

$$\ell_{f,ensaio} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_D}{N_{ensaio}}}$$
(25)

 $I_D$ é o momento de inércia da seção transversal dos fios das diagonais;  $E_s$  o módulo de elasticidade do aço, admitido com o valor de 21000 kN/cm²;  $N_{\it ensaio}$  a força normal de ensaio em uma diagonal.

Observa-se na Tabela 8 que o comprimento efetivo de flambagem obtido no ensaio para o fio superior é menor que a distância de 20 cm entre os nós. Isto é explicado pela rigidez que os nós soldados proporcionam ao banzo superior. Em um cálculo teórico, esses nós são considerados como articulações perfeitas.

Na Tabela 9, nota-se que a sapata de concreto oferece uma rigidez adicional às diagonais, diminuindo o comprimento efetivo de flambagem obtido pelo ensaio. Novamente nota-se que o nó soldado, com deficiência de acabamento na treliça de 25 cm de altura, gerou um comprimento de flambagem relativo maior que o da treliça de 30 cm.

## 4.3 Aplicação dos resultados

Como comentado no item 1, na montagem de laje treliçadas, há um espaçamento entre as linhas de escora. Conforme indicado, o principal objetivo deste trabalho é fornecer informações para o cálculo do espaçamento máximo que pode ser usado.

A posição das linhas de escora define um esquema estático da vigota, em que cada linha pode ser simulada como um apoio simples, como ilustrado na Figura 20. Com esse esquema estático são obtidos momentos fletores e forças cortantes, devidos ao peso próprio da vigota, peso do concreto fresco, peso do enchimento da laje, dos operários e dos equipamentos utilizados nas fases de montagem e de concretagem. Esses esforços devem ser resistidos pelas vigotas, como já foi comentado.

Os esforços resistentes da vigota treliçada são função dos comprimentos de flambagem dos fios que compõem a treliça. Esses comprimentos de flambagem foram determinados nos ensaios. Portanto, a aplicação dos resultados dos ensaios consiste em encontrar o momento resistente e a força cortante resistente de cada vigota.

Os modos de ruína observados nos ensaios foram: flambagem do fio superior por efeito de momento fletor positivo; flambagem das







diagonais devida à força cortante e ruptura da solda em um nó, também por efeito da força cortante. Na sequência são determinadas equações para obter momentos resistentes e forças cortantes relativas à flambagem das diagonais e ruptura da solda.

# 4.3.1 Flambagem do banzo superior devida a momento fletor

Figura 21 – Esquema de forças internas de uma vigota solicitada por momento fletor positivo

O momento resistente de cálculo ( $M_{d,res}$ ) e o comprimento efetivo de flambagem ( $\ell_{f,ensaio}$ ) são calculados utilizando as Equações 26 a 29:

$$M_{d,res} = P_{CR}.h$$
(26)
$$P_{CR} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{BS}}{\ell_{f,ensaio}^2}$$
(27)
$$M_{d,res} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{BS}}{\ell_{f,ensaio}^2} h$$
(28)

$$\ell_{f,ensaio} = \ell_{f,teórico} . Média = 20. Média$$
 (29)

 $P_{\rm CR}$ é a carga crítica de flambagem do banzo superior; h a altura da treliça;  $E_{\rm s}$  o módulo de elasticidade do aço, admitido com valor de 21000 kN/cm²;  $I_{\rm BS}$ o momento de inércia da seção transversal do fio superior e  $M\acute{e}dia$  o valor indicado na última coluna da Tabela 8. A segurança é garantida quando respeitada a condição:

$$M_{d,res} \ge M_{Sd}$$
 (30)

 $M_{\rm Sd}$  é o momento solicitante de cálculo.

#### 4.3.2 Flambagem das diagonais devida à força cortante

A Figura 22 ilustra o esquema de forças internas de uma vigota submetida a força cortante.

O valor da força normal ( N ) de compressão em uma diagonal é dado pela Equação 31.

$$N = \frac{V_{Sd} \cdot \ell_{f,teórico,D}}{2.h}$$
(31)

 $V_{\rm Sd}$ é a força cortante solicitante de cálculo;  $\ell_{f,teórico,D}$  o comprimento teórico de flambagem da diagonal, dado pela Equação 9; e h é a altura da treliça.

A força normal crítica  $(P_{_{C\!R,D}})$  de flambagem de uma diagonal é dada pelas Equações 32 e 33.

$$P_{CR,D} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_D}{\ell_{f,ensaio}^2}$$
(32)

$$E_s$$
 é o módulo de elasticidade do aço, admitido com valor de 21000 kN/cm²;  $I_D$  o momento de inércia da seção de cada barra diagonal;  $\ell_c$  arrais o comprimento efetivo de flambagem;  $\ell_{\rm correction}$  o

21000 kN/cm²;  $I_D$  o momento de inércia da seção de cada barra diagonal;  $\ell_{f,ensaio}$  o comprimento efetivo de flambagem;  $l_{\rm f,teórico}$  o comprimento teórico de flambagem e *Média* o valor indicado na última coluna da Tabela 9.

A segurança é garantida quando respeitada a condição:

 $\ell_{f,ensaio} = \ell_{f,feorico,D}$ . Média

$$P_{CR,D} \ge N \tag{34}$$

## 4.3.3 Ruptura da solda

A força cortante ( V ) relativa à resistência da solda do nó superior da treliça deve atender à Equação 35, adaptada da ABNT NBR 14862:2002 [3].



Sendo  $V_{Sd}$  a força cortante solicitante de cálculo na fase transitória, a segurança está garantida quando for respeitada a condição:



#### 4.3.4 Cálculo do deslocamento

Na fase transitória, é recomendável que o deslocamento máximo da vigota seja menor que o valor do vão dividido por 500 ( $\ell/500$ ). Os valores do produto de rigidez (EI) devem ser calculados como mostra a Equação 37, utilizando as Equações 3, 15 e 16.

$$(EI) = (EI)_{teórico} . Média = E_{cs} . I_H . Média$$
(37)

 $E_{\rm CS}$ é o módulo de elasticidade secante do concreto, calculado com a resistência característica  $f_{\rm ck}$ ;  $I_{\rm H}$ o momento de inércia da seção homogeneizada; e  $M\acute{e}dia$  o valor indicado na última coluna da Tabela 7.

## 4.3.5 Exemplo de aplicação

Este exemplo considera as equações apresentadas nos itens 4.3.1 a 4.3.4. O objetivo é determinar o máximo vão ( $\ell$ ) entre dois apoios para a vigota TR 16 745.

## a) Dados do exemplo

(33)

A Figura 23 ilustra o esquema estático da vigota. Foi adotada uma capa de concreto de 5 cm, intereixo principal de 49 cm e intereixo transversal de 129 cm. A largura da nervura é de 9 cm e o enchimento é de poliestireno expandido (EPS), conforme ilustra a Figura 24. O concreto da sapata da vigota foi admitido com  $f_{ck} = 35 MPa$ .

p é o carregamento total uniformemente distribuído; g o carregamento permanente (inclui o peso próprio da vigota, enchimento e concreto fresco lançado sobre a laje); q o carregamento variável (inclui trabalhadores e equipamentos para concretagem).

#### b) Carregamento

Com as características indicadas, atua na laje um carregamento permanente de 2,23 kN/m<sup>2</sup>. É adotado um carregamento variável de 1,50 kN/m<sup>2</sup>.

O carregamento para as verificações de Estado Limite Último (ELU) é considerado com os coeficientes de majoração para combinação de ações de construção, indicados na ABNT NBR 6118 [10] (Equação 38).

$$p_d = 0,49.(2,23.1,3+1,50.1,2) = 2,30kN / m.vigota$$
 (38)

No entanto, o carregamento para verificação de deformação excessiva no Estado Limite de Serviço (ELS) é indicado na





Equação 39, para combinação quase permanente de ações.

$$p_{d,ser} = 0,49.(2,23+1,50.0,4) = 1,39kN/m.vigota$$
 (39)

#### c) Esforços Solicitantes no ELU

Para a vigota isostática, os valores dos esforços são (Equação 40):

$$M_{Sd} = \frac{p_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{0.023 \cdot \ell^2}{8} = 2.875 \times 10^{-3} \cdot \ell^2 (kN.cm / vigota)$$

$$V_{Sd} = \frac{p_d \cdot \ell}{2} = \frac{0.023 \cdot \ell}{2} = 11.5 \times 10^{-3} \cdot \ell (kN / vigota)$$
(40)

 $\ell$  é o vão procurado, em centímetros.

d) Flambagem do fio superior devida a momento fletor (ELU) Esta verificação utiliza as equações do item 4.3.1. Pela Equação 29 determina-se  $\ell_{f,ensaio}$  (Equação 41), na qual o valor da *Média* é obtido na Tabela 5, para a treliça TR16745.

$$\ell_{f,ensaio} = \ell_{f,teórico} Média = 20.0,89 = 17,80cm$$
 (41)

O momento resistente de cálculo é calculado com a Equação 28, resultando (Equação 42):

$$M_{d,res} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{BS}}{\ell_{f,ensaio}^2} \cdot h = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot (\pi \cdot 0.7^4 / 64)}{17,80^2} \cdot 16 = 123,36 \text{ kN.cm/ vigota}$$
(42)

O valor máximo de  $\ell$  nessa verificação de flambagem é dado pela Equação 43, utilizando-se a condição:

$$M_{d,res} \ge M_{Sd}$$

$$123,36 \ge 2,875 \times 10^{-3}.\ell^{2}$$

$$\ell \le 207,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Valor 01}$$
(43)

e) Flambagem das Diagonais Devida a Força Cortante (ELU) Esta verificação é feita com as equações do item 4.3.2. O valor de  $\ell_{f,ensaio}$  é determinado pela Equação 33, com o valor da *Média* obtido na Tabela 9, para a treliça TR16 745 (Equação 44).

$$\ell_{\rm f, ensaio} = \ell_{\rm f, teórico, D}$$
. Média = 19,29. 0,62 = 11,96 cm (44)

A força normal crítica  $(P_{\rm CR,D})$  que provoca flambagem das diagonais é dada pela Equação 32, sendo o resultado indicado na Equação 45.

$$P_{CR,D} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_D}{\ell_{f,ensaio}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 21000 \ (\pi \cdot 0.42^4 / 64)}{11.96^2} = 2,21 \ \text{kN}$$
 (45)

O valor da força normal de compressão ( N ) na diagonal é dado pela Equação 31, e o resultado é indicado na Equação 46.

$$N = \frac{V_{sd} \ell_{f,teórico,D}}{2.h} = \frac{11.5 \cdot 10^{-3} \ell \cdot 11.96}{2 \cdot 16} = 4.30 \cdot 10^{-3} \ell (kN)$$
 (46)

Nessa verificação de flambagem das diagonais, o valor máximo de  $\ell$  é dado pela Equação 47, utilizando-se a condição:

$$P_{CR,D} \ge N$$

$$2,21 \ge 4,30 \times 10^{-3}.\ell$$

$$\ell \le 514,18 \text{ cm} \Rightarrow \text{Valor } 02$$
(47)

#### f) Ruptura da Solda (ELU)

A máxima força cortante que pode ser aplicada na vigota para que não haja ruptura da solda do nó superior é dada pela Equação 35, item 4.3.3. O resultado é indicado na Equação 48.

$$V = \frac{15.\pi.\phi_{BS}^2.h}{4.\ell_{no}} = \frac{15\ \pi\ 0.7^2.16}{4.20} = 4,62\ kN$$
 (48)

A segurança é garantida quando for respeitada a condição:



## g) Estado Limite de Deformação Excessiva (ELS)

Para determinar a flecha, é necessário calcular o produto de rigidez efetivo da vigota, conforme a Equação 37, na qual o valor da *Média* é obtido na Tabela 7, para a vigota TR16745. A Equação 50 ilustra esse cálculo, considerando o módulo de elasticidade secante do concreto  $E_{\rm CS}$  obtido com a Equação 2, e o momento de inércia da seção homogeneizada  $I_{\rm H}$ , com a Equação 16.

(EI) = 
$$E_{cs}I_{H}$$
.Média = 2816,05.674,58.0,66 = 1253769,67 kN.cm<sup>2</sup> (50)

O máximo deslocamento dessa vigota ocorre no meio do vão  $\ell$  Conforme a Mecânica Clássica, seu valor é dado por (Equação 51):

Flecha = 
$$\frac{5 \text{ p} \ell^4}{384 \text{ EI}} = \frac{5 \cdot 0,0139 \ell^4}{384.1253769,67} = 1,44 \cdot 10^{-10} \ell^4 \text{ (cm)}$$
 (51)

O estado limite de deformação excessiva é verificado quando for atendida condição:

Flecha<sub>limite</sub> 
$$\geq$$
 Flecha  

$$\frac{\ell}{500} \geq 1,44 \times 10^{-10}.\ell^{4}$$

$$\ell \leq 240,18 \text{ cm} \Rightarrow \text{Valor 04}$$
(52)

### h) Vão máximo

Observando-se os quatro valores obtidos para  $\ell$ , verifica-se, nas condições deste exemplo, que o máximo é o relativo à flambagem do fio superior. Portanto, o máximo vão que pode ser utilizado neste caso é 207,14 cm.

# 5. Conclusões

Como explicado no item 1, as lajes treliçadas são compostas por elementos independentes (vigotas treliçadas e elementos de enchimento), dispostos de maneira a formar um painel que, ao receber uma camada de concreto, passa a agir como um sistema único.

Durante a montagem dessa estrutura, devem ser colocadas linhas de escora que garantam o posicionamento desses elementos, mesmo quando estrutura é submetida a cargas, tais como: peso da capa de concreto, movimento de trabalhadores, de equipamentos etc.

O objetivo deste trabalho foi fornecer dados úteis para o cálculo da distância econômica entre as linhas de escora, que garanta segu-

rança para os operários durante a construção da laje e resulte em uma estrutura sem patologias de execução.

Para isso, foi necessário realizar ensaios de vigotas treliçadas em laboratório, a fim de verificar o real comportamento desses elementos, quando submetidos a carregamento.

Foi verificado que, tanto para os ensaios de flexão quanto os de cisalhamento, as vigotas com altura inferior a 20 cm tiveram ruína por flambagem do banzo superior, enquanto que para alturas maiores, a ruínaocorreuporflambagemdasdiagonais, comexceçãodavigotade 25 cm, que apresentou ruptura da solda.

Ao analisar as Tabelas 5 e 8, conclui-se que as vigotas mais baixas apresentaram comprimentos de flambagem do banzo superior menores que a distância de 20 cm entre os nós. Portanto, esses nós contribuíram com a rigidez do banzo superior.

De modo semelhante, com as Tabelas 6 e 9, percebe-se que a sapata de concreto fornece uma rigidez adicional às diagonais, diminuindo o comprimento efetivo de flambagem obtido nos ensaios.

Os comprimentos de flambagem obtidos nos ensaios serviram para calcular a máxima força de compressão que pode ser resistida pelos respectivos fios de aço da treliça. Com essa força resistente máxima à compressão, determinou-se o momento resistente e a força cortante resistente de cada vigota.

Em lajes treliçadas com qualquer distância entre as linhas de escora, são gerados momentos fletores e forças cortantes. Esses esforços solicitantes devem ser menores que os resistentes. O momento resistente é sempre igual para vigotas de mesma altura e os mesmos diâmetros dos fios, pois o comprimento de flambagem é constante para eles. Esse comprimento de flambagem foi definido e calculado nos ensaios.

A flecha é determinada pela linha elástica da vigota, que depende do esquema estático e da distância entre as linhas de escora.

Para calcular a flecha, foi necessário determinar um produto de rigidez (EI) que representa o que realmente ocorre em uma vigota treliçada, uma vez que o valor teórico de El não pode ser utilizado, pois o material não é elástico nem linear e homogêneo, como admite a Mecânica Clássica.

Sendo assim, no ensaio determinou-se o valor real de El para a vigota, o qual foi utilizado para calcular a flecha na fase transitória de montagem e de concretagem da laje. Deve-se ressaltar que essa flecha precisa ser menor que l/500, valor limite para aceitabilidade visual, de acordo com a ABNT NBR 6118:2007 [10], na verificação do estado limite de serviço relativo a deformação excessiva.

O exemplo detalhado no item 4.3.5 demonstra a aplicabilidade dos resultados e das equações indicadas neste artigo. Verifica--se que o cálculo apresentado é simples e de fácil programação computacional.

Esta pesquisa não encerra o assunto e, portanto, mais ensaios devem ser feitos para refinar os resultados e analisar vigotas com fios de outros diâmetros.

# 6. Referências

- [01] BOUNASSAR, J. Elaboração de normas: projeto, fabricação e execução de lajes mistas pré-moldadas. Coletânea Habitare, Paraná, v. 3, p. 79-109, 1997.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480. Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Rio de Janeiro. ABNT: 1996.

- [03] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14862. Armaduras treliçadas eletrossoldadas – requisitos. Rio de Janeiro. ABNT: 2002.
- [04] GASPAR, R. Análise da segurança estrutural das lajes pré-fabricadas na fase de construção. São Paulo, 1997. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [05] DROPPA JÚNIOR, A. Análise estrutural das lajes formadas por elementos pré-moldados tipo vigota com armação treliçada. São Carlos, 1999. 177f.
   Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)
   – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- [06] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14860-1. Laje pré-fabricada – Pré-laje – requisitos – Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro. ABNT: 2002.
- [07] TERNI, A. W.; MELÃO, A. R.; OLIVEIRA, L. E. A utilização do método dos elementos finitos na análise comportamental da laje treliçada na fase construtiva. Congresso Brasileiro do Concreto, 50. IBRACON. Salvador, 2008.
- [08] CARVALHO, R. C.; PARSEKIAN, G. A.; FIGUEIREDO FILHO, J. R.; MACIEL, A. M. Estado da arte do cálculo das lajes pré-fabricadas com vigotas de concreto. Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-moldado, 2. EESC – USP. São Carlos, 2010.
- [09] FUSCO, P. B. Tecnologia do concreto estrutural. 1. ed. PINI. São Paulo, 2008.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro. ABNT: 2007.



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

# Influence of stone cutting waste and ground waste clay brick on the hydration and packing density of cement pastes

# Influência de resíduos de corte de rochas e de blocos cerâmicos moídos na hidratação e no empacotamento de pastas cimentícias



C. A. A. ROCHA <sup>a</sup> camilaabelha@coc.ufrj.br

> G. C. CORDEIRO <sup>b</sup> gcc@uenf.br

R. D. TOLEDO FILHO <sup>a</sup> toledo@coc.ufrj.br

# Abstract

The present work aims to study the replacement of Portland cement (PC) by stone cutting waste (SW) and ground waste clay brick (BW) in binary and ternary pastes. Thermogravimetry and differential thermal analysis tests were carried out at various ages in order to investigate the development of the cement hydration reactions in the presence of those wastes. The packing density was calculated in accordance with the Compressible Packing Model to understand the physical effect of those wastes. Compressive strength tests were also performed and the results were related to hydration and packing. Considering the substitution levels studied, the results indicated that the use of SW in the binary mixture accelerated the hydration reactions, and the particles packing density and compressive strength were maintained. The use of BW in the binary mixture caused a small acceleration in the hydration reactions and there was an indication of pozzolanic activity, although the compressive strength was reduced in comparison with the reference paste. In the ternary mixture, the combined effect of both wastes resulted in the maintenance of compressive strength for cement replacement content of 30%.

Keywords: stone cutting waste, ground waste clay brick, cementitious pastes, thermal analysis, packing density, compressive strength.

# Resumo

O presente trabalho teve por objetivo estudar a substituição do cimento Portland (CP) por resíduos de corte de rochas (RCR) e de blocos cerâmicos moídos (RBC) em pastas binárias e ternárias. Ensaios de termogravimetria e de análise térmica diferencial foram realizados em várias idades com a finalidade de investigar a evolução das reações de hidratação de cimento em presença dos resíduos. Para compreender o efeito físico dos resíduos foi calculada a densidade de empacotamento de acordo com o Modelo de Empacotamento Compressível. Ensaios de resistência à compressão também foram realizados e os resultados foram relacionados com a hidratação e o empacotamento. Considerando os níveis de substituição estudados, os resultados indicaram que a utilização do RCR na mistura binária acelerou as reações de hidratação, e a densidade empacotamento das partículas e a resistência à compressão foram mantidas. A utilização do RBC na mistura binária provocou uma pequena aceleração nas reações de hidratação e houve indícios de atividade pozolânica, embora a resistência à compressão tenha reduzido em comparação com a referência. Na mistura ternária, o efeito conjunto de ambos os resíduos acarretou a manutenção da resistência à compressão para um teor de substituição de cimento de 30%.

Palavras-chave: resíduo de corte de rochas, resíduo de blocos cerâmicos, pastas cimentícias, análise térmica, densidade de empacotamento, resistência à compressão.

Received: 01 Nov 2012 • Accepted: 04 Jul 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

Institute Alberto Luiz Coimbra of Graduate and Engineering Research - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil 21941-972
 Center for Science and Technology, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, RJ, Brasil 28013-602

# 1. Introduction

The Portland cement industry is characterized by an intense energy consumption and responsible for about 7% of the total emission of anthropogenic  $CO_2$  in the world [1,2]. Thus, many studies have been conducted in search of alternatives to reduce the environmental impact linked to the cement industry. Among the measures that can be taken to reduce the environmental problems, is to partially replace the cement by industrial waste, such as blast furnace slag, fly ash, silica fume, rice husk ash and sugar cane bagasse ash [3-5]. The incorporation of waste in cementitious matrices reduces the consumption of cement, and helps to diminish environmental and economic problems associated with the final disposal of the waste.

The present paper investigates the effect of the partial cement replacement by stone cutting waste (SW) and ground waste clay brick (BW). Previous studies have classified wastes similar to SW as an addition chemically inert [6-8]. The use of this type of waste, in small amounts, resulted in an acceleration of hydration reactions at early ages, and did not affect the compressive strength and the Young's modulus [6-8]. The filler effect of this waste was responsible for this behavior.

Works with inert additions, such as quartz powder [9-10], limestone [10-13], rutile [14] and alumina [9], showed that the use of these materials promotes three main physical effects in cementitious systems. Two of these effects are cement dilution and modification of the spatial arrangement of the particles in the mixture and are a direct consequence of the substitution level. The third effect is the heterogeneous nucleation that is related to the surface area of the addition and, consequently, with the increasing of sites for hydration products of the cement.

The dilution effect is a consequence of the replacement of part of the cement by the same quantity of a mineral additive. Less cement implies a smaller amount of hydrated products and a lower compressive strength compared to the reference mixture [9-15]. The effect on the particles packing depends on the size, shape and texture of grains, and cement replacement content and it is related to the initial porosity of the mixture [15-16]. The heterogeneous nucleation is a physical process that leads to a chemical activation of cement hydration and is related to the hydrates nucleation on the outside of the mineral particles. It causes an accelerated cement hydration with an increase in compressive strength at a determined moment. According to several authors [9,15,17], the nucleation phenomenon is most pronounced when the specific surface of the additive and the percentage of cement replacement are increased.

As regards to the BW, studies showed that besides the physical effect, the material also has a chemical effect and can be considered a pozzolan [18-22]. Pozzolans are materials when finely divided and in the presence of water are capable of reacting chemically with calcium hydroxide (CH) to form compounds with cementitious properties. The main active phases of pozzolans are silica (SiO<sub>2</sub>) and alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) amorphous [23-24]. The hydration products formed by the pozzolanic reactions are: calcium silicate hydrate, calcium aluminate hydrate and calcium alumino-silicate hydrates [24].

The pozzolanic reaction increases the compressive strength of cement-based materials by CH conversion leading to stronger products and to a pore refinement. The effect is observed after a few days up to several months, depending mainly on the amount and solubility of the amorphous silica/alumina in the material [15]. The BW is considered a pozzolan of a low activity by reduced specific surface and low content of vitreous phase [22]. O'Farrell *et al.* [18] and Toledo Filho *et al.* [20] found that the replacement of up to 20% of Portland cement by BW in mortars promoted the maintaining or slight decrease in compressive strength and Young's modulus.

Recent works have shown that a combination of appropriate contents of a filler and a pozzolan can positively affect the mixture [12-13,15,25-27]. In other words, the filler improves the strength at early ages by the hydration reaction acceleration and the pozzolan contributes at older ages due to the pore refinement. The use of ternary mixtures can enable more efficient use of waste without compromising the mechanical properties of the cementitious product.

In this scope, this paper presents as objective to study two binary and one ternary mixtures containing SW and BW as partial replacement of the cement. The cement content selected for the replacement was 10% for SW and 20% for BW in binary and ternary mixtures. Thermal analyses (thermogravimetry and differential thermal analysis) were used to investigate the evolution of hydration reactions and pozzolanic activity of the waste. The packing density of the mixtures was determined according to the Compressible Packing Model, proposed by De Larrard [28]. In addition, the strength properties of the pastes were determined at ages of 7 and 28 days and were correlated with the hydration and packing of the pastes.

# 2. Materials and methodology

# 2.1 Materials characterization

For the production of the pastes Class G Portland cement (PC) [29], SW, BW, superplasticizer additive based on chains of modified poly carboxylic ether (aqueous solution containing 32.6% of solids), and deionized water were used. The stone waste used in



Table 1 – Chemical composition (wt.%) and physical properties of SW, BW and PC								
Compound	SW	BW	PC					
\$iO <sub>2</sub>	64.9	45.2	18.0					
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	17.0	36.8	4.1					
K <sub>2</sub> O	9.3	8.6	0.5					
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.7	2.2	5.4					
CaO	3.0	0.5	67.4					
SO₃	1.5	1.7	3.7					
Loss on ignition	0.6	5.1	0.8					
Density (kg/m³)	2.72	2.55	3.23					
Virtual packing density	0.55	0.42	0.55					
D <sub>50</sub> * (μm)	8.2	13.7	17.0					
* 50% passing size in the cumulat	ive distributi	on.						

this work was generated during the cutting of blocks from mylonite gnaise, collected from a sedimentation tank of a plant in Santo Antônio de Pádua/RJ-Brazil. After collection, the waste was dried in a ventilated oven at 110° C and then disaggregated in a ball mill Pavitest for 20 min (600 RPM). The clay brick waste was collected from four ceramic industries in Campos dos Goytacazes/RJ-Brazil. After the homogenization, the material was triturated in a jaw crusher Pulverisette 1 Fritsch type, and then ground in a Pavitest ball mill for 1 hour (1,800 RPM).

The particle size distribution of the materials was measured by a laser diffraction particle size analyzer Mastersizer 2000 (Malvern Instruments). The granulometric curves of the SW, BW and cement are presented in Figure 1. The SW was the material that presented a finer grain size, followed by PC and BW. Table 1 shows the main physical characteristics and chemical composition of SW, BW and PC. The density was determined in a gas pycnometer (Micromeritics AccuPyc 1340). The virtual packing density of the





materials was determined from water demand test according to the procedures suggested by de Larrard [28]. The chemical composition was determined by X-ray fluorescence spectrometer (Shimadzu EDX-720).

The mineralogical composition was determined on a BRUKER diffractometer, model D8 FOCUS with copper radiation (Cuk $\alpha$ ,  $\lambda$  = 1.5418 Å). Figure 2 shows the X-ray diffraction pattern presented by SW, where the crystalline phases identified are typical of gneiss. Figure 3 shows the X-ray diffraction pattern of BW, where the main crystalline phases found were quartz, microcline and kaolinite. Figure 4 presents the thermogravimetry (TG) and the derivative thermogravimetry (DTG) curves of PC, SW and BW. In this case, it is observed that the BW mass losses occurred at around 468° C, that corresponds to the transformation of kaolin into metakaolin, which shows that the firing process of the ceramic material was not sufficiently effective to promote the complete dehydroxylation of the clay mineral [30].



IBRACON Structures and Materials Journal • 2013 • vol. 6 • nº 4

# 2.2 Mix design and production of the pastes

Four pastes with water-cementitious materials ratio of 0.47 and different contents of replacement cement mass were designated as follows: reference paste with cement and water (RF-PC); paste with 10% cement replacement by SW (SW-PC); paste with 20% of cement replacement by BW (BW-PC); and ternary paste with 30% of cement replacement, 10% by SW and 20% by BW (SW-BW-PC). The pastes consistency was evaluated by the Kantro method [31], and it was adjusted for 100  $\pm$  10 mm with the use of specific levels of superplasticizer. Table 2 shows the constituents of the pastes.

For the paste production, water and superplasticizer were placed in a mixer, which was rotated initially at a speed of 4,000 RPM. Then, the solids, previously homogenized, were added to the cup in 15 sec. After that, the paste was mixed for another 2 min, left to stand for 4 min and mixed again for 30 sec. Small samples for thermal analysis testing were placed in polypropylene bags immediately after mixing and were cured at 23° C until the moment of conducting the tests. For tests of compressive strength, the pastes were poured into cylindrical molds (50 mm diameter and 100 mm in height) and compacted in two layers with a glass rod with 6 mm diameter for 45 sec in each layer. Then, the molds were covered with plastic wraps and placed in a humid environment. After 24 hours, the specimens were removed from the molds, sealed with plastic wraps and kept under curing in a wet environment with average temperature of 23° C until being tested.

# 2.3 Mechanical properties

The compressive strength of the pastes was evaluated by the failure of 4 specimens for each mixture, at the ages of 7 and 28 days, in a universal testing machine Shimadzu UH-F1000kN with a loading speed of 0.3 mm/min. The axial strain was calculated from the average reading of two electric displacement transducers, fixed lengthwise and diagonally to each other in the central region of the specimen. With the stress-strain curve it was possible to calculate the secant modulus of elasticity. The results of the compressive strength and Young's modulus were statistically analyzed by Analysis of Variance (ANOVA) at 5% probability test followed by Tukey test.

# 2.4 Thermogravimetry and differential thermal analysis

The thermal analyzes were performed in a TA Instruments Q600 SDT equipment with the following experimental conditions: con-

Table 2 – Mix design of the pastes								
Pastes	Prop	ortions of th	e material	s (wt.%)				
T GSTES	PC	SW	BW	SP* (%)				
RF-PC	1.00	-	-	-				
SW-PC	0.90	0.10	-	0.03				
BW-PC	0.80	-	0.20	0.06				
SW-BW-PC	SW-BW-PC 0.70 0.10 0.20 0.10							
* The superplas	ticizer is sp	ecified as the	solid mass.					

stant heating rate of 10° C/min; temperature between 22 and 1000° C, nitrogen flow of 100 mL/min; reference of  $\alpha$ -Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>; sample mass of about 10 mg, and open pan of platinum. The pastes were maintained at 35° C isotherm for 1 hour inside the equipment to liberate the free water. The analyzes were conducted for the raw materials (cement, SW, and BW) and for the different pastes at the ages of 1, 3, 7 and 28 days.

The identification of the formed compounds was performed using the peak temperatures of derivative thermogravimetry (DTG) and differential thermal analysis (DTA) curves. According to the literature [24,32], the typical peaks in DTG and DTA curves in a cement matrix are: ettringite (AFt phase) at 76 to 84° C; calcium silicate hydrate (C-S-H) at 104 to 140° C; calcium alumino silicate hydrate (CASH) at 157 to 163° C; calcium aluminate hydrate (CAH) at 230 to 240° C; portlandite (CH) at 460 to 465° C; and calcite (CČ) at 620 to 645° C.

The quantification of the products formed in the pastes was carried out using temperature ranges in the TG curve. To obtain the mass loss due to dehydration of AFt, C-S-H, CAH and CASH was considered the TG curve in the range from 35° C to the temperature of onset of dehydration of CH. The mass loss due to dehydration of CH and decarbonation of CČ were obtained from the range delimited by their referred peaks in the DTG curve. With the exception of CH and CČ, the mass loss of other hydrated compounds occurs in temperature ranges that may overlap, making it difficult to identify and quantify these phases separately.

With the weight loss obtained in the TG curves quantities of chemically combined water, in calcined basis, were calculated for each paste according to the procedures recommended by Dweck *et al.* [33]. The content of the CH was estimated from the dehydration reaction (Reaction 1) and the content of the CČ was estimated from the descarbonation reaction (Reaction 2).



# 2.5 Packing density

The Compressible Packing Model (CPM) proposed by De Larrard [28] was used to characterize the packing density of the dry granular mixture of the pastes. In this model, the packing of the particles depends on the size, the grain shape and the adopted method of the packing. The CPM allows making the transition from virtual packing density ( $\gamma$ ) to the actual packing density ( $\emptyset$ ) of the mixture, which is in accordance with the energy applied and the placing time of the particles. For the CPM, a coefficient of packing (K) establishes the connection between the virtual packing density and



the actual packing density of a given mixture. The index K is strictly dependent on the protocol adopted for packing of the mixture, and when K tends to infinity, ø tends to  $\gamma$ . For thin materials, K assumes a value of 6.7, since the placing process is the water demand test [28]. The general equation that establishes the correlation between ø and  $\gamma$  is given by:



Where: n is the number of grain classes;  $y_i$  is the volumetric fraction;  $\beta_i$  is the virtual packing density of the *i*th class. It represents the volume of grains contained in a unitary volume, compacted with an ideal energy that corresponds to a maximum virtual packing, and  $\gamma^{(i)}$  is a virtual packing density when *i* is the dominant class. When Equation 2 is used with n=1, it is possible to determine the  $\beta_i$  for the class unit using:



# 3. Results and discussion

## 3.1 Mechanical properties

The typical stress-strain curves of the pastes studied at the ages of 7 and 28 days of curing are presented in Figure 5. Table 3 presents the average values of compressive strength and Young's modulus. The substitution of 10% of PC by SW did not significantly influence the compressive strength in relation to the reference paste at both ages (probability  $\leq$  0.05). For the paste with 20% of replacement of PC by BW, the values of the compressive strength were significantly lower at the ages 7 and 28 days (reductions of 27 and 10%, respectively). Similar results were observed by Toledo Filho *et al.* [20] who studied the replacement of the PC for several levels for

# Table 3 – Average values of compressive strength and Young's modulus of the pastes at ages of 7 and 28 days (coefficients of variation CV are indicated within parentheses)

Pastes	Compressive stren	gth (MPa) - CV (%)	Young's modulus (GPa) - CV (%)
	7 days	28 days	7 days 28 days
RF-PC	31.64 (0.92)	41.33 (1.25)	12.29 (1.08) 14.06 (2.14)
SW-PC	32.04 (5.02)	40.40 (3.07)	14.19 (4.36) 15.56 (2.45)
BW-PC	22.83 (3.82)	37.03 (4.03)	9.38 (3.08) 11.34 (4.25)
SW-BW-PC	26.70 (3.62)	39.66 (2.32)	10.26 (4.08) 13.08 (2.74)



# Influence of stone cutting waste and ground waste clay brick on the hydration and packing density of cement pastes

calcined clay brick waste in concretes and mortars. In the paste SW-BW-PC, at the age of 7 days, there was a reduction of approximately 16% in compressive strength compared to that of the reference paste. At the age of 28 days, there were no significant differences between RF-PC and SW-BW-PC pastes.

In case of the Young's modulus, for the paste BW-PC a significantly reduction was observed in relation to the reference paste at both ages of curing. Gonçalves *et al.* [21] also observed mortars with a higher strain when the cement was partially replaced by ground clay brick and attributed this phenomenon to the lamellar structure of the metakaolin, which favors the strain under load.

Increases in the Young's modulus values were observed at the ages 7 and 28 days of curing for the SW-PC paste, when compared to the reference paste. An increase in the modulus also was verified by Almeida *et al.* [8] who used low levels of rock cutting waste in cementitious matrices. For the SW-BW-PC paste, there was a reduction in modulus compared to the reference paste; however, this decrease was smaller than that of the BW-PC paste. This effect is associated with the combination of two residues, in other words, the use of SW reduced the negative effect of the BW in the modulus. The results for both Young's modulus and compressive strength are consistent with the literature [6-8,18-22].

# 3.2 Thermogravimetry and differential thermal analysis

The results of TG/DTA and DTG of the pastes RF-PC, SW-PC, BW-PC, and SW-BW-PC at the ages of 1, 3, 7 and 28 days of curing are shown in Figure 6. For all pastes three transitions of mass loss in the TG curve were observed. The first transition occurred between 35 and 420° C, the second between 420 and 500° C and a third between 500 and 1000° C. DTG and DTA curves were used

to identify the phases present in each paste. In the paste RF-PC, at 1 day of age, peaks were observed related to the ettringite and the C-S-H (overlapping peaks), and the CH. At 3 days, the CH and C-S-H peaks increased and the peak of AFt decreased, as expected. In the pastes SW-PC at all ages DTG and DTA curve peaks, associated with C-H-S at the first transition and the CH at the second transition, were identified. In the BW-PC paste at the ages of 1, 3 and 7 days peaks associated with C-H-S and CH were identified. In the same paste, at the 28 days age, a peak was also identified, probably related to CASH due to the significant presence of Al<sub>2</sub>O<sub>2</sub> in the chemical composition of the BW (Table 1). The SW-BW-PC paste presented at the ages of 1 and 3 days peaks associated with C-S-H and CH. At the age of 7 days, a peak was related to the CASH. At the age of 28 days, beside the peaks shown in other ages, in the SW-BW-PC paste peaks were identified associated with CAH and CC. In comparing the graphs DTG and DTA, for all pastes containing BW at the age of 28 days, there was a reduction of the intensity of the peak of CH compared to the same pastes of 7 days age, which is an indicative of pozzolanic reactions.

The calculated values of water chemically combined with ettringite, C-S-H, CAH and CASH; with CH; and  $CO_2$  combined with CČ, for all pastes, are presented in Table 4. The RF-PC paste showed, as expected, an increase in the amount of water combined with ettringite, C-S-H, CAH and CASH, and in the amount of CH with increasing age. The SW-PS paste, at the age of 1 day, produced about 12% more CH in relation to the reference paste. At the age of 3 days, there was a reduction of 5% in the amount of CH in relation to the reference paste, and for 7 and 28 days of curing, this reduction increased to 7% and 10%, respectively. As the level of cement replacement of this paste was 10%, it was observed that the residue did not show pozzolanic activity, because the reduction in the amount of CH at 28 days was approximately equal to the

Table 4 – Chemically combined water content with the compounds AFt, C-S-H, CAH and CASH; content of CH and CČ (wt.%)								
Pastes	Age	Combined water with AFt, C-S-H, CASH, CAH (%)	CH (%)	CČ (%)				
	1	6.91	11.10	2.01				
RF-PC	3	7.27	20.52	1.61				
	7	10.31	24.26	1.98				
	28	11.38	26.44	2.88				
	1	4.79	12.53	1.33				
	3	6.59	19.36	1.23				
SW-PC	7	8.73	22.52	1.54				
	28	10.33	23.87	1.38				
	1	3.77	10.33	1.45				
DW D0	3	5.85	14.70	3.08				
BM-PC	7	9.22	18.39	3.81				
	28	10.72	19.66	3.46				
	1	4.07	11.29	2.66				
	3	6.91	15.59	4.12				
2M-RM-DC	7	9.93	16.31	4.61				
	28	10.83	14.78	9.44				

replacement level. The SW interfered only with an acceleration of reactions of hydration in the early ages, which may be attributed to the effect caused by heterogeneous nucleation of fine particles of a waste. The heterogeneous nucleation phenomenon was also observed by Lawrence *et al.* [9] and Cyr *et al.* [15], who have studied the partial replacement of cement by inert additions with average size less than 61  $\mu$ m.

Pastes SW-BW-PC and BW-PC, on the other hand, produced similar amounts of CH in relation to the reference paste, at the age of 1 day, even when containing a smaller amount of cement. This probably happened due to the acceleration in the hydration reactions caused by fine particles of the waste; this effect was less pronounced in the paste containing only BW, because of its smaller amount of fine particles (see Figure 1). At the ages of 3, 7 and 28 days, the paste BW-PC showed reductions of 28%, 24% and 25% of CH content, respectively, in relation to the reference paste. For the SW-BW-PC paste, at the age of 3 days, there was a reduction of 24% of CH in relation to the RF-PC. At the age of 7 and 28 days, the reductions were of 32 and 44%, respectively. In the BW-PC and SW-BW-PC pastes, the reduction in CH content was higher than the level of substitution of cement (20% and 30%, respectively). With this, it was possible to infer that the BW presented pozzolanic activity. For the content of substitution studied in this work, the BW was more reactive in the presence of SW. This fact was also verified by Antoni et al. [27] who studied ternary mixtures with filler and pozzolan. This effect is very complex and can be attributed to acceleration in the hydration reactions caused by SW finer particles that accelerated the consumption of CH by de BW and also by the insertion of additional sites promoted by the SW for the nucleation of hydrated phases.

An analysis can be carried out by calculating the amount of CH in pastes, at the age of 28 days, with respect to the initial mass of cement. In this case, it was observed that the levels of CH calculated for the different pastes were 26% for RF-PC, 26% for SW-PC, 24% for BW-PC and 20% for SW-BW-PC. These numbers show clearly the reduction in CH content when the BW and character inert of the SW were used.

In the case of chemically combined water with AFt, C-S-H, CAH and CASH, for 1 day of curing, the pastes SW-PC, BW-PC and SW-BW-PC presented reductions of 30%, 45% and 41%, respectively, in relation to the RF-PC, which is indicating a change in the hydration kinetics, because these reductions were higher than substitution levels of PC. For 3 and 7 days of curing, the content of chemically combined water has been reduced by 9% and 19% in SW-PC and BW-PC pastes, respectively, compared to RF-PC. These values were approximately equal to the contents of cement replacement in these pastes. In the paste SW-BW-PC, for the two ages, the decrease was only 5% compared to the reference mixture.

At 28 days, the SW-PC paste presented a chemically combined water content of 10% less than the reference paste, which corresponded exactly to the cement replacement level in this paste. The same decrease was observed for the CH. BW-PC and SW-BW-PC presented 5% and 4% of reduction, respectively, in chemically combined water content compared to the RF-PC. As the cement replacement content of these pastes were 20% and 30% respectively, it can be said that part of the CH produced in BW-PC and SW-BW-PC pastes reacted with BW and water to form C-S-H, CASH and CAH. Regarding the CČ, there was an increase in the amount for higher curing times due to carbonation CH, probably during handling of the samples.

# 3.3 Packing density

The RF-PC, SW-PC, BW-PC and SW-BW-PC pastes presented packing densities equal to 0.55, 0.55, 0.52 and 0.53, respectively. From these results it can be stated that the addition of 10% of SW (SW-PC paste) did not modify the packing density of the dry mixture, compared to the reference paste. It is important to note that although the SW had a density lower than the cement, the virtual packing density of the dry mix had not changed for the replacement level observed. This occurred because the values of packing density of the BW and cement were similar. This fact caused that the compressive strength was maintained, since consumption of CH by the SW had not been verified.



The partial replacement of PC by BW (BW-PC paste) reduced the packing density of this paste in relation to the RF-PC. BW and cement have similar granulometric curves (Figure 1), however, the BW has packing density lower than the cement, leading to a reduced packing density of the dry mixture. This behavior, has certainly contributed to reducing the compressive strength of the BW-PC paste as compared to the reference.

In the SW-BW-PC paste, the packing density of the mixture was higher than that of the BW-PC paste, but lower than the reference paste. In this paste a higher consumption of CH was also observed in comparison with the BW-PC paste. Thus, the reduction in packing of the ternary mixture, in relation to the RF-PC, was compensated by the pozzolanic activity of BW, what caused the maintenance of the compressive strength in relation to the reference paste. Maintenance of the compressive strength was also observed by Cyr *et al.* [25], Ghrici *et al.* [26], and Antoni *et al.* [27], who studied the combination of inert and pozzolanic waste.

Figure 7 presents the correlation between the values of the packing density and compressive strength of the studied pastes. As can be seen, for 7 days there was a good linear fit between the packing density and compressive strength ( $R^2 = 94\%$ ). This behavior was similar to that observed for mortars with cement replacement by sugar cane bagasse ash [34]. However, for 28 days the correlation coefficient was 70%, which indicates a contribution of the pozzolanic reactions of BW in the compressive strength of the pastes, as confirmed by the results of thermogravimetry (Table 4). With regards to the influence of packing granular on the hydration of the mixtures, no trend was observed while varying the packing of mixtures from 0.52 to 0.55.

# 4. Conclusions

From the test results, for the replacement level studied, it was concluded that:

- In the paste SW-PC, there was an acceleration effect in the hydration reactions until the age of 7 days, compared to reference paste. At 28 days, there was a reduction in the levels of CH and chemically combined water in the same proportion of cement replacement, which revealed the character inert of the SW. However, the SW-PC paste achieved compressive strength and packing density similar to the reference paste. This behavior can be attributed to the effect filler of the SW;
- In the paste BW-PC, a small acceleration of hydration reactions was also observed at early ages. Reductions in the amount of CH higher than the level of substitution of cement and formation of new phases hydrated (CASH and CAH) also were observed at the age of 28 days. The amount of water combined with AFt, C-S-H, CAH and CASH was reduced to lower levels than cement replacement by BW. The reduction in the amount of CH and the increase in the amount of combined water indicated that the BW had pozzolanic activity. However, the packing density of BW-PC paste was lower than that of the reference paste and a decrease of compressive strength occurred. In other words, the pozzolanic activity was not enough to offset the reduction in the amount of hydrated products and the lower packing density of this mixture;
- In the SW-BW-PC paste, the use of both residues promoted similar resistance as the reference paste at age of 28 days. The SW improved packing density of the pastes and the BW contrib-

uted to the pozzolanic activity. The ternary mixture presented an advantage over the binary mixtures, because the highest level of substitution was used and the mechanical properties were not significantly modified. The use of ternary mixture can allow more efficient use of mineral resources and better use of the waste.

# 5. Acknowledgments

The authors would like to thank FAPERJ, CAPES and CNPq for the financial support and the Laboratory of Civil Engineering at UENF where the grinding of the wastes was carried out.

# 6. References

- [01] MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. Concreto. Microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: IBRACON, 2008, 674 p.
- [02] MALHOTRA, V. M. Introduction: sustainable development and concrete technology. Concrete International, v.24, n.7, 2002, pp. 22.
- [03] MALHOTRA, V. M., MEHTA, P. K. Pozzolanic and cementitious materials, 1<sup>st</sup> ed., Gordon and Breach Publishers: Amsterdam, 1996, 191 p.
- [04] CORDEIRO, G. C., TOLEDO FILHO, R. D., FAIRBAIRN, E. M. R. Use of ultrafine rice husk ash with high-carbon content as pozzolan in high performance concrete. Materials and Structures, v.42, 2009, pp. 983-992.
- [05] CORDEIRO, G. C., TOLEDO FILHO, R. D., FAIRBAIRN, E. M. R. Cinza ultrafina do bagaço de cana-de-açúcar: material pozolânico de alto potencial para países tropicais. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v.3, n.1, 2010, pp. 50-67.
- [06] ALMEIDA, N., BRANCO, F., SANTOS, J. R. Recycling of stone slurry in industrial activities: Application to concrete mixtures. Building and Environment, v.42, n.2, 2007, pp. 810–819.
- [07] CELIK, T., MARAR, K. Effects of crushed stone dust on some properties of concrete. Cement and Concrete Research, v.26, n.7, 1996, pp. 1121-1130.
- [08] ALMEIDA N., BRANCO F., DE BRITO J., SANTOS, J. R. High-performance concrete with recycled stone slurry. Cement and Concrete Research, v.37, n.2, 2007, pp. 210-220.
- [09] LAWRENCE, P., CYR, M., RINGOT, E. Mineral admixtures in mortars – Effect of inert materials on short-term hydration. Cement and Concrete Research, v.33, n.12, 2003, pp. 1939-1947.
- [10] RAHHAL, V., TALERO, R. Early hydration of Portland cement with crystalline mineral additions. Cement and Concrete Research, v.35, n.7, 2005, pp. 1285-1291.
- [11] SOROKA, I., SETTER, N. The effect of fillers on the strength of cement mortars, Cement and Concrete Research, v.7, n.4, 1977, pp. 449-456.
- [12] MENÉNDEZ, G., BONAVETTI, V., IRASSAR, E. E. Strength development of ternary blended cement with limestone filler and blast-furnace slag. Cement and Concrete Composites, v.25, n.1, 2003, pp. 61-67.

- [13] CARRASCO, M. F., MENÉNDEZ, G., BONAVETTI, V., IRASSAR, E. F. Strength optimization of "tailor-made cement" with limestone filler and blast furnace. Cement and Concrete Research, v.35, n.7, 2005, pp. 1324-1331.
- [14] GUTTERIDGE, W.A., DALZIEL, J.A. Filler cement: the effect of the secondary component on the hydration of Portland cement: Part 1. A fine non-hydraulic filler, Cement and Concrete Research, v.20, n.5, 1990, pp. 778-782.
- [15] CYR, M., LAWRENCE, P., RINGOT, E. Mineral admixtures in mortars: Quantification of the physical effects of inert materials on short-term hydration. Cement and Concrete Research, v.35, n.4, 2005, pp. 719-730.
- [16] CORDEIRO, G. C., TOLEDO FILHO, R. D., TAVARES, L. M., FAIRBAIRN, E. M. R. Pozzolanic activity and filler effect of sugar cane bagasse ash in Portland cement and lime mortars. Cement and Concrete Composites, v.30, n.5, 2008, pp. 410-418.
- [17] NEVILLE, A.M. Properties of Concrete, 4th edition, John Wiley & Sons, New York, 1996.
- [18] O'FARRELL, M., WILD, S., SABIR, B. B. Pore size distribution and compressive strength of waste clay brick mortar. Cement and Concrete Composites, v.23, n.1, 2001, pp. 81-91.
- [19] KHATIB, J. M. Properties of concrete incorporating fine recycled aggregate. Cement and Concrete Research, v.35, n.4, 2005, pp. 763-769.
- [20] TOLEDO FILHO, R. D., GONÇALVES J. P., AMERICANO B. B., FAIRBAIRN E. M. R. Potential for use of crushed waste calcined-clay brick as a supplementary cementitious material in Brazil. Cement and Concrete Research, v.37, n.9, 2007, pp. 1357-1365.
- [21] GONÇALVES, J. P. TAVARES L. M., TOLEDO FILHO R.D., FAIRBAIRN E. M. R. Performance evaluation of cement mortars modified with metakaolin or ground brick. Construction and Building Materials, v.23, n.5, 2009, pp. 1971-1979.
- [22] GONÇALVES, J. P. Desenvolvimento e caracterização de concretos de baixo impacto ambiental e contendo argila calcinada e areia artificial. Tese (Doutorado) – Rio de Janeiro, 2005, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, 273 p.
- [23] SABIR, B. B., WILD, S., BAI, J. Metakaolim and calcined clays as pozzolanas for concrete: a review. Cement and Concrete Composites, v.23, n.6, 2001, pp. 441-454.
- [24] TAYLOR, H. F. W. Cement chemistry, 2<sup>nd</sup> ed. London: Thomas Telford, 1997, 459 p.
- [25] CYR, M., LAWRENCE, P., RINGOT, E. Efficiency of mineral admixtures in mortars: Quantification physical and chemical effects of fine admixtures in relation with compressive strength, Cement and Concrete Research, v. 36, n.2, 2006, pp. 264-277.
- [26] GHRICI, M., KENAI, S., SAID-MANSOUR,M. Mechanical properties and durability of mortars and concrete containing natural pozzolana and limestone

blended cements. Cement and Concrete Composites, v. 29, n.7, 2007, pp. 542-549.

- [27] ANTONI, M., ROSSEN, J., MARTINERA, F., SCRIVENER, K. Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone, Cement and Concrete Research, v. 42, n.12, 2012, pp. 1579-1589.
- [28] DE LARRARD, F. Concrete mixture proportioning: a scientific approach. London: E & FN Spon, 1999.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland destinado à cimentação de poços petrolíferos – Requisitos e métodos de ensaios: NBR 9831. Rio de Janeiro, 2006.
- [30] CORDEIRO, G. C., DÉSIR, J. M. Potencial de argila caulinítica de Campos dos Goytacazes-RJ na produção de pozolana para concreto de alta resistência. Cerâmica, v.56, n.337, 2010, pp. 71-76.
- [31] KANTRO, D. L. Influence of water-reducing admixtures on properties of cement paste – A miniature slump test. Cement, Concrete and Aggregates, v.2, n.2, 1980, pp. 95-102.
- [32] CHAIPANICH, A., NOCHAIYA T. Thermal analysis and microstructure of Portland cement-fly ash-silica fume pastes. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, v.99, n.2, 2010, pp. 487-493.
- [33] DWECK, J., CUNHA, A. L. C., PINTO, C. A., GONÇALVES, J. P., BÜCHLER, P. M. Thermogravimetry on calcined mass basis – Hydrated cement phases and pozzolanic activity quantitative analysis. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, v.97, n.1, 2009, pp. 85-89.
- [34] CORDEIRO, G. C., TOLEDO FILHO, R. D., TAVARES, L. M., FAIRBAIRN, E. M. R. Ultrafine grinding of sugar cane bagasse ash for application as pozzolanic admixture in concrete. Cement and Concrete Research, v.39, n.2, 2009, pp. 110-115.



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

# Influence of stone cutting waste and ground waste clay brick on the hydration and packing density of cement pastes

# Influência de resíduos de corte de rochas e de blocos cerâmicos moídos na hidratação e no empacotamento de pastas cimentícias



C. A. A. ROCHA <sup>a</sup> camilaabelha@coc.ufrj.br

> G. C. CORDEIRO <sup>b</sup> gcc@uenf.br

R. D. TOLEDO FILHO <sup>a</sup> toledo@coc.ufrj.br

# Abstract

The present work aims to study the replacement of Portland cement (PC) by stone cutting waste (SW) and ground waste clay brick (BW) in binary and ternary pastes. Thermogravimetry and differential thermal analysis tests were carried out at various ages in order to investigate the development of the cement hydration reactions in the presence of those wastes. The packing density was calculated in accordance with the Compressible Packing Model to understand the physical effect of those wastes. Compressive strength tests were also performed and the results were related to hydration and packing. Considering the substitution levels studied, the results indicated that the use of SW in the binary mixture accelerated the hydration reactions, and the particles packing density and compressive strength were maintained. The use of BW in the binary mixture caused a small acceleration in the hydration reactions and there was an indication of pozzolanic activity, although the compressive strength was reduced in comparison with the reference paste. In the ternary mixture, the combined effect of both wastes resulted in the maintenance of compressive strength for cement replacement content of 30%.

Keywords: stone cutting waste, ground waste clay brick, cementitious pastes, thermal analysis, packing density, compressive strength.

# Resumo

O presente trabalho teve por objetivo estudar a substituição do cimento Portland (CP) por resíduos de corte de rochas (RCR) e de blocos cerâmicos moídos (RBC) em pastas binárias e ternárias. Ensaios de termogravimetria e de análise térmica diferencial foram realizados em várias idades com a finalidade de investigar a evolução das reações de hidratação de cimento em presença dos resíduos. Para compreender o efeito físico dos resíduos foi calculada a densidade de empacotamento de acordo com o Modelo de Empacotamento Compressível. Ensaios de resistência à compressão também foram realizados e os resultados foram relacionados com a hidratação e o empacotamento. Considerando os níveis de substituição estudados, os resultados indicaram que a utilização do RCR na mistura binária acelerou as reações de hidratação, e a densidade empacotamento das partículas e a resistência à compressão foram mantidas. A utilização do RBC na mistura binária provocou uma pequena aceleração nas reações de hidratação e houve indícios de atividade pozolânica, embora a resistência à compressão tenha reduzido em comparação com a referência. Na mistura ternária, o efeito conjunto de ambos os resíduos acarretou a manutenção da resistência à compressão para um teor de substituição de cimento de 30%.

Palavras-chave: resíduo de corte de rochas, resíduo de blocos cerâmicos, pastas cimentícias, análise térmica, densidade de empacotamento, resistência à compressão.

Received: 01 Nov 2012 • Accepted: 04 Jul 2013 • Available Online: 12 Aug 2013

Institute Alberto Luiz Coimbra of Graduate and Engineering Research - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil 21941-972
 Center for Science and Technology, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes, RJ, Brasil 28013-602

# 1. Introdução

A indústria do cimento Portland (CP) é caracterizada por intenso consumo de energia e por cerca de 7% da emissão total de CO<sub>2</sub> antrópico no mundo [1,2]. Assim, inúmeras pesquisas vêm sendo realizadas na busca de alternativas para a redução dos impactos ambientais atrelados à indústria cimenteira. Dentre as medidas que podem ser adotadas para redução dos problemas ambientais, desta-ca-se a substituição parcial de cimento por resíduos industriais, tais como escória de alto-forno, cinza volante, sílica ativa, cinza da casca de arroz e cinza do bagaço de cana-de-açúcar [3-5]. A incorporação de resíduos em matrizes cimentícias, além de reduzir o consumo de cimento, contribui para mitigar problemas ambientais e econômicos associados à disposição final dos resíduos.

Neste contexto, este trabalho estudou a substituição parcial de cimento por resíduos de corte de rochas (RCR) e de blocos cerâmicos moídos (RBC). Estudos prévios classificaram resíduos similares ao RCR como uma adição quimicamente inerte [6-8]. A utilização deste tipo de resíduo, em pequenos teores, provocou aceleração nas reações de hidratação nas primeiras idades e não causou prejuízo à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade [6-8], sendo o efeito fíler do resíduo o responsável por este comportamento.

Trabalhos com adições inertes, tais como pó de quartzo [9-10], calcário [10-13], rutilo [14] e alumina [9], mostraram que o emprego destes materiais promove três efeitos físicos principais em sistemas cimentícios. Dois destes efeitos são a diluição de cimento e a modificação no arranjo espacial das partículas na mistura e são consequência direta do teor de substituição. O terceiro efeito é a nucleação heterogênea, que está relacionada com a superfície específica da adição mineral e, consequentemente, com o aumento de sítios para os produtos de hidratação do cimento.

O efeito de diluição é uma consequência da substituição de parte do cimento pela mesma quantidade de um aditivo mineral. Menos cimento implica em uma menor quantidade de produtos hidratados e uma resistência à compressão mais baixa comparada à mistura de referência [9-15]. O efeito no empacotamento das partículas depende do tamanho, da forma e da textura dos grãos e do teor de substituição de cimento, e está relacionada com a porosidade inicial da mistura [15-16]. A nucleação heterogênea é um processo físico que conduz a uma ativação química da hidratação do cimento e está relacionado com a nucleação de hidratos na parte externa de partículas minerais. Uma vez que a nucleação heterogênea conduz à aceleração da hidratação do cimento, o seu efeito em um determinado momento é um aumento na resistência à compressão. Segundo diversos autores [9,15,17], o fenômeno de nucleação é mais pronunciado guando a superfície específica do aditivo e a porcentagem de substituição de cimento são maiores. No que refere ao RBC, pesquisas mostraram que, além do efeito físico, o material possui também um efeito químico e pode ser considerado uma pozolana [18-22]. Pozolanas são materiais que quando finamente divididos e na presença de água são capazes de reagir quimicamente com o hidróxido de cálcio (CH) para formar compostos que possuem propriedades cimentícias. As principais fases ativas das pozolanas são a sílica (SiO<sub>2</sub>) e alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) amorfas [23-24]. Os produtos de hidratação formados são nas reações pozolânicas são: silicatos de cálcio hidratado, aluminato de cálcio hidratado e sílico-aluminatos de cálcio hidratados [24].

A reação pozolânica aumenta a resistência à compressão de materiais

à base de cimento pela conversão de CH em produtos mais resistentes e pelo refinamento dos poros. O seu efeito é observado depois de alguns dias até vários meses, dependendo principalmente da quantidade e solubilidade da sílica/alumina amorfa no material [15]. O RBC é considerado uma pozolana de baixa atividade pela reduzida superfície específica e baixo teor de fases vítreas [22]. O'Farrell *et al.* [18] e Toledo Filho *et al.* [20] verificaram que a substituição de até 20% de cimento Portland por RBC em argamassas promoveu manutenção ou pequena queda na resistência à compressão e no módulo de elasticidade.

Trabalhos recentes mostraram que a combinação de teores adequados de um fíler e uma pozolana podem proporcionar um efeito positivo à mistura [12-13,15,25-27], ou seja, o fíler melhora a resistência nas primeiras idades por meio da aceleração das reações de hidratação e a pozolana contribui nas idades mais avançadas devido a um refinamento dos poros. O uso de misturas ternárias pode permitir a utilização mais eficiente dos resíduos sem comprometer as propriedades mecânicas do produto cimentício.

Neste escopo, este trabalho apresentou por objetivo estudar duas misturas binárias e uma ternária contendo RCR e RBC como substitutos parciais do cimento. Os teores de substituição do cimento escolhidos foram de 10% RCR e de 20% de RBC em misturas binárias e ternária. Análises térmicas (termogravimetria e análise térmica diferencial) foram utilizadas na investigação da evolução das reações de hidratação e da atividade pozolânica dos resíduos. A densidade de empacotamento das misturas foi determinada de acordo com o Modelo de Empacotamento Compressível, proposto por De Larrard [28]. Além disso, propriedades mecânicas das pastas foram determinadas nas idades de 7 e de 28 dias e foram correlacionadas com a hidratação e o empacotamento das pastas.

# 2. Materiais e métodos

# 2.1 Caracterização dos materiais

Para a produção das pastas utilizou-se cimento Portland classe G (CP) [29], RCR, RBC, aditivo superplastificante com base em cadeia de éter carboxílico (solução aquosa com 32,6% de sólidos)



Tabela 1 – Composição química (% em massa) e propriedades físicas do RCR, do RBC e do CP								
Composto	RCR	RBC	СР					
SiO <sub>2</sub>	64,9	45,2	18,0					
$AI_2O_3$	17,0	36,8	4,1					
K <sub>2</sub> O	9,3	8,6	0,5					
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,7	2,2	5,4					
CaO	3,0	0,5	67,4					
SO₃	1,5	1,7	3,7					
Perda ao fogo	0,6	5,1	0,8					
Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	2,72	2,55	3,23					
Compacidade	0,55	0,42	0,55					
D <sub>50</sub> * (μm)	8,2	13,7	17,0					
* Tamanho abaixo do qual se encon	tram 50% d	la massa d	o material.					

e água deionizada. O resíduo de rochas utilizado neste trabalho foi gerado na fase do corte de blocos de milonito gnaise e foi coletado em um tanque de sedimentação de uma serraria em Santo Antônio de Pádua/RJ. Após a coleta, o resíduo foi seco em estufa a 110 °C e, em seguida, destorroado em um moinho de bolas Pavitest por 20 min (600 rotações). O resíduo cerâmico foi coletado no pátio de quatro indústrias cerâmicas de Campos dos Goytacazes/ RJ. Após homogeinização, o material foi cominuído em um britador de mandíbulas tipo Pulverisette 1 Fritsch e, posteriormente, moído em moinho de bolas Pavitest por 1 hora (1800 rotações).

A distribuição de tamanho de partículas dos materiais foi obtida por meio do analisador de partículas a laser Mastersizer 2000 (Malvern Instruments). As curvas granulométricas do RCR, do RBC e do cimento são apresentadas na Figura 1. O RCR foi o material que apresentou a granulometria mais fina, seguido pelo cimento e pelo RBC. Na Tabela 1 são apresentadas as principais características físicas e a composição química do RCR, do RBC e do CP. A massa



Figura 3 – Difratograma de raios X do resíduo de blocos cerâmicos moído (RBC) 600 quartzo 500 ♦ caulinita ▲ microclina 400 Intensidade 300 200 100 0 10 20 30 40 50 0 Ângulo de Bragg (20)

específica foi determinada em picnômetro a gás (AccuPyc 1340 da Micromeritics). A compacidade experimental foi determinada pelo método de demanda d'água de acordo com os procedimentos sugeridos por De Larrard [28]. A composição química foi determinada por espectometria de difração raios X (EDX-720 Shimadzu).

A composição mineralógica foi determinada em um difratômetro BRUKER, modelo D8 FOCUS, com radiação de cobre (Cuka,  $\lambda$  = 1,5418 Å). A Figura 2 mostra o padrão de difração de raios X apresentado pelo RCR, onde as fases cristalinas identificadas são típicas de um gnaisse. A Figura 3 apresenta o difratrograma de raios X do RBC, onde as principais fases cristalinas encontradas foram quartzo, caulinita e microclina.

Na Figura 4 são apresentadas as curvas de termogravimetria (TG) e de termogravimetria derivada (DTG) do CP, do RCR e do RBC. Neste caso, observa-se que a perda de massa do RBC em torno de 468 °C, que corresponde à transformação da caulinita em metacaulinita, o que evidencia que o processo de queima do material



cerâmico não foi suficientemente eficaz para promover a desidroxilação completa do argilomineral [30].

## 2.2 Dosagem e produção das pastas

Quatro pastas com relação água-aglomerante de 0,47 e diferentes teores de substituição de cimento, em massa, foram dosadas conforme o seguinte: pasta de referência composta por cimento e água (REF-CP); pasta com 10% de substituição de cimento por RCR (RCR-CP); pasta com 20% de substituição de cimento por RBC (RBC-CP); pasta mistura ternária com 30% de substituição de cimento, sendo 10% por RCR e 20% por RBC (RCR-RBC-CP). A consistência das pastas, avaliada pelo método de Kantro [31], foi ajustada para 100  $\pm$  10 mm com uso de teores específicos de superplastificante. A Tabela 2 apresenta os constituintes das pastas. Para a produção das pastas, a água e o superplastificante foram colocados no copo de um misturador de palhetas, que foi ligado inicialmente na velocidade de 4000 rpm. Em seguida, os materiais sólidos previamente homogeneizados foram adicionados ao copo em 15 s. Então, a pasta foi misturada por mais 2 min, mantida em repouso por 4 min e misturada novamente por 30 s. Pequenas amostras para os ensaios de análise térmica foram colocadas em sacos plásticos de polipropileno imediatamente após a mistura e foram mantidas em cura à 23 °C até momento de realização dos ensaios. Para o ensaio de resistência à compressão, as pastas foram vertidas em moldes cilíndricos (50 mm de diâmetro e 100 mm de altura) em duas camadas e adensadas com um bastão de vidro de 6 mm de diâmetro por 45 s em cada camada. Em seguida, os moldes foram cobertos com filme plástico e colocados em ambiente úmido. Após 24 horas, os corpos de prova foram removidos dos moldes, selados com filme plástico e mantidos sob cura em ambiente úmido em temperatura média de 23 °C até as idades de ensaio.

## 2.3 Propriedades mecânicas

A resistência à compressão das pastas foi avaliada através da ruptura de 4 corpos de prova para cada mistura, nas idades de 7 e 28 dias, em máquina universal de ensaios Shimadzu UH--F1000kN. A velocidade de carregamento foi de 0,3 mm/min. A deformação axial foi calculada a partir da leitura média do deslocamento de dois transdutores elétricos de deslocamento fixados longitudinalmente e diagonalmente entre si na região central do corpo de prova. Com a curva tensão *versus* deformação foi possível calcular o módulo de elasticidade secante. Os resultados de re-

Tabela 2 -	Dosagem	das pastas	

Paetas	Proporç	Proporção dos materiais (em massa)						
rusius	СР	RCR	RBC	SP* (%)				
REF-CP	1,00	-	-	-				
RCR-CP	0,90	0,10	-	0,03				
RBC-CP	0,80	-	0,20	0,06				
RCR-RBC-CP	0,70	0,10	0,20	0,10				

\*Porcentagem referente ao teor de sólidos do superplastificante em relação à massa de aglomerante. sistência à compressão e módulo de elasticidade foram tratados estatisticamente por Análise de Variância (ANOVA), ao nível de 5% de probabilidade, seguido pelo teste de médias de Tukey.

# 2.4 Termogravimetria e análise térmica diferencial

As análises térmicas foram realizadas em equipamento SDT Q600 TA Instruments, com as seguintes condições experimentais: taxa de aquecimento constante de 10 °C/min; temperatura entre 22 e 1000 °C; fluxo de nitrogênio de 100 mL/min; referência de  $\alpha$ -Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>; massa de amostra de aproximadamente 10 mg; e cadinho aberto de platina. As pastas foram mantidas em isoterma de 35 °C por 1 h no equipamento para a liberação da água livre. As análises foram realizadas para as matérias-primas (cimento, RCR e RBC) e para as diferentes pastas nas idades de 1, 3, 7 e 28 dias.

A identificação dos compostos formados foi feita através das temperaturas dos picos nas curvas de DTG e de análise térmica diferencial (DTA). Segundo a literatura [24,32], os picos típicos nas curvas DTG e DTA em uma matriz de cimento são: etringita (fase Aft) de 76 a 84 °C; silicato de cálcio hidratado (C-S-H) de 104 a 140 °C; silico-aluminato de cálcio hidratado (CASH) de 157 a 163 °C, aluminato de cálcio hidratado (CAH) de 230 a 240 °C, portlandita (CH) de 460 a 465 °C; e calcita (CČ) de 620 a 645 °C. A quantificação dos produtos formados na hidratação das pastas foi feita utilizando faixas de temperaturas da curva TG. Para obter a perda de massa devido a desidratação da AFt, C-S-H, CASH e CAH considerou-se o intervalo na curva TG entre 35 °C até a temperatura do início da desidratação da CH. A perda de massa devido a desidratação da CH e da descarbonatação da CČ foram obtidas a partir do intervalo demarcado pelo seus referidos picos na curva DTG. Com exceção da CH e da CČ, a perda de massa dos demais compostos hidratados ocorre em faixas de temperatura que podem se sobrepor, sendo difícil a identificação e quantificação destas fases isoladamente.

Com as perdas de massa obtidas nas curvas TG foram calculadas as quantidades de água quimicamente combinada em base calcinada para cada pasta de acordo com os procedimentos sugeridos por Dweck *et al.* [33]. O conteúdo de CH foi estimado a partir da reação de desidratação (Reação 1). O conteúdo de CČ foi estimado a partir da reação de descarbontação (Reação 2).



## 2.5 Densidade de empacotamento

O Modelo de Empacotamento Compressível (MEC) proposto por De Larrard [28] foi utilizado para caracterizar a densidade de em-



pacotamento da mistura granular seca das pastas. Neste modelo, o empacotamento das partículas depende do tamanho, da forma dos grãos e do protocolo de empacotamento adotado. O MEC permite a transição de uma compacidade virtual teórica (γ) para a compacidade real (ø) das misturas, que se dá com a energia aplicada e o tempo de adensamento das partículas. Pelo MEC, um coeficiente de empacotamento (K) estabelece a conexão entre o empacotamento virtual e o empacotamento real de uma dada mistura. O índice K é estritamente dependente do protocolo de empacotamento adotado para a mistura, sendo que quando K tende ao infinito, ø tende a γ. Para materiais finos, K assume o valor de 6,7 uma vez que o processo de compactação é o de demanda d'água [28]. A equação geral que estabelece a correlação entre ø e y é dada por:

$$K = \sum_{i=1}^{n} \frac{y_i / \beta_i}{\frac{1}{\phi} - \frac{1}{\gamma^{(i)}}}$$
(1)

Sendo: n é o número de classes granulares; y<sub>i</sub> é a fração volumétrica;  $\beta_i$  é a compacidade virtual da enésima classe. Ele representa o volume de grãos contidos em um volume unitário, compactado com uma energia ideal que corresponde a uma máxima compacidade virtual; e  $\gamma^{(i)}$  é o empacotamento virtual quando i é a classe dominante. Quando a Equação 2 é usada com n=1, é possível determinar  $\beta_i$  para as classe unitárias usando:

$$\beta = \frac{1+K}{K}\phi$$
 (2)

# 3. Resultados e discussões

#### 3.1 Propriedades mecânicas

As curvas tensão *versus* deformação típicas das pastas estudadas para as idades de 7 e 28 dias são apresentadas na Figura 5. Na Tabela 3 são apresentados os valores médios de resistência à

# Tabela 3 – Valores médios de resistência à compressão e módulo de elasticidade das pastas nas idades de 7 e 28 dias (coeficientes de variação CV indicados entre parênteses)

Pastas	Resistência à compressão (MPa) - CV (%)		Módulo de elasticidade (GPa) - CV (%)	
	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias
REF-CP	31,64 (±0,92)	41,33 (±1,25)	12,29 (±1,08)	14,06 (±2,14)
RCR-CP	32,04 (±5,02)	40,40 (±3,07)	14,19 (±4,36)	15,56 (±2,45)
RBC-CP	22,83 (±3,82)	37,03 (±4,03)	9,38 (±3,08)	11,34 (±4,25)
RCR-RBC-CP	26,70 (±3,62)	39,66 (±2,32)	10,26 (±4,08)	13,08 (±2,74)



# Influence of stone cutting waste and ground waste clay brick on the hydration and packing density of cement pastes

compressão e de módulo de elasticidade. A substituição de 10% do CP por RCR não influenciou significativamente na resistência à compressão em relação à pasta de referência, tanto para a idade de 7 dias quanto 28 dias, ao nível de 5% de probabilidade. Para a pasta com substituição de 20% do CP pelo RBC, os valores de resistência à compressão foram significativamente menores tanto aos 7 dias quanto aos 28 dias (reduções de 27 e 10%, respectivamente). Resultados similares foram observados por Toledo Filho *et al.* [20], que estudaram a substituição de CP por vários teores de resíduo cerâmico em concretos e argamassas. Na pasta RCR-RBC-CP, aos 7 dias, houve redução de cerca de 16% na resistência à compressão em relação à pasta de referência. Aos 28 dias, não houve diferenças significativas entre as pastas REF-CP e RCR-RBC-CP.

No caso do módulo de elasticidade, observou-se para a pasta RBC-CP uma redução significativa em relação à pasta de referência tanto aos 7 dias quanto aos 28 dias. Gonçalves *et al.* [21] também observaram argamassas com maior capacidade de deformação quando substituiram parcialmente o cimento por tijolo moído e atribuíram este fenômeno à estrutura lamelar da metacaulinita, que favorece a deformação sob carregamento.

Para a pasta RCR-CP foram observados aumentos nos valores de módulo de elasticidade aos 7 e 28 dias em relação à pasta de referência. Um incremento no módulo também voi verificado por Almeida *et al.* [8] quando foram utilizados baixos teores de resíduo de corte de rochas em matrizes cimentícias. Na pasta RCR-RBC--CP, houve redução no módulo em relação à pasta de referência; no entanto, esta redução foi menor que na pasta RBC-CP. Este efeito está associado à ação conjunta dos dois resíduos, ou seja, o emprego do RCR reduziu o efeito negativo do RBC no módulo de elasticidade. Os resultados obtidos tanto para módulo de elasticidade quanto para resistência à compressão estão em consonância com os encontrados na literatura [6-8,18-22].

#### 3.2 Termogravimetria e análise térmica diferencial

Os resultados de TG/DTG e DTA das pastas REF-CP, RCR-CP, RBC-CP e RCR-RBC-CP nas idades de 1, 3, 7 e 28 dias são mostrados na Figura 6. Para todas as pastas observou-se três transições de perda de massa na curva TG. A primeira transição ocorreu entre 35 e 420 °C, a segunda entre 420 e 500 °C e a terceira entre 500 e 1000 °C. As curvas DTG e DTA foram utilizadas para identificar as fases presentes em cada pasta. Na pasta REF-CP, com idade de 1 dia, foram identificados picos referentes à Aft e ao C-S-H (picos sobrepostos) e à CH. A partir dos 3 dias, os picos de C-S-H e CH aumentaram e o pico da Aft diminuiu, como esperado. Na pasta RCR-CP, em todas as idades, foram identificados nas curvas DTG e DTA picos referentes ao C-S-H na primeira transição e à CH na segunda transição. Na pasta RBC-CP, para 1, 3, 7 dias de cura, foram identificados picos referentes ao C-S-H e à CH. Para a mesma pasta, aos 28 dias também foi identificado um pico provavelmente referente ao CASH em decorrência da presença expressiva de Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> na composição química do RBC (Tabela 1). A pasta RCR-RBC-CP apresentou, para as idades de 1 e 3 dias, picos referentes ao C-S-H e à CH. Para a idade de 7 dias foi identificado um pico referente ao CASH. Com idade de 28 dias, além dos picos apresentados nas outras idades, na pasta RCR--RBC-CP, foram identificados picos referentes ao CAH e à CČ. Na comparação dos gráficos DTG e DTA, para todas as pastas contendo RBC na idade de 28 dias, houve redução da intensidade do pico referente à CH comparado com a mesma pasta com idade de 7 dias, o que é um indicativo de reações pozolânicas.

Os valores calculados de água quimicamente combinada com AFt, C-S-H, CASH e CAH, com CH e de CO<sub>2</sub> combinado com CČ, para as todas pastas, são apresentados na Tabela 4. A pasta REF--CP apresentou, como esperado, aumento na quantidade de água

Tabela 4 – Teor de água quimicamente combinada com os compostos AFt, C-S-H, CASH e CAH; teor de CH e teor de CČ (em massa)						
Pastas	ldade	Água combinada com AFt, C-S-H, CASH, CAH (%)	CH (%)	CČ (%)		
REF-CP	1	6,91	11,10	2,01		
	3	7,27	20,52	1,61		
	7	10,31	24,26	1,98		
	28	11,38	26,44	2,88		
RCR-CP	1	4,79	12,53	1,33		
	3	6,59	19,36	1,23		
	7	8,73	22,52	1,54		
	28	10,33	23,87	1,38		
RBC-CP	1	3,77	10,33	1,45		
	3	5,85	14,70	3,08		
	7	9,22	18,39	3,81		
	28	10,72	19,66	3,46		
	1	4,07	11,29	2,66		
RCR-RBC-CP	3	6,91	15,59	4,12		
	7	9,93	16,31	4,61		
	28	10,83	14,78	9,44		

combinada com AFt, C-S-H, CASH e CAH, e na quantidade de CH com o aumento da idade. A pasta RCR-CP na idade de 1 dia produziu cerca de 12% a mais de CH em relação à pasta de referência. Aos 3 dias, houve redução de 5% no teor de CH em relação à pasta de referência e aos 7 e 28 dias de cura, esta redução aumentou para 7% e 10%, respectivamente. Como o nível de substituição de cimento desta pasta foi de 10%, foi possível observar que o resíduo não apresentou atividade pozôlanica, pois, aos 28 dias, a redução na quantidade de CH foi aproximadamente igual ao nível de substituição. O RCR interferiu apenas com uma aceleração das reações de hidratação nas idades iniciais, que pode ser atribuído ao efeito de nucleação heterogênea provocado pelas partículas finas do resíduo. O fenômeno de nucleação heterogênea também foi verificado por Lawrence *et al.* [9] e Cyr *et al.* [15] que estudaram a substituição de pure.

As pastas RCR-RBC-CP e RBC-CP, por sua vez, produziram quantidades similares de CH em relação à pasta de referência na idade de 1 dia, mesmo possuindo uma quantidade menor de cimento. Isso ocorreu provavelemente devido à aceleração nas reações de hidratação provocada pelas partículas finas dos resíduos; este efeito foi menos pronunciado na pasta contendo apenas RBC, pois este material possui uma menor quantidade de partículas finas (ver Figura 1). Aos 3, 7 e 28 dias, a pasta RBC-CP apresentou reduções de 28%, 24% e 25% no teor de CH em relação à pasta de referência, respectivamente. Para a pasta RCR-RBC-CP, aos 3 dias, observou--se uma redução de 24% de CH em relação à referência. Aos 7 e 28 dias, as reduções foram de 32 e 44%, respectivamente. Nas pastas RBC-CP e RCR-RBC-CP, a redução no teor de CH foi maior que o teor de substituição de CP (20% e 30%, respectivamente). Com isso, é possível inferir que o RBC apresentou atividade pozolânica. Para o teor de substituição estudado, o RBC foi mais reativo na presença do RCR. Este fato também foi verificado por Antoni et al. [27] quando estudaram misturas ternárias com fíler e pozolana. Esse efeito é bastante complexo e pode ser atribuído à aceleração nas reações de hidratação provocado pelas partículas mais finas de RCR que acelerou o consumo de CH pelo RBC e também pela inserção de sítios adicionais promovidos pelo RCR para a nucleação das fases hidratadas.

Uma análise interessante pode ser feita pelo cálculo da quantidade de CH nas pastas aos 28 dias em relação à massa inicial de cimento. Neste caso, observou-se que os teores de CH calculados para as diferentes pastas foram: 26% para REF-CP, 26% para RCR-CP, 24% para RBC-CP e 20% para RCR-RBC-CP. Estes valores mostram claramente a redução no teor de CH quando foi utilizado o RBC e o caráter inerte do RCR.

No caso da água quimicamente combinada com etringita, C-S-H, CASH e CAH, para 1 dia de cura, as pastas RCR-CP, RBC-CP e RCR-RBC-CP apresentaram reduções de 30%, 45% e 41%, respectivamente, em relação à pasta REF-CP, o que é um indicativo de mudança da cinética de hidratação, pois estes teores foram maiores que os níveis de substituição de CP. Aos 3 e 7 dias, os teores de água quimicamente combinada foram reduzidos em 9% e 19% nas pastas RCR-CP e RBC-CP, respectivamente, em relação à REF-CP. Esses valores foram aproximadamente iguais aos teores de substituição de cimento nestas pastas. Na pasta RCR--RBC-CP, para as duas idades, a redução foi de apenas 5%, em relação à mistura de referência.

Aos 28 dias, a pasta RCR-CP apresentou um teor de água quimicamente combinada 10% menor que a pasta de referência, que correspondeu exatamente ao nível de substituição de cimento nesta pasta. A mesma redução foi verificada para a CH. As pastas RBC-CP e RCR-RBC-CP apresentaram 5% e 4%, respectivamente, de redução no teor de água quimicamente combinada em relação à REF-CP. Como o teor de substituição de cimento nestas pastas foi de 20% e 30% respectivamente, pode-se dizer que parte da CH produzido nas pastas RBC-CP e RCR-RBC-CP reagiu com o RBC e água formando C-S-H, CASH e CAH. Quanto à CČ, verificou-se um aumento da quantidade para maiores idades de cura em decorrência de carbonatação da CH, provavelmente durante o manuseio das amostras.

#### 3.3 Densidade de empacotamento

As pastas REF-CP, RCR-CP, RBC-CP e RCR-RBC-CP apresentaram densidades de empacotamento iguais a 0,55, 0,55, 0,52 e



0,53, respectivamente. A partir destes resultados pode-se afirmar que a adição de 10% de RCR (pasta RCR-CP) não modificou a compacidade da mistura seca, em comparação à referência. É importante observar que embora o RCR tenha uma massa específica menor que o cimento, para o nível de substituição em massa observado, a compacidade da mistura seca não foi alterada. Isso ocorreu porque os valores de compacidade do RCR e do cimento são similares. Este fato fez com que a resistência à compressão fosse mantida, já que não foi verificado consumo de CH pelo RCR. A substituição parcial de CP por RBC (pasta RBC-CP) reduziu a densidade de empacotamento desta pasta em relação à referência. O RBC e o cimento possuem curvas granulométricas próximas (Figura 1); no entanto, o RBC possui densidade de empacotamento menor que o cimento, o que acarretou redução no empacotamento da mistura seca. Este comportamento certamente contribuiu para a redução da resistência à compressão da pasta RBC-CP em comparação com a referência.

Na pasta RCR-RBC-CP, a densidade de empacotamento da mistura foi maior que a da pasta RBC-CP, porém foi menor que a da pasta de referência. Nesta pasta também foi observado um maior consumo de CH em comparação com a pasta RBC-CP. Assim, a redução no empacotamento na mistura ternária, em relação à referência, foi compensada pela atividade pozolânica do RBC, o que fez com que a resistência à compressão fosse mantida em relação à pasta de referência. Resultados similares foram encontrados por Cyr *et al.* [25], Ghrici *et al.* [26] e Antoni *et al.* [27] que estudaram a combinação de resíduos inertes e pozolânicos.

A Figura 7 apresenta a correlação entre os valores de densidade de empacotamento e de resistência à compressão das diferentes pastas. Como pode ser observado, houve um bom ajuste linear entre a densidade de empacotamento e a resistência à compressão para 7 dias (R<sup>2</sup> = 94%). Este comportamento foi similar ao observado para argamassas com substituição de cimento por cinza do bagaço de cana-de-açúcar [34]. Contudo, aos 28 dias o coeficiente de correlação foi de 70%, o que indica a contribuição das reações pozolânicas do RBC na resistência à compressão das pastas, como atestam os resultados de termogravimetria (Tabela 4). No que se refere à influência do empacotamento granular na hidratação das misturas, nenhuma tendência foi observada quando se variou o empacotamento das misturas de 0,52 a 0,55.

# 4. Conclusões

- A partir dos resultados dos ensaios, para o nível de substituição estudado, foi possível concluir que:
- Na pasta RCR-CP, observou-se uma aceleração nas reações de hidratação até a idade de 7 dias, em relação a pasta de referência. Aos 28 dias, observou-se redução no teor de CH e água quimicamente combinada na mesma proporção da substituição de cimento, o que revelou o caráter inerte do RCR. No entanto, a pasta RCR-CP alcançou resistência à compressão e compacidade similares à pasta de referência. Este comportamento pode ser atribuído ao efeito fíler do RCR;
- Na pasta RBC-CP também foi observada uma pequena aceleração das reações de hidratação nas primeiras idades. Reduções na quantidade de CH maiores que os níveis de substituição de cimento e formação de novas fases hidratadas (CASH e CAH) foram verificadas aos 28 dias. A quantidade de água combinada com AFt, C-S-H, CASH e CAH foi reduzida em me-

nor teor que o de substituição de cimento por RBC. A redução na quantidade de CH e o aumento na quantidade de água combinada indicaram a atividade pozolânica do RBC. No entanto, a densidade de empacotamento da pasta RBC-CP foi menor que a da pasta de referência e houve redução da resistência à compressão. Ou seja, a atividade pozolânica não foi suficiente para compensar a redução na quantidade de produtos hidratados e o menor empacotamento desta mistura.

Na pasta RCR-RBC CP, o emprego de ambos os resíduos fez com que a resistência alcançada aos 28 dias fosse similar à da pasta de referência. O RCR melhorou o empacotamento das pastas e o RBC contribuiu com a atividade pozolânica. A mistura ternária apresentou vantagem quanto às misturas binárias, pois foi utilizado o maior nível de substituição e as propriedades mecânicas não foram modificadas significativamente. A utilização da mistura ternária pode permitir o uso mais eficiente dos recursos minerais e melhor aproveitamento dos resíduos.

# 5. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer à FAPERJ, à CAPES e ao CNPq pelo auxílio financeiro e ao Laboratório de Engenharia Civil da UENF onde foi feita a moagem dos resíduos.

# 6. Referências bibliográficas

- [01] MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. Concreto. Microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: IBRACON, 2008, 674 p.
- [02] MALHOTRA, V. M. Introduction: sustainable development and concrete technology. Concrete International, v.24, n.7, 2002, pp. 22.
- [03] MALHOTRA, V. M., MEHTA, P. K. Pozzolanic and cementitious materials, 1<sup>st</sup> ed., Gordon and Breach Publishers: Amsterdam, 1996, 191 p.
- [04] CORDEIRO, G. C., TOLEDO FILHO, R. D., FAIRBAIRN, E. M. R. Use of ultrafine rice husk ash with high-carbon content as pozzolan in high performance concrete. Materials and Structures, v.42, 2009, pp. 983-992.
- [05] CORDEIRO, G. C., TOLEDO FILHO, R. D., FAIRBAIRN, E. M. R. Cinza ultrafina do bagaço de cana-de-açúcar: material pozolânico de alto potencial para países tropicais. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v.3, n.1, 2010, pp. 50-67.
- [06] ALMEIDA, N., BRANCO, F., SANTOS, J. R. Recycling of stone slurry in industrial activities: Application to concrete mixtures. Building and Environment, v.42, n.2, 2007, pp. 810–819.
- [07] CELIK, T., MARAR, K. Effects of crushed stone dust on some properties of concrete. Cement and Concrete Research, v.26, n.7, 1996, pp. 1121-1130.
- [08] ALMEIDA N., BRANCO F., DE BRITO J., SANTOS, J. R. High-performance concrete with recycled stone slurry. Cement and Concrete Research, v.37, n.2, 2007, pp. 210-220.
- [09] LAWRENCE, P., CYR, M., RINGOT, E. Mineral admixtures in mortars – Effect of inert materials on short-term hydration. Cement and Concrete Research,

v.33, n.12, 2003, pp. 1939-1947.

- [10] RAHHAL, V., TALERO, R. Early hydration of Portland cement with crystalline mineral additions. Cement and Concrete Research, v.35, n.7, 2005, pp. 1285-1291.
- [11] SOROKA, I., SETTER, N. The effect of fillers on the strength of cement mortars, Cement and Concrete Research, v.7, n.4, 1977, pp. 449-456.
- [12] MENÉNDEZ, G., BONAVETTI, V., IRASSAR, E. E. Strength development of ternary blended cement with limestone filler and blast-furnace slag. Cement and Concrete Composites, v.25, n.1, 2003, pp. 61-67.
- [13] CARRASCO, M. F., MENÉNDEZ, G., BONAVETTI, V., IRASSAR, E. F. Strength optimization of "tailor-made cement" with limestone filler and blast furnace. Cement and Concrete Research, v.35, n.7, 2005, pp. 1324-1331.
- [14] GUTTERIDGE, W.A., DALZIEL, J.A. Filler cement: the effect of the secondary component on the hydration of Portland cement: Part 1. A fine non-hydraulic filler, Cement and Concrete Research, v.20, n.5, 1990, pp. 778-782.
- [15] CYR, M., LAWRENCE, P., RINGOT, E. Mineral admixtures in mortars: Quantification of the physical effects of inert materials on short-term hydration. Cement and Concrete Research, v.35, n.4, 2005, pp. 719-730.
- [16] CORDEIRO, G. C., TOLEDO FILHO, R. D., TAVARES, L. M., FAIRBAIRN, E. M. R. Pozzolanic activity and filler effect of sugar cane bagasse ash in Portland cement and lime mortars. Cement and Concrete Composites, v.30, n.5, 2008, pp. 410-418.
- [17] NEVILLE, A.M. Properties of Concrete, 4th edition, John Wiley & Sons, New York, 1996.
- [18] O'FARRELL, M., WILD, S., SABIR, B. B. Pore size distribution and compressive strength of waste clay brick mortar. Cement and Concrete Composites, v.23, n.1, 2001, pp. 81-91.
- [19] KHATIB, J. M. Properties of concrete incorporating fine recycled aggregate. Cement and Concrete Research, v.35, n.4, 2005, pp. 763-769.
- [20] TOLEDO FILHO, R. D., GONÇALVES J. P., AMERICANO B. B., FAIRBAIRN E. M. R. Potential for use of crushed waste calcined-clay brick as a supplementary cementitious material in Brazil. Cement and Concrete Research, v.37, n.9, 2007, pp. 1357-1365.
- [21] GONÇALVES, J. P. TAVARES L. M., TOLEDO FILHO R.D., FAIRBAIRN E. M. R. Performance evaluation of cement mortars modified with metakaolin or ground brick. Construction and Building Materials, v.23, n.5, 2009, pp. 1971-1979.
- [22] GONÇALVES, J. P. Desenvolvimento e caracterização de concretos de baixo impacto ambiental e contendo argila calcinada e areia artificial. Tese (Doutorado) – Rio de Janeiro, 2005, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, 273 p.
- [23] SABIR, B. B., WILD, S., BAI, J. Metakaolim and calcined clays as pozzolanas for concrete: a review. Cement and Concrete Composites, v.23, n.6, 2001,

pp. 441-454.

- [24] TAYLOR, H. F. W. Cement chemistry, 2<sup>nd</sup> ed. London: Thomas Telford, 1997, 459 p.
- [25] CYR, M., LAWRENCE, P., RINGOT, E. Efficiency of mineral admixtures in mortars: Quantification physical and chemical effects of fine admixtures in relation with compressive strength, Cement and Concrete Research, v. 36, n.2, 2006, pp. 264-277.
- GHRICI, M., KENAI, S., SAID-MANSOUR,
   M. Mechanical properties and durability of mortars and concrete containing natural pozzolana and limestone
   blanded comparts. Comparison yr 20.
- blended cements. Cement and Concrete Composites, v. 29, n.7, 2007, pp. 542-549.
- [27] ANTONI, M., ROSSEN, J., MARTINERA, F., SCRIVENER, K. Cement substitution by a combination of metakaolin and limestone, Cement and Concrete Research, v. 42, n.12, 2012, pp. 1579-1589.
- [28] DE LARRARD, F. Concrete mixture proportioning: a scientific approach. London: E & FN Spon, 1999.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland destinado à cimentação de poços petrolíferos – Requisitos e métodos de ensaios: NBR 9831. Rio de Janeiro, 2006.
- [30] CORDEIRO, G. C., DÉSIR, J. M. Potencial de argila caulinítica de Campos dos Goytacazes-RJ na produção de pozolana para concreto de alta resistência. Cerâmica, v.56, n.337, 2010, pp. 71-76.
- [31] KANTRO, D. L. Influence of water-reducing admixtures on properties of cement paste – A miniature slump test. Cement, Concrete and Aggregates, v.2, n.2, 1980, pp. 95-102.
- [32] CHAIPANICH, A., NOCHAIYA T. Thermal analysis and microstructure of Portland cement-fly ash-silica fume pastes. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, v.99, n.2, 2010, pp. 487-493.
- [33] DWECK, J., CUNHA, A. L. C., PINTO, C. A., GONÇALVES, J. P., BÜCHLER, P. M. Thermogravimetry on calcined mass basis – Hydrated cement phases and pozzolanic activity quantitative analysis. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, v.97, n.1, 2009, pp. 85-89.
- [34] CORDEIRO, G. C., TOLEDO FILHO, R. D., TAVARES, L. M., FAIRBAIRN, E. M. R. Ultrafine grinding of sugar cane bagasse ash for application as pozzolanic admixture in concrete. Cement and Concrete Research, v.39, n.2, 2009, pp. 110-115.



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

Volume 6, Number 4 August 2013 ISSN: 1983-4195

# Contents

<i>Concrete beams fire design using graphs</i> G. B. M. L. ALBUQUERQUE and V. P. SILVA	
	513
Creep strains on reinforced concrete columns E. L. MADUREIRA, T. M. SIQUEIRA and E. C. RODRIGUES	
	537
Chloride accelerated test: influence of silica fume, water/binder ratio and concrete cover thickness E. PEREIRA, A. RESENDE, M. H. F. DE MEDEIROS and L. C. MENEGHETTI	
	561
<i>Evaluation of the effect of varying the workability in concrete</i> <i>pore structure by using X-ray microtomography</i> E. E. BERNARDES, A. G. DE MAGALHÃES, W. L. VASCONCELOS and E. H. M. NUNES	
	582
Post-cracking behavior of blocks, prisms, and small concrete walls reinforced with plant fiber I. I. SOTO, M. A. RAMALHO and O. S. IZQUIERDO	
	598
Numerical analysis of prestressed hollow core slabs under long term loading	
	613
<b>Analysis of the assembling phase of lattice slabs</b> A. L. SARTORTI, A. C. FONTES and L. M. PINHEIRO	
	623
Influence of stone cutting waste and ground waste clay brick on the hydration and packing density of cement pastes C. A. A. ROCHA. G. C. CORDEIRO and R. D. TOLEDO FILHO	
	661