

Volume 9, Number 4

August, 2016

ISSN 1983-4195



Contents

Analysis of 2^a order effects: case study

J. R. BUENO and D. D. LORIGGIO

Hourglass-shaped specimen: compressive strength of concrete and mortar (numerical and experimental analyses)

U. T. BEZERRA, S. M. S. ALVES, N. P. BARBOSA and S. M. TORRES

Filter paper method to determine the water retention curves for mortar and cement samples

J. M. L. VILASBOAS, S. L. MACHADO and S. A. PINTO

Automatic procedure for analysis and geometry definition of axisymmetric domes by the membrane theory with constant normal stress

F. T. RABELLO, N. A. MARCELLINO and D. D. LORIGGIO

Study of effect of electric arc furnace slag on expansion of mortars subjected to alkali-aggregate reaction

L. SOUZA, E. R. ZOLETT and R. CARRAZEDO

Concrete modulus of elasticity assessment using digital image correlation

A. H. A. SANTOS, R. L. S. PITANGUEIRA, G. O. RIBEIRO and E. V. M. CARRASCO

Effects of the zinc and zinc-nickel alloys electroplating on the corrodibility of reinforced concrete rebars

F. A. CEDRIM, V. L. S. ALMEIDA, C. A. C. SOUZA, M. D. JESUS and D. V. RIBEIRO

Setting process on mortars containing sugarcane bagasse ash

E. CÂMARA, R. C. A. PINTO and J. C. ROCHA

Editorial

<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952016000400001>

Editorial Board

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

Reviewers

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

The fourth issue of volume nine of the IBRACON Structures and Materials Journal (Volume 9 Number 4, August 2016) is now released. The issue begins with a global stability analysis of a reinforced concrete plane frame aiming at an evaluation of the Gama Z coefficient from the Brazilian Norm NBR 6118:2014. In the second article an hourglass-shaped specimen is proposed for determining the compressive resistance of mortar and concrete. Numerical results are presented, showing that the highest stress occurs at the center of the specimen. Experimental results indicate advantages with respect to the cylindrical specimen. Another article deals with the determination of water retention curves for mortars and concrete using the filter paper method. The fourth article describes an automatic procedure for geometry definition and analysis of axisymmetric domes by the membrane theory. An example shows the differences between a spherical dome with constant thickness and a dome subjected to constant stress. The fifth article addresses the effects of electric arc furnace slag on the expansion of mortars subjected to alkali-aggregate reaction, evaluating its effectiveness as a partial replacement of cement according to NBR 15577:2008. In the next article, a digital image correlation procedure is applied for evaluating the concrete modulus of elasticity. The seventh article presents an analysis on corrosion parameters of reinforcing steel bars. Tests confirmed the better performance obtained from the coated bars. The last article presents an experimental study on the partial replacement of fine aggregates in mortar by sugarcane bagasse ash to evaluate the effects on cement hydration at early ages.

We acknowledge the dedication of authors and reviewers, responsible for the high quality of the published articles.

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

O quarto número do volume nove da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (Volume 9 Número 4, Agosto de 2016) está sendo publicado. O número inicia com uma análise da estabilidade global de um pórtico plano de concreto armado visando avaliar o coeficiente Gama Z da Norma Brasileira NBR 6118: 2014. No segundo artigo um corpo de prova em forma de ampulhetá é proposto para a determinação a resistência à compressão de argamassa e concreto. Resultados numéricos são apresentados, indicando que a maior tensão ocorre no centro do corpo de prova. Resultados experimentais indicam vantagens no que diz respeito ao corpo de prova cilíndrico. Outro artigo trata da determinação de curvas de retenção de água para argamassa e concreto utilizando o método de papel-filtro. O quarto artigo descreve um procedimento automático para definição da geometria e análise de cúpulas axissimétricas pela teoria da membrana. Um exemplo mostra as diferenças entre a cúpula esférica com espessura constante e uma cúpula sujeita a tensões normais constantes. O quinto artigo aborda os efeitos da utilização de escória de aciaria sobre a expansão de argamassas sujeitas a reação álcali-agregado, avaliando a sua eficácia como uma substituição parcial dos cimentos com base nas orientações da NBR 15577:2008. No artigo seguinte, um procedimento de correlação de imagens digitais é aplicado para avaliar o módulo de elasticidade do concreto. O sétimo artigo apresenta a análise da corrosão em barras de aço revestidas pelo processo de galvanoplastia com zinco e zinco-níquel, e barras sem revestimento. Testes confirmaram o melhor desempenho obtido pelas barras revestidas em ambientes com forte ação de cloretos. O último artigo apresenta um estudo experimental sobre a substituição parcial de agregados finos em argamassas por cinzas de bagaço de cana de açúcar para avaliar os efeitos sobre a hidratação inicial do cimento.

Agradecemos a dedicação dos autores e revisores, responsável pela alta qualidade dos artigos publicados.

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

Aims and Scope

Aims and Scope

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

Objectives

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

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

Submission Procedure

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

Contribution Types

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

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

The length of the papers must not exceed 20 pages.

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

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

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

Internet Access

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

Subscription rate

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

Photocopying

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

Copyright

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

IBRACON

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

Disclaimer

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

Objetivos e Escopo

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

Objetivos

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

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

Submissão de Contribuições

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

Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

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

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

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

Acesso via Internet

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

Assinatura

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

Fotocópias

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

Direitos autorais

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

IBRACON

Rua Julieta do Espírito Santo Pinheiro, nº 68 , Jardim Olímpia,

São Paulo, SP –Brasil CEP: 05542-120

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

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

Aviso Legal

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

Diretoria

Diretoria Biênio 2015/2017

Diretor Presidente Julio Timerman

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

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

Assessor da Presidência – Atuação Construtoras
Alexandre Couso – ESSER

Diretor 1º Vice-Presidente
Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor 2º Vice-Presidente
Luiz Prado Vieira Júnior

Diretor 1º Secretário
Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário
Carlos José Massucato

Diretor 1º Tesoureiro
Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro
Nelson Covas

Diretor de Marketing
Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Eventos
Bernardo Tutikian

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

Diretor Técnico
Inês Laranjeira da Silva Battagin

Diretor de Relações Institucionais
Paulo Helene

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica
Eduardo Barros Millen

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento
Leandro Mouta Trautwein

Diretor de Cursos
Enio José Pazini Figueiredo

Diretor de Certificação de Pessoal
Gilberto Antônio Giuzio

Conselho Diretor Biênio 2015/2017

Sócios Titulares Individuais

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

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

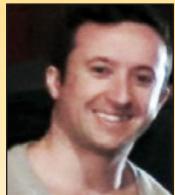
Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP)
Associação Brasileira da Construção Industrializada em Concreto (ABCIC)
Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem (ABESC)
Eletrobras/Furnas Centrais Elétricas S.A.
Intercement Brasil S.A.
Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo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

Conselheiros Permanentes

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

Analysis of second order effects: case study

Análise de efeitos de 2^a ordem: estudo de caso



J. R. BUENO ^a
jefersonrafael@utfpr.edu.br

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

Abstract

This paper presents a nonlinear static analysis of a reinforced concrete plane frame. It has as main objective is to realize a global stability verification of a plane frame, by using geometric stiffness matrix. In order to obtain first and second order combined effects, equilibrium and kinematic relations were studied in the deformed geometric configuration. These results were obtained by using geometric stiffness matrix and multiplying horizontal forces by Gamma-Z coefficient. Both procedures disclosed very similar results in the study, indicating that Gamma-Z can be used to study equilibrium and kinematic relations in deformed geometrical configuration of the structure.

Keywords: nonlinear analysis, instability, second order analysis, Gamma-Z.

Resumo

Neste artigo apresenta-se a análise estática não linear de um pórtico plano de concreto armado. Tem-se como objetivo geral realizar a análise de verificação de estabilidade global de um pórtico plano, com utilização da matriz de rigidez geométrica. Para a obtenção dos efeitos combinados de primeira e segunda ordem, o equilíbrio e as relações cinemáticas foram estudadas na configuração geométrica deformada. Estes resultados foram obtidos por meio de utilização da matriz de rigidez geométrica e por meio da multiplicação dos esforços horizontais (característicos) pelo coeficiente Gama-Z. Ambos os procedimentos apresentaram resultados muito próximos, no estudo, o que indica que o Gama-Z pode ser utilizado para o estudo do equilíbrio e das relações cinemáticas na configuração geométrica deformada da estrutura.

Palavras-chave: análise não linear, instabilidade, análise de segunda ordem, Gama-Z.

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

Received: 17 Mar 2015 • Accepted: 23 Feb 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introduction

In geometric linear analysis, or first order analysis, efforts are determined through the structure's equilibrium. This equilibrium and kinematic relationships are studied in the structure's initial geometric configuration, i.e., undeformed configuration.

When the structure is subjected to horizontal forces (e.g. wind action), these forces cause horizontal displacement that, due to structure's flexibility, can cause additional effects added to those determined in first order analysis (1st order).

The additional effects are called second-order effects (2nd order), which must be determined considering materials' nonlinear behavior and deformed configuration in equilibrium analysis [1], [2].

These considerations are denominated physical and geometric nonlinear analysis [3]. Total efforts are, then, equal to the sum of 1st and 2nd order efforts'.

Thus, many structures need equilibrium and kinematic relationships to be used in the structure's deformed configuration [4]. Thus, global stability verification becomes a requirement in project design of reinforced concrete buildings, which aims to ensure structure's safety in relation to an ultimate limit state of instability and, to thereby verification, there are some simplified procedures called global stability parameters [5]. There are also more sophisticated procedures, as disclosed in references [6–8], the process $P - \Delta$ and methods using structure's geometric stiffness matrix [9].

1.1 Justification

Nonlinear or 2nd order analysis require knowledge, understanding and consideration of physical and geometric nonlinearities, besides numerical methods' use to structure discretization and equations' resolution that govern the problem. Thus, this study is justified by the presentation of a simplified approach (approximate) to equilibrium and kinematic relations' assessment in the deformed configuration of equilibrium and to perform qualitative and quantitative analysis of the phenomenon.

2. Objectives

2.1 Main objective

Perform global stability control analysis of a particular plane frame case, using geometric stiffness matrix.

2.2 Specific objectives

- Check the need of 2nd order effects' consideration;
- Calculate 2nd order efforts;
- Compare 2nd order results obtained from the geometric stiffness matrix, with those calculated by the approximate procedure.

3. Simplified procedures to 2nd order effect verification

The Brazilian Code NBR 6118 [2] introduces two simplified procedures to verify the need for 2nd order effects' consideration, Alpha parameter (α) and Gamma-Z coefficient (γ_z). These processes are briefly discussed below.

3.1 Alfa instability parameter

Its use is only intended to make an assessment of the building's stability, being Alfa instability parameter calculated by equation (1).

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{\sum N_k}{\sum E_c I_c}} \quad (1)$$

in which, H_{tot} is the structure's total height, $\sum N_k$ is the sum of service vertical loads and $\sum E_c I_c$ is the sum of the bracing elements stiffness.

According to the NBR 6118 [2], 2nd order effects must be considered if $\alpha > \alpha_1$, being $\alpha_1 = 0,5$ in structures composed only by frames, in accordance with the standard code.

3.2 Gamma-Z coefficient (γ_z)

The γ_z coefficient is a simplified assessing process of global stability and 2nd order effects [5], [10], [11] and is also known as 1st order effects' multiplier. NBR 6118 [2] recommends that if $\gamma_z \leq 1,10$ the structure is classified as fixed nodes and, therefore, 2nd order effects might be disregarded. To $\gamma_z > 1,10$ it should consider the effects and, in this situation, the structure is classified as mobile nodes [2]. The coefficient is calculated by equation (2).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{Tot,d}}{M_{1,Tot,d}}} \quad (2)$$

in which:

$\Delta M_{Tot,d} \rightarrow$ The sum of vertical design forces products' acting by their respective 1st order displacements;

$M_{1,Tot,d} \rightarrow$ Moment that tends to overturn the structure.

According to reference [12], it is possible to correlate α parameter and γ_z coefficient by a cubic equation. However, γ_z coefficient turns α parameter less important, because with γ_z use is possible to evaluate the building stability and estimate 2nd order effects. Nonetheless, it is important to relativize this information, since other consulted references do not mention it. Reference [13] reports that there are special cases in which γ_z may not be applied or may result in errors above acceptable limits.

4. 2nd Order effects analysis

Second order effects take into account structure deformation (geometric nonlinearity) and nonlinear behavior of reinforced concrete sections (physical or material nonlinearity). The choice of the most suitable procedure to be used depends on various factors, such as structure's displacements and rotations' magnitude, normal active forces' level, structure's sensitivity to 2nd order effects, among others. Geometric stiffness matrix's use is one of the possible alternatives that can replace, with advantages, the $P - \Delta$ process. Other procedures also were developed, such as Two Cycles Iterative Method, Fictitious Side Load Method, Iterative Gravity Load Method and Negative Stiffness Method, which can be verified in reference [14].

4.1 Geometric stiffness matrix

Geometric stiffness matrix $[K_G]$ is one of three matrixes that comprises the secant matrix $[K_S]$ which relates applied forces to the displacements [5], [15]. The two other plots are classic linear elastic stiffness matrix $[K_E]$ and the matrix that expresses axial forces resulting from nodal displacements perpendicular to bars' axis $[K_I]$ [16].

Geometric stiffness matrix, for a plane frame element (beam element), is given by equation (3), in which P is axial force on the element and l is bar length [17]. Geometric stiffness matrix takes into account the interaction between axial force and bending moment on the bar for structures formed by prismatic bars subjected to moderate rotations. Moreover, as it turns out, geometric matrix depends not only of the element geometry, but also of the active internal efforts P . For a nonlinear geometrical analysis, the full $[K_S]$ may be adopted, equation (4) or only $[K_G]$ and $[K_E]$ -equation (5) [16].

$$[K_G] = \frac{P}{l} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5} & \frac{l}{10} & 0 & -\frac{6}{5} & \frac{l}{10} \\ 0 & \frac{l}{10} & 2\frac{l^2}{15} & 0 & -\frac{l}{10} & -\frac{l^2}{30} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{5} & -\frac{l}{10} & 0 & \frac{6}{5} & -\frac{l}{10} \\ 0 & \frac{l}{10} & -\frac{l^2}{30} & 0 & -\frac{l}{10} & 2\frac{l^2}{15} \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$[K_S] = [K_E] + [K_G] + [K_I] \quad (4)$$

$$[K_S] = [K_E] + [K_G] \quad (5)$$

4.2 Approximate procedure (simplified)

This procedure consists in multiplying horizontal actions by the γ_z coefficient, if it is greater than 1,10 (mobile nodes structure). Thus, are calculated, in an approximate way, the results of 1st and 2nd order effects in the structure. However, to make a smoother transition between the cases, NBR 6118 [2] recommends to use $0,95 \times \gamma_z$. In this article, it is justified the use of full γ_z to be able to compare results among different performed analyzes.

The procedure is performed to each one of the combinations of the actions, as shown in equations (11) and (12), in which the γ_z value used must correspond to the combination in analysis. It is worth to remember that this procedure is treated as a simplified approach (approximate) in order to evaluate equilibrium and kinematic relations' in the deformed configuration of the structure.

5. Method

In this article, there were carried out numerical studies of qualitative character, as it intends to investigate the relations among studied variables accurately. It is used a plane frame with 14 nodes and 18 bars, Figure 1. The study consists of numerical analysis, which were performed by programming (script) in MatLab¹ and Mix System². For the actions wind forces were considered, as well as the forces resulted from the structural elements' weight and using loads' (accidental loads).

In the analysis with α parameter, only actions due to wind were used, with the characteristic values, in order to determine the maximum structure displacement. With the sum of these loads, it was possible to obtain an equivalent distributed load which cause the same displacement at the top in a fictitious column. Thus, $E_c I_c$ value was obtained, which is an equivalent value.

Numerical analysis of 2nd order effects (nonlinear geometric analysis) were made with Mix System, using secant matrix given by equation (5). The 2nd order analysis' results were taken as a reference to comparison with the approximate procedure.

5.1 Materials' physical characteristics

For the frame, it was used concrete with compressive strength characteristic $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$. Secant stiffness of structural elements is treated differently for beams and columns, so that, in a simplified form, the nonlinearity of the materials can be considered, a result of nonlinear relations between stress and deformation and of reinforced concrete behavior. This procedure, which is consistent with NBR 6118 [2], consists in reducing the stiffness values of each structural element type. Thus, for beams with different compression and tension reinforcement and pillars, it is used value given by equations (7) and (8), respectively. In which I_c is the moment of inertia of the gross concrete section and $\alpha_E = 1$ (granite and gneiss).

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (6)$$

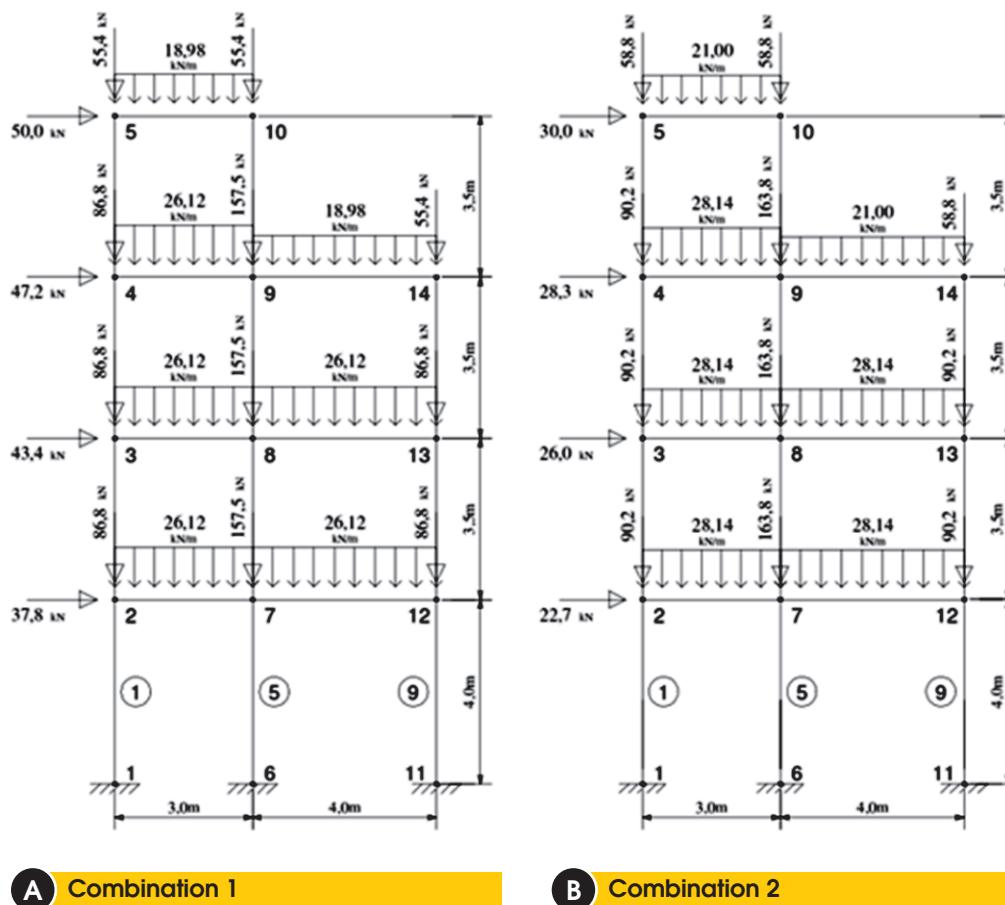
$$(EI)_{SEC} = 0,4 E_{ci} I_c \quad (7)$$

$$(EI)_{SEC} = 0,8 E_{ci} I_c \quad (8)$$

¹ <http://www.mathworks.com> - Student version.

² Licensed Software to Federal University of Santa Catarina. Mix System is a system developed by Engineer Ricardo Sergio Pinheiro Medeiros and marketed by TQS Informática Ltda.

Figure 1 – Combinations 1 and 2



5.2 Plane frame geometric characteristics

Pillars' sections are rectangular with 30×25 cm dimensions, where the 25 cm dimension is the one on the bending plan of the plane frame. To simulate rigid diaphragm effect, the beams (cross-section of 15×40 cm) are simulated with cross-sectional area of $6 \times 10^5 \text{ cm}^2$, fictitious increase, trick that enables to obtain equal horizontal displacements along pavement points.

5.3 Actions

In this paper, were used permanent and accidental loads. In the analysis, were used two loads' combinations for ultimate limit state. The first load case considers the wind as main accidental action, equation (9) where $\psi_0 = 0,7$ (commercial buildings). The second case considers wind action as a secondary accidental action, equation (10), with $\psi_0 = 0,6$. In these equations, "g" index refers to permanent loads, "q" to vertical accidental loads, "V" to wind action (horizontal loads) and "k" to characteristic values of each action. Combinations used in the approximate procedure are presented in equations (11) and (12).

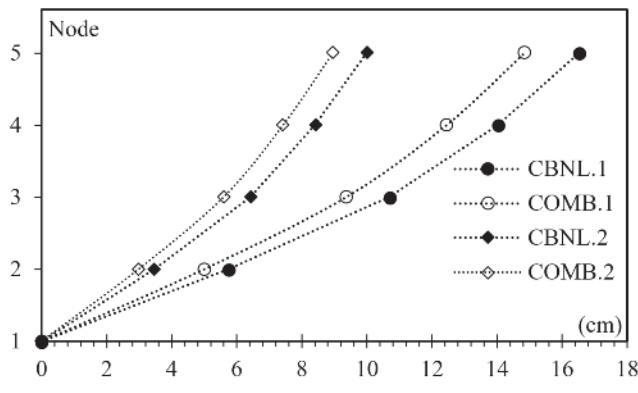
$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4V_k + 1,4\psi_0 F_{qk} \quad (9)$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4F_{qk} + 1,4\psi_0 V_k \quad (10)$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + \gamma_z 1,4V_k + 1,4\psi_0 F_{qk} \quad (11)$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4F_{qk} + \gamma_z 1,4\psi_0 V_k \quad (12)$$

Figure 1 shows used values in each combination (final values). For the approximate procedure, it was used MatLab script, where only wind actions on Figure 1 (a) and Figure 1 (b) are multiplied by γ_z coefficient.

Figure 2 – Horizontal displacements (cm)

6. Results and discussions

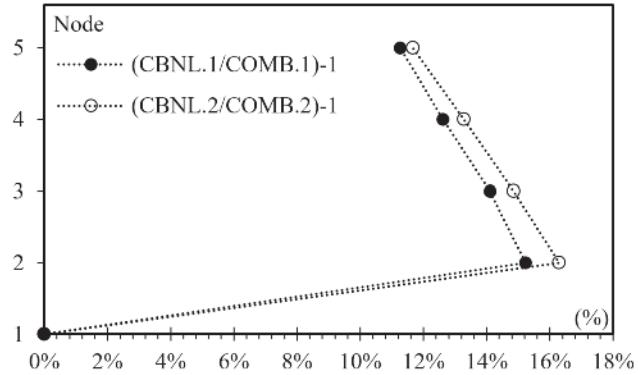
6.1 Alpha and Gamma-Z (α, γ_z)

For α coefficient, it was obtained 0,64 and in accordance with NBR 6118 [2], 2nd order effects must be considered, because $\alpha > \alpha_1$.

Regarding γ_z coefficient, two values were obtained, one for each one of the actions' combinations. For the first combination, equation (11), which has wind as main accidental action, the obtained value was $\gamma_z = 1,10$. For the second combination, equation (12), with vertical load as main accidental action, the obtained value was $\gamma_z = 1,11$. NBR 6118 [2] recommends that 2nd order effects must be considered if $\gamma_z > 1,10$. Therefore, with α parameter and γ_z coefficient is possible to verify that it is necessary to consider 2nd order effects. The next section deals with this subject.

6.2 Second order analysis

Figure 2 shows results of horizontal displacements of nodes 1 to 5,

Figure 3 – Horizontal displacements, difference (%)

for 1st order analysis, COMB.1 equation (9) and COMB.2 equation (10), and nonlinear analysis (2nd order) arising out of the two previous combinations, and CBNL.1 CBNL.2, respectively.

It is found that the larger displacement amplitudes are obtained from combination 1, which uses equation (9), which has wind action as main accidental. However, to the same combination, COMB.1, there was obtained the lowest value to γ_z coefficient. This is because 2nd order effects are due to the product of vertical loads by respective horizontal displacements. While in COMB.1 it was verified the greatest horizontal displacements, COMB.2 has the largest vertical loads and greater 2nd order effect, in this case. Displacements' difference between 1st and 2nd order analysis, for each of the combinations, is featured in Figure 3.

It is verified that to the node 5 (top of the frame), with the first actions' combination there is an increase in displacements of 11,26%, when performing 2nd order effects analyses. For the second combination, the increase was 11,66%. In both cases, the biggest difference is obtained for node 2, with maximum value of 16,29% in the second combination.

Bending moments at pillars' base (bars 1, 5 and 9), obtained for all combinations (1st and 2nd order) are presented in Figure 4 and Figure 5. In Figure 4, wind action is the main accidental action, and Figure 5 has wind action as a secondary accidental action. In both figures, it is noted that the portion due only to 2nd order efforts is greater than 10% in all pillars and combinations (right vertical axis in the figures), in which "[2^a/1^a] - 1" represents the difference in percentage of geometric nonlinear analysis (2nd) over linear analysis (1st).

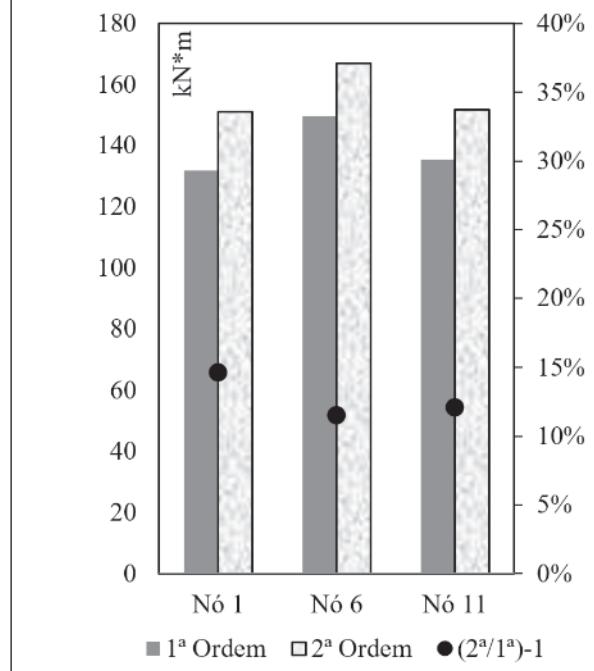
Figure 4 – Relations between bending moments in 1st and 2nd order analysis: Combination 1

Figure 5 – Relations between bending moments in 1st and 2nd order analysis: Combination 2

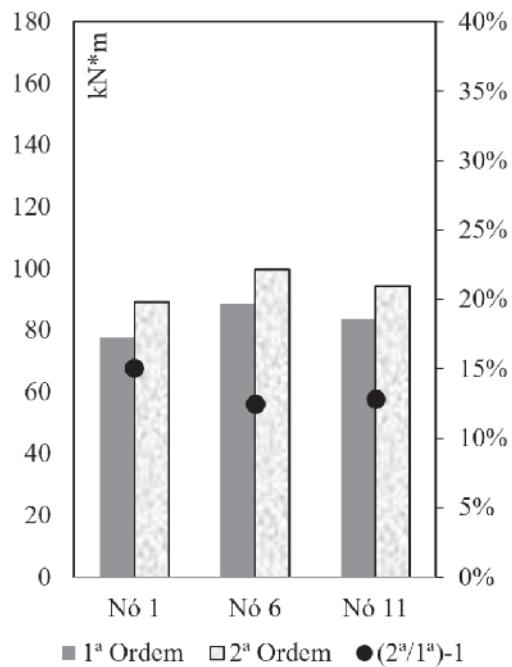


Table 1 – Horizontal displacements (cm)

Node	$\text{dif} = \frac{\text{CNBL.1}}{\gamma_z \text{ COMB.1}} - 1$	$\text{dif} = \frac{\text{CNBL.2}}{\gamma_z \text{ COMB.2}} - 1$
1	0	0
2	3,79%	3,14%
3	2,69%	1,90%
4	1,30%	0,30%
5	0,18%	-1,25%

Table 2 – Bending moment at pillars' base (kN·m)

Node	$\text{dif} = \frac{\text{CNBL.1}}{\gamma_z \text{ COMB.1}} - 1$	$\text{dif} = \frac{\text{CNBL.2}}{\gamma_z \text{ COMB.2}} - 1$
1	2,92%	1,86%
6	0,22%	-0,22%
11	1,32%	1,18%

6.3 Approximate procedure (simplified)

To differentiate the results, at the figures' legend, results obtained by simplified or approximate analysis (described in 4.2) are indicated by “ γ_z ” and results obtained by nonlinear geometric analysis are indicated by “2^a”.

Results of horizontal displacement from nodes 1, 2, 3, 4 and 5 are presented in Figure 6 and the difference between the two procedures is reported in Figure 7. Bending moment values at the pillars' base, with their respective comparing results, are featured in Figure 8.

These results prove that approximate procedure achieved an excellent performance compared to refined method, which uses geometric stiffness matrix. In Table 1 and Table 2, it is possible to better visualize the difference between procedures for displacements and bending moments, respectively. It is noted that for displacements at the top of the frame (node 5), relative difference is only 0,18% for combination 1, and only -1,25% for combination 2, and in the latter case, approximate procedure is in favor of safety.

7. Conclusion

The study presented in this article reports the importance of checking 2nd order effects in order to guarantee the structure's safety.

Figure 6 – Horizontal displacements (cm)

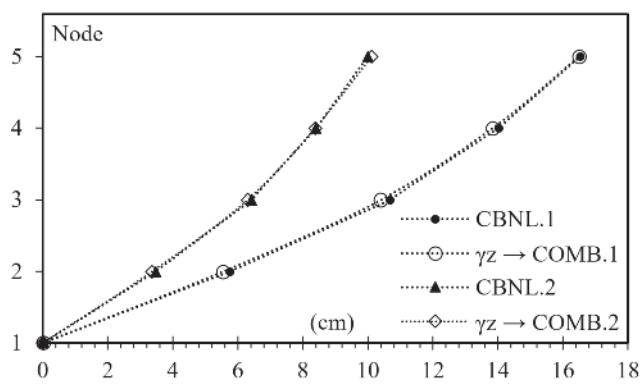


Figure 7 – Horizontal displacements: difference (%)

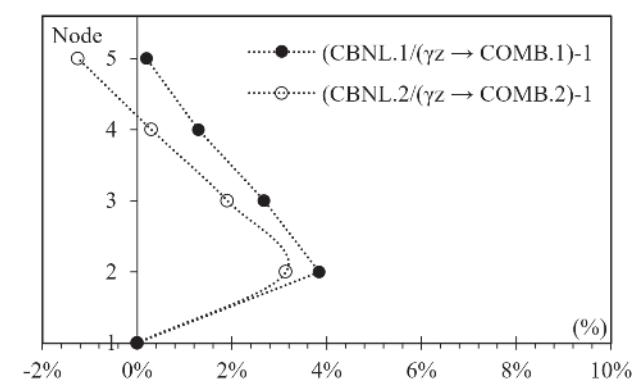
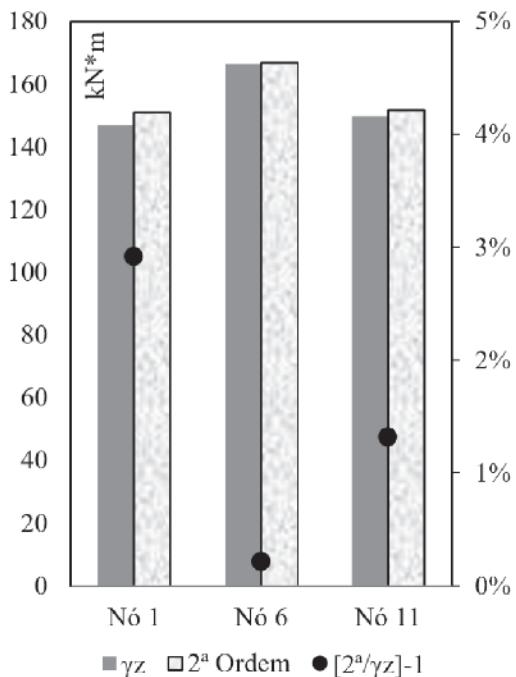
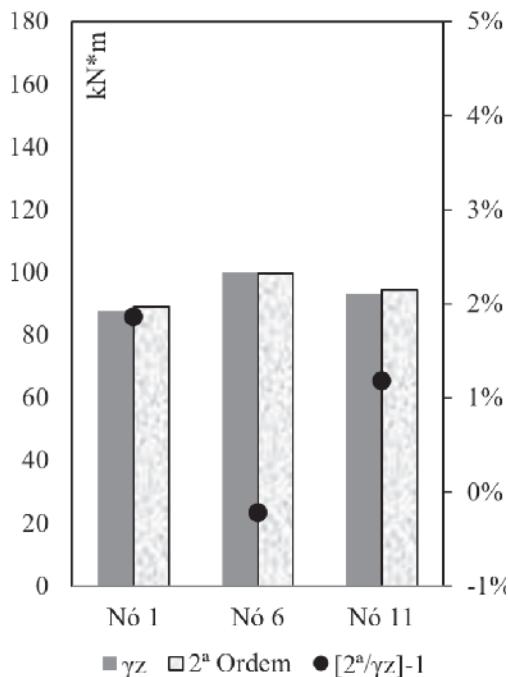


Figure 8 – Relations between bending moments: geometric nonlinear analysis and approximate procedure



A Wind as main accidental load



B Wind as secondary accidental load

It was found that the α parameter and the γ_z coefficient were effective to demonstrate the need of evaluation of these effects.

Geometric nonlinear analysis, using geometric stiffness matrix, was satisfactory to obtain efforts and displacements due to 2nd order effects. These effects have shown to be greater than 10% of the 1st order effects. Fact that the simplified procedures α and γ_z already indicated.

The approximate procedure, which consists in multiplying horizontal forces by the γ_z coefficient, proved to be suitable to obtain the desired 2nd order effects of the studied plane frame, both to the displacements and bending moments. It was found that the approximate procedure application is simple and does not require advanced knowledge on nonlinear geometric analysis, as it is required in the refined method. However, the results are valid to structural characteristics simulated in this article and this verification should not be extrapolated for other structures.

8. Acknowledgements

The authors thank Federal University of Santa Catarina (UFSC), Analysis and Design of Structures Group (GAP-UFSC), Postgraduate Program in Civil Engineering (PPGEC-UFSC) and the Federal Technological University of Paraná (UTFPR).

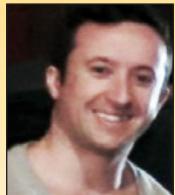
9. References

- [1] ELLWANGER, R. J. Influência do número de pavimentos no parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por paredes ou núcleos de concreto armado. *RJEM - Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.6, n.1, 2013; p.783–810.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.
- [3] SILVA, A. R. D. DA; PRADO, I. M.; SILVEIRA, R. A. DA M. CS-ASA: a new computational tool for advanced analysis of steel frames. *Revista Escola de Minas*, v.66, n.3, 2013; p.281–288.
- [4] SCHIMIZZE, A. M. *Comparison of P-Delta Analyses of Plane Frames Using Commercial Structural Analysis Programs and Current Aisc Design Specifications*, Blacksburg, 2001, Thesis (master degree), Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, 150 p.
- [5] MONCAYO, W. J. Z. *Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado*, São Carlos, 2011, Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 221 p.
- [6] GRECO, M.; GESUALDO, F. A. R.; VENTURINI, W. S.; CODA, H. B. Nonlinear positional formulation for space truss analysis.

- Finite Elements in Analysis and Design*, v.42, n.12, 2006; p.1079–1086.
- [7] GRECO, M.; CODA, H. B. Positional FEM formulation for flexible multi-body dynamic analysis. *Journal of Sound and Vibration*, v.290, n.3-5, 2006; p.1141–1174.
- [8] CODA, H. B ; GRECO, M. A simple FEM formulation for large deflection 2D frame analysis based on position description. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, v.193, n.33-35, 2004; p.3541–3557.
- [9] BANKI, A. L. *Estudo sobre a inclusão da não linearidade geométrica em projetos de edifícios*, Florianópolis, 1999, Dissertação (mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 376 p.
- [10] OLIVEIRA, D. M.; SILVA, N. A.; OLIVEIRA, P. M.; RIBEIRO, C. C. Evaluation of second order moments in reinforced concrete structures using the γz and B_2 coefficients. *RIEM - Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.7, n.3, 2014; p.329–348.
- [11] JUNIOR, E. P.; NOGUEIRA, G. V.; NETO, M. M.; MOREIRA, L. S. Material and geometric nonlinear analysis of reinforced concrete frames. *RIEM - Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.7, n.5, 2014; p.879–904.
- [12] CARMO, R. M. S. *Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado*, São Carlos, 1995, Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 135 p.
- [13] VASCONCELOS, A. C. *Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do Gamaz para determinação dos efeitos de 2^a ordem?* <http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/89-artigos/175-em-que-casos-nao-se-deve-aplicar-o-processo-simplificado-do-gamaz-para-determinacao-dos-efeitos-de-2o-ordem>. - acesso em 2015-02-16.
- [14] CHEN, W.F. ; LUI, E.M. *Stability design of steel frames*. Boca Raton, Flórida, CRC Press, 1991.
- [15] GELATTI, F. *Análise não linear física e geométrica de pórticos planos de concreto armado modelagem por elementos finitos de barra*, Florianópolis, 2012, Dissertação (mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 241 p.
- [16] MEDEIROS, S. P. *Módulo TQS para Análise Não-Linear Geométrica de Pórticos Espaciais*. <http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/89-artigos/268-modulo-tqs-para-analise-nao-linear-geometrica-de-porticos-espaciais>. - acesso em 2015-02-16.
- [17] Junior, J. K. Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão, Porto Alegre, 2007, Tese (doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 362 p.

Analysis of second order effects: case study

Análise de efeitos de 2^a ordem: estudo de caso



J. R. BUENO ^a
jefersonrafael@utfpr.edu.br

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

Abstract

This paper presents a nonlinear static analysis of a reinforced concrete plane frame. It has as main objective is to realize a global stability verification of a plane frame, by using geometric stiffness matrix. In order to obtain first and second order combined effects, equilibrium and kinematic relations were studied in the deformed geometric configuration. These results were obtained by using geometric stiffness matrix and multiplying horizontal forces by Gamma-Z coefficient. Both procedures disclosed very similar results in the study, indicating that Gamma-Z can be used to study equilibrium and kinematic relations in deformed geometrical configuration of the structure.

Keywords: nonlinear analysis, instability, second order analysis, Gamma-Z.

Resumo

Neste artigo apresenta-se a análise estática não linear de um pórtico plano de concreto armado. Tem-se como objetivo geral realizar a análise de verificação de estabilidade global de um pórtico plano, com utilização da matriz de rigidez geométrica. Para a obtenção dos efeitos combinados de primeira e segunda ordem, o equilíbrio e as relações cinemáticas foram estudadas na configuração geométrica deformada. Estes resultados foram obtidos por meio de utilização da matriz de rigidez geométrica e por meio da multiplicação das forças horizontais pelo coeficiente Gama-Z. Ambos os procedimentos apresentaram resultados muito próximos, no estudo, o que indica que o Gama-Z pode ser utilizado para o estudo do equilíbrio e das relações cinemáticas na configuração geométrica deformada da estrutura.

Palavras-chave: análise não linear, instabilidade, análise de segunda ordem, Gama-Z.

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

Received: 17 Mar 2015 • Accepted: 23 Feb 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introdução

Na análise linear geométrica, ou análise de primeira ordem, os esforços são determinados por meio do equilíbrio da estrutura. Este equilíbrio e as relações cinemáticas são estudados na configuração geométrica inicial da estrutura, ou seja, indeformada.

Quando a estrutura é submetida às forças horizontais (como a ação do vento), estas provocam deslocamentos horizontais, que devido à flexibilidade da estrutura, podem ocasionar efeitos adicionais em relação àqueles determinados na análise de primeira ordem (1^a ordem).

Os efeitos adicionais são chamados de efeitos de segunda ordem (2^a ordem), que devem ser determinados por meio da consideração do comportamento não linear dos materiais e da configuração deformada na análise do equilíbrio [1], [2]. A estas considerações, denomina-se a análise não linear física e não linear geométrica [3]. Os esforços totais são, então, iguais à soma dos esforços de 1^a e 2^a ordem.

Assim, muitas estruturas necessitam que o equilíbrio e as relações cinemáticas sejam analisadas na configuração deformada da estrutura [4]. Dessa forma, a verificação da estabilidade global passa a ser um requisito na elaboração de projetos de edifícios de concreto armado, que visa garantir a segurança da estrutura em relação a um estado limite último de instabilidade e, para a verificação deste, existem alguns procedimentos simplificados chamados de parâmetros de estabilidade global [5]. Há também, procedimentos mais refinados, como apresentado nas referências [6–8], o processo $P - \Delta$ e métodos que utilizam a matriz de rigidez geométrica da estrutura [9].

1.1 Justificativa

As análises não lineares, ou de 2^a ordem, demandam o conhecimento, entendimento e consideração das não linearidades física e geométrica, além da utilização de métodos numéricos para discretização da estrutura e resolução das equações que governam o problema. Desse modo, o presente trabalho tem como justificativa a apresentação de uma abordagem simplificada (aproximada) para a avaliação do equilíbrio e das relações cinemáticas na configuração deformada do equilíbrio e realizar análises qualitativas e quantitativas do fenômeno.

2. Objetivos

2.1 Objetivo geral

Realizar a análise de verificação de estabilidade global de um caso particular de pórtico plano, com utilização da matriz de rigidez geométrica.

2.2 Objetivos específicos

- Verificar a necessidade de consideração dos efeitos de 2^a ordem;
- Calcular os esforços de 2^a ordem;
- Comparar os resultados de 2^a ordem, obtidos com a matriz de rigidez geométrica, com os calculados pelo procedimento aproximado.

3. Processos simplificados para verificação do efeito de 2^a ordem

A NBR 6118 [2] apresenta dois processos simplificados para a verificação da necessidade da consideração dos efeitos de 2^a ordem, o parâmetro Alfa (α) e o coeficiente Gama-Z (γ_z). Esses processos são brevemente discutidos a seguir.

3.1 Parâmetro de instabilidade alfa (α)

Sua utilização tem o propósito de apenas fazer uma avaliação da estabilidade do edifício, sendo o parâmetro de instabilidade Alfa (α) calculado pela equação (1).

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{\sum N_k}{\sum E_c I_c}} \quad (1)$$

em que, H_{tot} é a altura total da estrutura, $\sum N_k$ é o somatório das cargas verticais de serviço e, $\sum E_c I_c$ é o somatório das rigidezes dos elementos de contraventamento.

Pela NBR 6118 [2], os efeitos de 2^a ordem devem ser considerados caso $\alpha > \alpha_1$, sendo $\alpha_1 = 0,5$ para estruturas compostas somente por pórticos, de acordo com a norma.

3.2 Coeficiente gama-z (γ_z)

O coeficiente γ_z é um processo simplificado de avaliação da estabilidade global e dos efeitos de segunda ordem [5], [10], [11] e, também, é chamado de multiplicador dos efeitos de 1^a ordem. A NBR 6118 [2], recomenda que se $\gamma_z \leq 1,10$ a estrutura é classificada como de nós fixos e, portanto, podem se desprezar os efeitos de 2^a ordem, já para $\gamma_z > 1,10$ deve-se considerar os efeitos e, nessa situação, a estrutura é classificada como de nós móveis [2]. O coeficiente é calculado pela equação (2).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{Tot,d}}{M_{1,Tot,d}}} \quad (2)$$

em que,

$\Delta M_{Tot,d}$ → Soma dos produtos das forças verticais de cálculo atuantes pelos respectivos deslocamentos de 1^a ordem;

$M_{1,Tot,d}$ → Momento de tombamento de cálculo.

De acordo com a referência [12], é possível correlacionar o parâmetro α e o coeficiente γ_z por meio de uma equação cúbica. Todavia, o coeficiente γ_z deixa obsoleto o parâmetro α , pois, com a utilização de γ_z é possível fazer a avaliação da estabilidade do edifício além de estimar os efeitos de 2^a ordem. Entretanto, é importante relativizar essa informação, já que as demais referências consultadas não fazem menção a mesma. A referência [13] informa que há casos especiais em que o γ_z pode não ser aplicado ou resultar em erros acima de limites aceitáveis.

4. Análise dos efeitos de 2^a ordem

Os efeitos de 2^a ordem levam em consideração a deformação da

estrutura (não-linearidade geométrica) e o comportamento não linear das seções de concreto armado (não-linearidade física ou material). A escolha do procedimento mais adequado a ser usado depende de vários fatores, como por exemplo a magnitude dos deslocamentos e rotações na estrutura, o nível dos esforços normais atuantes, a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2^a ordem, entre outros. O uso da matriz de rigidez geométrica é uma das alternativas possíveis, que pode substituir, com vantagens, o processo $P - \Delta$. Outros procedimentos, também, foram desenvolvidos, como por exemplo, *Two Cycles Iterative Method*, *Fictitious Lateral Load Method*, *Iterative Gravity Load Method*, e *Negative Stiffness Method*, que podem ser verificados na referência [14].

4.1 Matriz de rigidez geométrica

A matriz de rigidez geométrica $[K_G]$ é uma das três matrizes que compõem a matriz secante $[K_S]$, que relaciona as forças aplicadas aos deslocamentos [5], [15]. As outras duas parcelas são a clássica matriz de rigidez elástica linear $[K_E]$ e a matriz que expressa as forças axiais decorrentes dos deslocamentos nodais perpendiculares ao eixo das barras $[K_I]$ [16].

Para um elemento de pórtico plano (*beam element*) a matriz de rigidez geométrica é dada pela equação (3), em que, P é o esforço axial no elemento e l é o comprimento da barra [17]. A matriz de rigidez geométrica leva em consideração a interação entre a força axial e o momento fletor na barra, para estruturas formadas por barras prismáticas sujeitas a rotações moderadas. E como se verifica, a matriz geométrica depende não somente da geometria do elemento, mas também do esforço interno atuante P .

Para uma análise não linear geométrica pode-se adotar $[K_S]$ completa, equação (4), ou apenas $[K_G]$ e $[K_E]$ - equação (5) [16].

$$\left[K_G \right] = \frac{P}{l} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5} & \frac{l}{10} & 0 & -\frac{6}{5} & \frac{l}{10} \\ 0 & \frac{l}{10} & 2\frac{l^2}{15} & 0 & -\frac{l}{10} & -\frac{l^2}{30} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{5} & -\frac{l}{10} & 0 & \frac{6}{5} & -\frac{l}{10} \\ 0 & \frac{l}{10} & -\frac{l^2}{30} & 0 & -\frac{l}{10} & 2\frac{l^2}{15} \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$[K_S] = [K_E] + [K_G] + [K_I] \quad (4)$$

$$[K_S] = [K_E] + [K_G] \quad (5)$$

4.2 Procedimento aproximado (simplificado)

Este procedimento consiste em multiplicar as ações horizontais pelo coeficiente γ_z , caso este seja maior que 1,10 (estrutura de nós móveis). Dessa forma, se têm de maneira aproximada os resultados dos efeitos de 1^a e 2^a ordem na estrutura. Porém, para fazer uma transição mais suave, entre os casos, a NBR 6118 [2] recomenda utilizar $0,95 \times \gamma_z$. Neste artigo justifica-se o uso de γ_z integral para se poder comparar os resultados entre as diversas análises realizadas.

O procedimento é realizado para cada combinação das ações, como mostram as equações (11) e (12), em que, deve-se utilizar o valor de γ_z correspondente à combinação em questão. Lembra-se que este procedimento, aqui, é tratado como uma abordagem simplificada (aproximada) para a avaliação do equilíbrio e das relações cinemáticas na configuração deformada do equilíbrio.

5. Método

Neste artigo realizaram-se estudos numéricos de caráter qualitativo, pois se pretende investigar as relações entre as variáveis de estudo de modo detalhado. Utiliza-se um pórtico plano com 14 nós e 18 barras, Figura 1. Estes estudos consistem em análises numéricas, as quais foram realizadas por meio de programação (*script*) em MatLab¹ e Sistema Mix².

Para as ações consideram-se as forças devidas ao vento, forças devidas ao peso próprio dos elementos estruturais e cargas de utilização (acidentais).

Na análise com o parâmetro α utilizaram-se apenas as ações devidas ao vento, com valores característicos, para determinar o deslocamento máximo da estrutura. Com o somatório destas cargas, obteve-se uma carga distribuída equivalente que causasse o mesmo deslocamento no topo. Assim, obteve-se o valor de $E_c I_c$ que é um valor equivalente.

As análises numéricas dos efeitos de 2^a ordem (análise não linear geométrica) foram feitas com o Sistema Mix, com uso da matriz secante dada pela equação (5). Os resultados da análise de 2^a ordem foram tidos como referência para a comparação com o procedimento aproximado.

5.1 Características físicas dos materiais

Para o pórtico utilizou-se concreto com resistência característica à compressão $f_{ck} = 30 MPa$. A rigidez secante dos elementos estruturais é tratada de maneira diferenciada para as vigas e pilares, para que, de forma simplificada, possa se considerar a não linearidade física dos materiais, consequência das relações não lineares entre tensão e deformação e do comportamento conjunto do concreto armado. Esse procedimento, que está de acordo com a NBR 6118 [2], consiste em reduzir o valor da rigidez de cada tipo de elemento estrutural. Assim, para vigas com armadura de compressão diferente da armadura de tração e pilares, usa-se o valor dado pelas equações (7) e (8), respectivamente. Em que I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto e $\alpha_E = 1$ (granito e gnaisse).

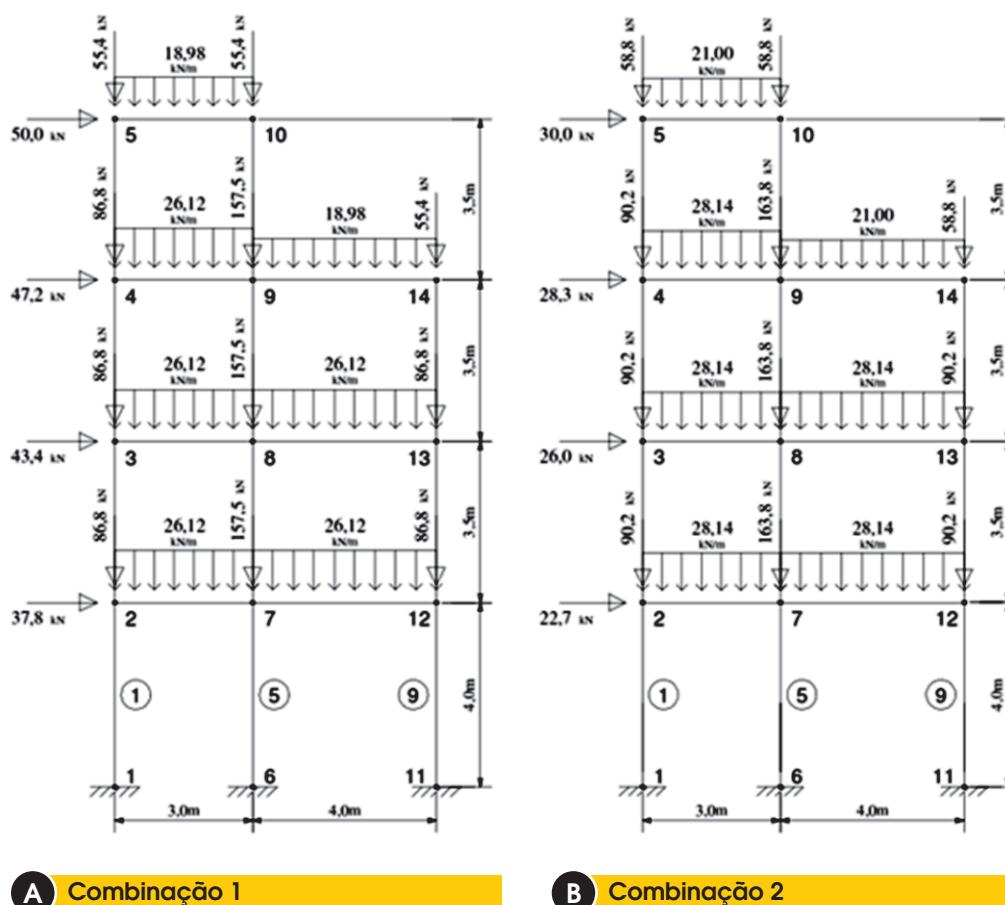
$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}$$

(6)

¹ <http://www.mathworks.com/> - Versão estudante.

² Software Licenciado à Universidade Federal de Santa Catarina. O Sistema Mix é um sistema desenvolvido pelo Engenheiro Sérgio Ricardo Pinheiro Medeiros e comercializado pela TQS Informática Ltda.

Figura 1 – Combinação 1 e 2



$$(EI)_{SEC} = 0,4 E_{ci} I_c \quad (7)$$

$$(EI)_{SEC} = 0,8 E_{ci} I_c \quad (8)$$

5.2 Características geométricas do pórtico plano

As seções de pilares são retangulares, com dimensões de 30×25 cm, em que a dimensão de 25 cm é a que está no plano de flexão do pórtico. Para simular o efeito de diafragma rígido, as vigas (com seção transversal de 15 × 40 cm) são simuladas com a área da seção transversal de $6 \times 10^5 \text{ cm}^2$, aumento fictício, artifício que possibilita obter deslocamentos horizontais iguais para pontos do pavimento.

5.3 Ações

Neste artigo utilizaram-se cargas permanentes e acidentais. Para as análises foram utilizadas duas combinações de carregamentos,

para o Estado Limite Último. O primeiro caso de carregamento considera o vento como ação acidental principal (valores fictícios), equação (9) em que $\psi_0 = 0,7$ (edifícios comerciais). O segundo caso considera a ação do vento como ação acidental secundária, equação (10), com $\psi_0 = 0,6$. Nestas equações, o índice “g” refere-se às cargas permanentes, “q” às cargas acidentais verticais, “V” à ação do vento (forças horizontais) e “k” aos valores característicos de cada ação. As combinações utilizadas no procedimento aproximado são apresentadas nas equações (11) e (12).

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4V_k + 1,4\psi_0 F_{qk} \quad (9)$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4F_{qk} + 1,4\psi_0 V_k \quad (10)$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + \gamma_z 1,4V_k + 1,4\psi_0 F_{qk} \quad (11)$$

$$F_d = 1,4F_{gk} + 1,4F_{qk} + \gamma_z 1,4\psi_0 V_k \quad (12)$$

A Figura 1 apresenta os valores utilizados em cada combinação (valores finais). Para o procedimento aproximado utilizou-se script em MatLab, em que, apenas a ação do vento na Figura 1 (a) e Figura 1 (b) são multiplicadas pelo coeficiente γ_z .

6. Resultados e discussão

6.1 Alfa e Gama-Z (α, γ_z)

Para o coeficiente α obteve-se 0,64 e de acordo com a NBR 6118 [2], os efeitos de 2^a ordem devem ser considerados, pois $\alpha > \alpha_1$.

Em relação ao coeficiente γ_z foram obtidos dois valores, um para cada uma das combinações de ações. Para a primeira combina-

ção, equação (11), que tem o vento como ação accidental principal, obteve-se $\gamma_z = 1,10$. Para a segunda combinação, equação (12), com a carga vertical como ação accidental principal, obteve-se $\gamma_z = 1,11$. A NBR 6118 [2] recomenda que os efeitos de 2^a ordem devem ser considerados caso $\gamma_z > 1,10$. Assim, com o parâmetro α e coeficiente γ_z é possível verificar que é necessário considerar os efeitos de 2^a ordem. O próximo item trata deste assunto.

6.2 Análise de 2^a ordem

A Figura 2 apresenta os resultados de deslocamentos horizontais dos nós 1 a 5, para as análises de 1^a ordem, COMB.1 equação (9) e COMB.2 equação (10), e das análises não lineares (2^a ordem) decorrentes das duas combinações anteriores, CBNL.1 e CBNL.2, respectivamente.

Verifica-se que as maiores amplitudes de deslocamentos são obtidas para a combinação 1, que utiliza a equação (9), que tem o vento como ação accidental principal. Entretanto, para a mesma combinação, COMB.1, obteve-se o menor valor para o coeficiente γ_z . Isto ocorre porque os efeitos de 2^a ordem devem-se ao produto das cargas verticais pelos respectivos deslocamentos horizontais. Enquanto que, pela COMB.1 têm-se os maiores deslocamentos horizontais, a COMB.2 possui os maiores carregamentos verticais e maior efeito de 2^a ordem, neste caso. A diferença de deslocamentos entre análises de 1^a e 2^a ordem, para cada uma das combinações é exibida na Figura 3.

Verifica-se que para o nó 5 (topo do pórtico), com a primeira combinação de ações há um aumento dos deslocamentos de 11,26% ao realizar a análise dos efeitos de 2^a ordem. Para a segunda

Figura 2 – Deslocamentos horizontais (cm)

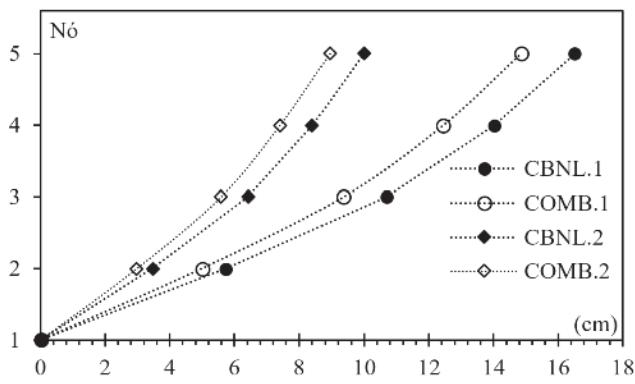


Figura 3 – Deslocamentos horizontais, Diferença (%)

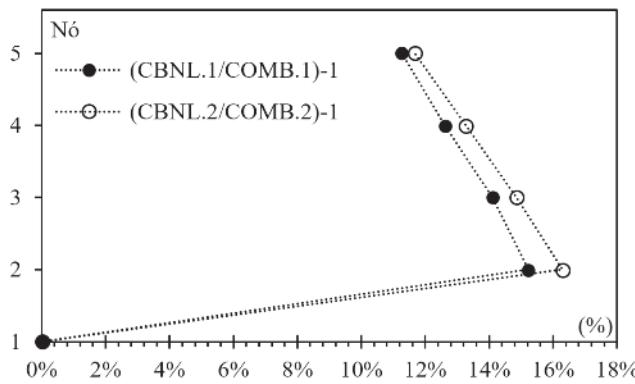


Figura 4 – Relação entre momentos fletores para análise de 1^a e 2^a ordem: combinação 1

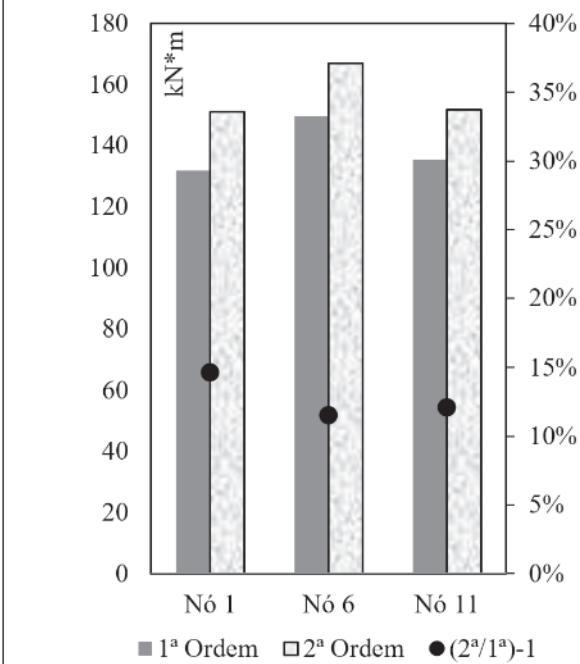
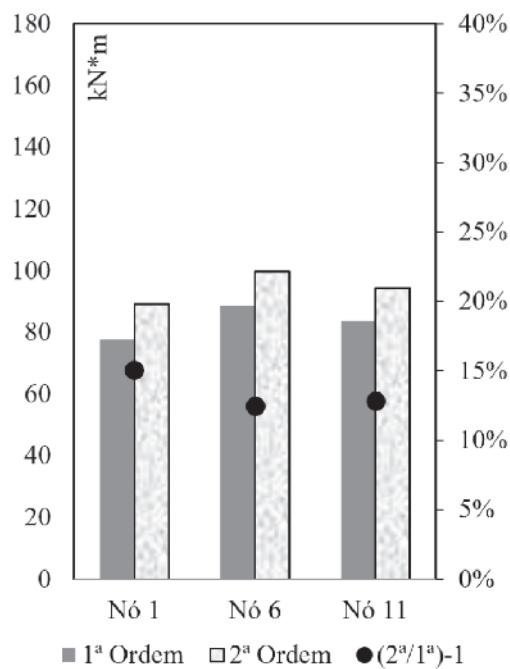


Figura 5 – Relação entre momentos fletores para análise de 1^a e 2^a ordem: combinação 2



combinação, o aumento é de 11,66%. Para os dois casos, a maior diferença é obtida para o nó 2, com valor máximo de 16,29% na segunda combinação.

Os momentos fletores na base dos pilares (barras 1, 5 e 9), obtidos para todas as combinações (1^a e 2^a ordem) são apresentados na Figura 4 e Figura 5. Na Figura 4 se tem a ação do vento como ação acidental principal, e na Figura 5 se tem a ação do vento como ação acidental secundária. Em ambas as figuras, verifica-se que a parcela devida apenas aos esforços de 2^a ordem é maior que 10% para todos os pilares e combinações (eixo vertical direito

Tabela 1 – Deslocamentos horizontais (cm)

Nó	$\text{dif} = \frac{\text{CNBL.1}}{\gamma_z \text{ COMB.1}} - 1$	$\text{dif} = \frac{\text{CNBL.2}}{\gamma_z \text{ COMB.2}} - 1$
1	0	0
2	3,79%	3,14%
3	2,69%	1,90%
4	1,30%	0,30%
5	0,18%	-1,25%

Tabela 2 – Momento fletor na base dos pilares (kNm)

Nó	$\text{dif} = \frac{\text{CNBL.1}}{\gamma_z \text{ COMB.1}} - 1$	$\text{dif} = \frac{\text{CNBL.2}}{\gamma_z \text{ COMB.2}} - 1$
1	2,92%	1,86%
6	0,22%	-0,22%
11	1,32%	1,18%

das figuras), em que, "[2^a/1^a] - 1" representa a diferença, em porcentagem, da análise não linear geométrica (2^a) sobre a análise linear (1^a).

6.3 Procedimento aproximado (simplificado)

Para diferenciar os resultados, na legenda das figuras, os resultados obtidos pela análise aproximada ou simplificada (descrita no item 4.3) são indicados por " γ_z " e os resultados obtidos pela análise não linear geométrica são indicados por "2^a".

Os resultados de deslocamentos horizontais, para os nós 1, 2, 3, 4

Figura 6 – Deslocamentos horizontais (cm)

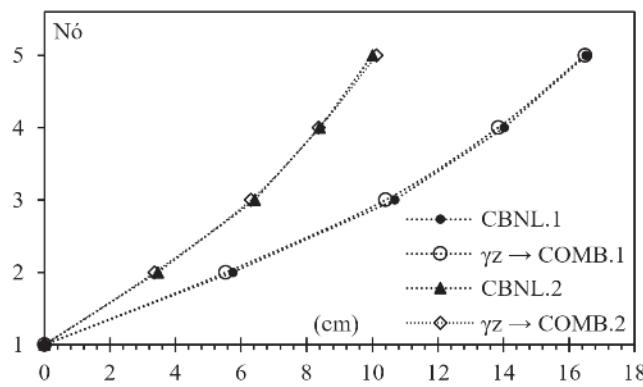


Figura 7 – Deslocamentos horizontais: diferença (%)

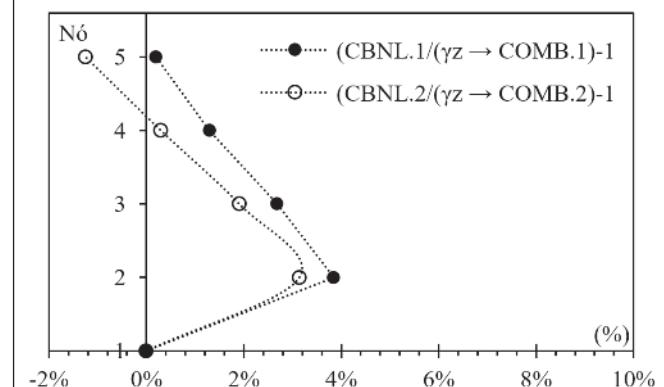
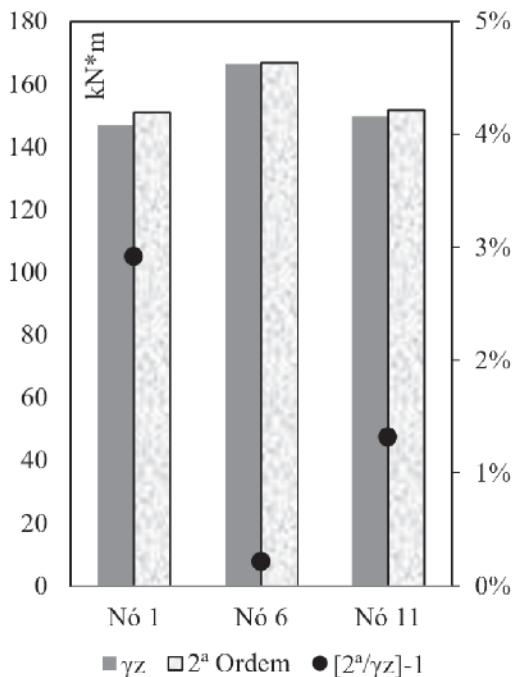
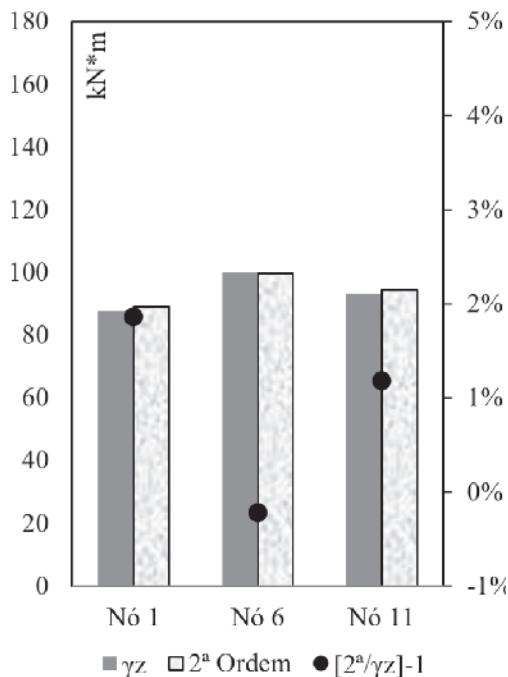


Figura 8 – Relação entre momentos fletores: análise não linear geométrica e procedimento aproximado



A Vento como ação acidental principal



B Vento como ação acidental secundária

e 5, são apresentados na Figura 6 e a diferença entre os dois procedimentos é apresentada na Figura 7. Os valores de momentos fletores na base dos pilares, com o respectivo comparativo entre resultados, são evidenciados na Figura 8.

Estes resultados evidenciam que o procedimento aproximado obteve excelente desempenho, em comparação ao método refinado, que utiliza a matriz de rigidez geométrica. Pela Tabela 1 e Tabela 2 pode-se melhor visualizar a diferença entre os procedimentos para deslocamentos e momentos fletores, respectivamente. Observa-se que, para deslocamentos no topo do pórtico (nó 5), a diferença relativa é de apenas 0,18% para a combinação 1, e de apenas -1,25% para a combinação 2, sendo que neste último caso, o procedimento aproximado está a favor da segurança.

7. Conclusão

O estudo apresentado neste artigo mostrou a importância da verificação dos efeitos de 2^a ordem para garantia da segurança da estrutura. Constatou-se que o parâmetro α e o coeficiente γ_z foram efetivos para mostrar a necessidade da avaliação destes efeitos. A análise não linear geométrica, com o uso da matriz de rigidez geométrica, foi satisfatória para obter os esforços e deslocamentos devido aos efeitos de 2^a ordem. Estes efeitos mostraram-se ser maiores que 10% dos efeitos de 1^a ordem. O que os processos simplificados α e γ_z já haviam indicado.

O procedimento aproximado, que consiste em multiplicar as forças

horizontais pelo coeficiente γ_z , mostrou ser adequado para a obtenção dos efeitos de 2^a ordem do pórtico em estudo, tanto para deslocamentos quanto para os momentos fletores. Verificou-se que a aplicação do procedimento aproximado é simples e não requer conhecimentos avançados sobre análise não linear geométrica, como necessita o método refinado. Entretanto, os resultados são válidos para as características estruturais simuladas neste artigo e, esta verificação não deve ser extrapolada para demais estruturas.

8. Agradecimentos

Os autores agradecem à Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), ao Grupo de Análise e Projeto de Estruturas (GAP-UFSC), ao Programa de Pós-Grauação em Engenharia Civil (PPGEC-UFSC) e à Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

9. Referências bibliográficas

- [1] ELLWANGER, R. J. Influência do número de pavimentos no parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por paredes ou núcleos de concreto armado. *RIEM - Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.6, n.1, 2013; p.783–810.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2014.

- [3] SILVA, A. R. D. DA; PRADO, I. M.; SILVEIRA, R. A. DA M. CS-ASA: a new computational tool for advanced analysis of steel frames. *Revista Escola de Minas*, v.66, n.3, 2013; p.281–288.
- [4] SCHIMIZZE, A. M. *Comparison of P-Delta Analyses of Plane Frames Using Commercial Structural Analysis Programs and Current Aisc Design Specifications*, Blacksburg, 2001, Thesis (master degree), Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, 150 p.
- [5] MONCAYO, W. J. Z. *Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado*, São Carlos, 2011, Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 221 p.
- [6] GRECO, M.; GESUALDO, F. A. R.; VENTURINI, W. S.; CODA, H. B. Nonlinear positional formulation for space truss analysis. *Finite Elements in Analysis and Design*, v.42, n.12, 2006; p.1079–1086.
- [7] GRECO, M.; CODA, H. B. Positional FEM formulation for flexible multi-body dynamic analysis. *Journal of Sound and Vibration*, v.290, n.3-5, 2006; p.1141–1174.
- [8] CODA, H. B ; GRECO, M. A simple FEM formulation for large deflection 2D frame analysis based on position description. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, v.193, n.33-35, 2004; p.3541–3557.
- [9] BANKI, A. L. *Estudo sobre a inclusão da não linearidade geométrica em projetos de edifícios*, Florianópolis, 1999, Dissertação (mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 376 p.
- [10] OLIVEIRA, D. M.; SILVA, N. A.; OLIVEIRA, P. M.; RIBEIRO, C. C. Evaluation of second order moments in reinforced concrete structures using the γ_2 and B_2 coefficients. *RIEM - Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.7, n.3, 2014; p.329–348.
- [11] JUNIOR, E. P.; NOGUEIRA, G. V.; NETO, M. M.; MOREIRA, L. S. Material and geometric nonlinear analysis of reinforced concrete frames. *RIEM - Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v.7, n.5, 2014; p.879–904.
- [12] CARMO, R. M. S. *Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado*, São Carlos, 1995, Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 135 p.
- [13] VASCONCELOS, A. C. *Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do Gamaz para determinação dos efeitos de 2^a ordem?* <http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/89-artigos/175-em-que-casos-nao-se-deve-aplicar-o-processo-simplificado-do-gamaz-para-determinacao-dos-efeitos-de-2o-ordem>. - acesso em 2015-02-16.
- [14] CHEN, W.F. ; LUI, E.M. *Stability design of steel frames*. Boca Raton, Flórida, CRC Press, 1991.
- [15] GELATTI, F. *Análise não linear física e geométrica de pórticos planos de concreto armado modelagem por elementos finitos de barra*, Florianópolis, 2012, Dissertação (mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 241 p.
- [16] MEDEIROS, S. P. *Módulo TQS para Análise Não-Linear Geométrica de Pórticos Espaciais*. <http://www.tqs.com.br/suporte-e-servicos/biblioteca-digital-tqs/89-artigos/268-modo-tqs-para-analise-nao-linear-geometrica-de-porticos-espaciais>. - acesso em 2015-02-16.
- [17] JUNIOR, J. K. *Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão*, Porto Alegre, 2007, Tese (doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 362 p.

Hourglass-shaped specimen: compressive strength of concrete and mortar (numerical and experimental analyses)

Corpo de prova na forma de ampulheta: resistência à compressão de concretos e argamassas (análises numérica e experimental)

U. T. BEZERRA ^a
dartarios@yahoo.com.br

S. M. S. ALVES ^a
smsalves@yahoo.com.br

N. P. BARBOSA ^b
dartarios@yahoo.com.br

S. M. TORRES ^c
sandomardentorres@yahoo.co.uk

Abstract

Cylindrical specimens whose diameter is equal to half its height have been used worldwide. The statistical scattering in experimental testing of cementitious materials is a phenomenon known in literature and one reason is linked to the geometry of the specimens, which implies the possibility of different failure modes. This paper shows the evaluation of an hourglass-shaped sample, in which the highest stress occurs at the centre of the specimen, with negligible influence of stress distribution from its ends. An amount of 260 cylindrical and hourglass samples were tested, with varying water/cement ratio and age. FEM analyses showed that stress in the central part of the hourglass specimens is 2.25 higher than that present at its ends. Modes of failure occurred in different ways in cylindrical specimens, whereas only one mode of failure was verified in hourglass specimens. The cylindrical samples showed bimodal frequency distribution, demonstrating the influence of the central part (material properties) and of its ends (boundary conditions), while the hourglass displayed a Gaussian distribution.

Keywords: hourglass, specimen geometry, compressive strength, cementitious material, FEM.

Resumo

Corpos de prova cilíndricos com diâmetros iguais à metade da altura tem sido empregados em todo o mundo. A dispersão estatística de resultados em experimentos com materiais cimentícios é um fenômeno conhecido da literatura e uma das razões deste fenômeno corresponde à geometria dos corpos de prova, o que pode explicar a ocorrência de diferentes modos de ruptura. Este trabalho mostra a avaliação de corpos de prova na forma de ampulheta, com a imposição de que tensões de ruptura ocorram em sua parte central, tornando desprezível a influência das condições de contorno de suas extremidades (pratos da máquina universal de ensaios). Um total de 260 corpos de prova cilíndricos e na forma de ampulheta foram testados, variando-se o fator água/cimento, empregando concreto e argamassa além da variação das dimensões dos corpos de prova. O método dos elementos finitos foi empregado para analisar as tensões despertadas nos modelos. As análises mostraram que as tensões máximas ocorrem na parte central das amostras de ampulheta com valor 2,25 maior do que as tensões despertadas em suas extremidades. Os ensaios mostraram que ocorreram diferentes modos de ruptura nas amostras cilíndricas, enquanto que nas amostras na forma de ampulheta um único modo de ruptura foi observado. Além disso, enquanto as amostras cilíndricas mostraram distribuições de Gauss bimodais para as frequências dos resultados, o que parece demonstrar a influência da propriedade do material (parte central) e a influência dos pratos da máquina de ensaio (condições de contorno), as amostras na forma de ampulheta apresentaram sempre distribuições de Gauss unimodais para os resultados.

Palavras-chave: ampulheta, geometria de corpo de prova, resistência à compressão, material cimentício, método dos elementos finitos.

^a Civil Construction, Academic Unit 1, Federal Institute of Paraíba, João Pessoa, PB, Brazil;
^b Department of Civil Engineering, Federal University of Paraíba, João Pessoa, PB, Brazil;
^c Department of Materials Engineering, Federal University of Paraíba, João Pessoa, PB, Brazil.

Received: 28 Nov 2015 • Accepted: 03 Mar 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introduction

"One naturally wonders who or what people first discovered that lime, when burnt and slaked with water, together with sand as an additive, can be used as a mortar. The answer has to be: we will never know - it just happened". This inquiry, spoken by Hamelau [1], may very well be paraphrased as the problem of this paper and be rewritten as: "one naturally wonders who or what engineer or institution first established that the geometry of the specimens of cementitious material should be a cube or a cylinder? The answer has to be: we will never know - it just happened". Of course there are some names, institutions and curiosities in this story; after all, it is not as old as the invention of mortar. In 1836, in Germany, the first tests to evaluate mechanical properties of cementitious materials began. So, that country has shown itself as a great center of research in mechanical properties of cementitious materials from the mid-nineteenth century [2].

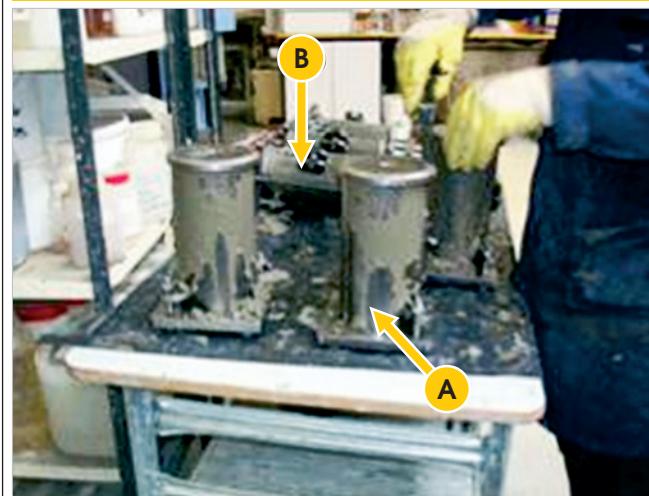
From the historic and pleasant testimony of Professor Antonio Carlos Reis Laranjeiras [3], who personally experienced some of the historical moments of the engineering in Europe, this paper was able to approach something of what happened during the definition of the geometry of specimens for cementitious materials.

The adoption of specimens for mechanical tests with different geometries occurred at the beginning of last century. The cubic form was adopted initially in Germany, where there is an extensive tradition regarding early studies on concrete technology. The initial idea was to obtain a specimen with surfaces perfectly parallel for being submitted to compressive testing. Turns out that a 15-cm-sided cube had an excellent parallelism of its faces. For concretes and machines of that period, these dimensions appeared to be adequate, because larger dimensions were not able to be used, due to the machines' capacity.

The United States school, however, followed another pattern. They adopted the cylindrical form, with larger ease of confection, once it does not run the risk of developing heterogeneous density as it is typical at edges of a cubic form. However, for this form, it still appeared the problem of top surface finishing, that generally becomes irregular, and it is frequently necessary to correct it by adding molten sulfur or cement paste on such surface.

Early in the 20th century, the cylinder with height/diameter ratio equal to one proved to be inadequate, because the failure modes

Figure 1 – Specimens with lid in vertical (a) and horizontal (b) positions



were strongly influenced by the friction of the machine plates on the surfaces of the specimens. Then, the German engineer Hubert Rüsch conducted studies about slenderness and determined that the value of 2 was the most appropriate relationship between the height and diameter of the specimen. The idea of Rüsch was that the planes of rupture did not pass by the machine plates. Even though it was a reasonable approach, many specimens had (and still have) a tendency to break through their extremities, making it difficult to determine the actual value of the material strength. The other problem concerning cylindrical samples preparation, related to the surface finishing, was recently solved by simply putting a lid on the top of the form (Figure 1 (a)) and positioning it horizontally (Figure 1 (b)). With this, a slight edge over the height of the specimen is produced, but this does not compromise its cross section, because the reduction produced is insignificant.

In the course of time, several researchers have studied new geometries that could alter some of the peculiarities in concrete compressive strength tests as well as others aspects of materials.

Figure 2 – Cross sections to predict the failure mode of concrete (from (5))

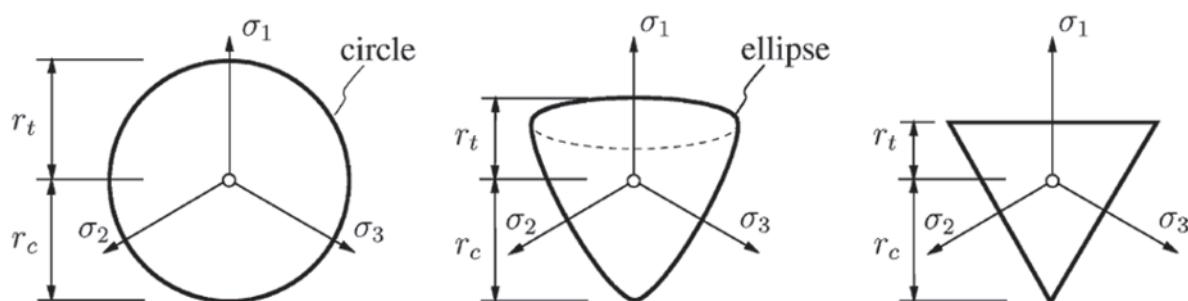
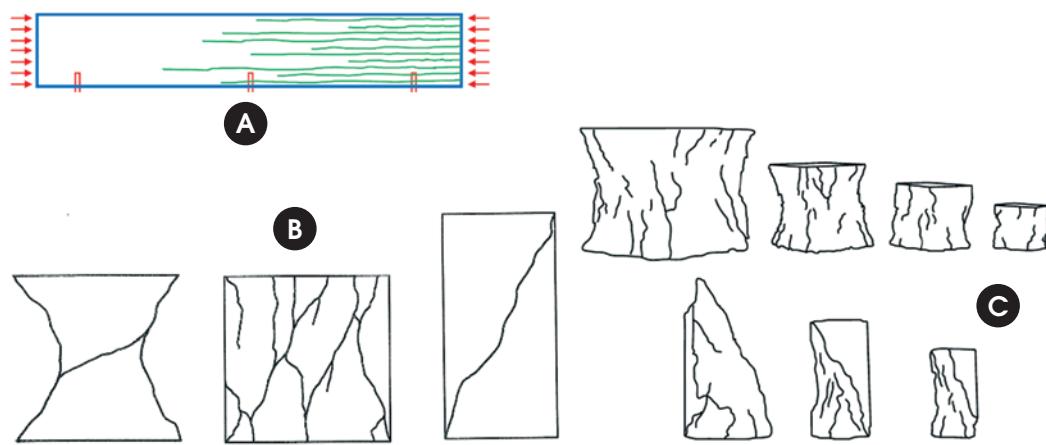


Figure 3 – Failure modes of concrete specimens (from (9) (a), (10) (b) and (11) (c))



Hampel *et al.* [4] and Pivonka *et al.* [5] performed studies on prediction of failure mode in concrete samples (Figure 2). However, they neglected to account for the friction between the loading platens and the specimen (a procedure that significantly simplifies the structural analysis, but does not solve the problem of the influence from the extremities). Because the Poisson effect [6], in the contact platen-specimen friction, stresses necessarily arise due to the difference of freedom to deformation of the central part of the specimen and the restriction of its ends. These stresses are negligible in the case of samples of high slenderness, which was considered at the time of the choice of height/diameter ratio of 2 (cylindrical form). However, for this relationship, another problem comes out, which is the beginning of the effects of buckling, studied by Leonard Euler in the 18th century [7]. So, it is not easy to find a geometry that does not present limitations (i.e., engineering should be

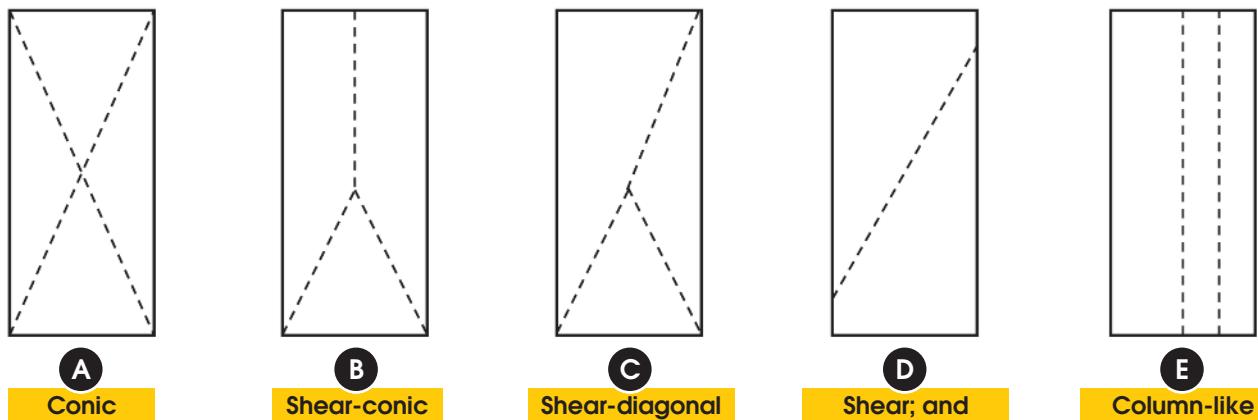
content with a geometry that has fewer problems, instead of an ideal geometry).

Another question, addressed by Bažant and Becq-Giraudon [8], refers to the evaluation of cross sections subjected to compressive stress by the fracture mechanics of Griffith. From the analysis of some accidents involving concrete structures, these researchers have proposed a way to predict the fracture energy of concrete from the compressive strength, size of aggregates, etc.

Specifically focused on failure modes of high strength concrete, several researchers evaluated both cubic and cylindrical samples, like Tue and Tung [9], Vonk [10] and Viso *et al.* [11], observing that the first break with a format similar to an hourglass, and the latter tends to a plan that breaks across the ends (Figure 3).

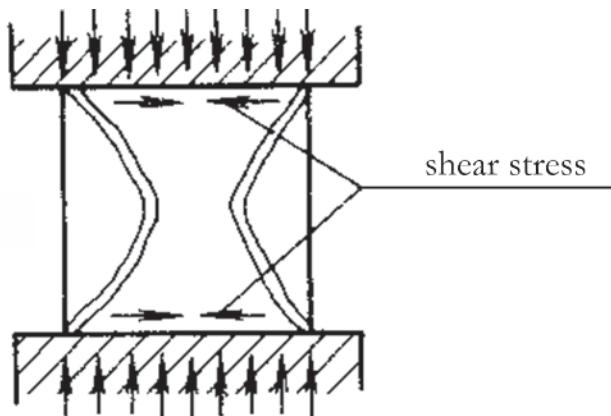
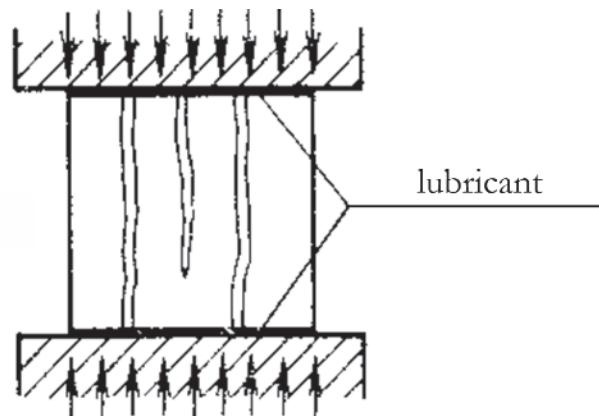
In research conducted on the fatigue behavior of metals (through alternating cycles of compression and tension), Miwa *et al.* [12]

Figure 4 – Cylindrical failure modes according to Brazilian standard (14))



1 <http://www.mathworks.com> - Student version.

2 Licensed Software to Santa Catarina Federal University. Mix System is a system developed by Engineer Ricardo Sergio Pinheiro Medeiros and marketed by TQS Informática Ltda.

Figure 5 – Failure modes of cubic specimens (from [15])**A With friction between the plates****B Without friction between the plates**

analyzed modified cylindrical specimens of small dimensions. The novelty of such work is that the specimen geometry is the hourglass shape.

There are several important factors that affect the assessment of such strength, namely: (i) stress rate; (ii) height-to-base ratio; (iii) surface-related defects of the specimens such as planarity, parallelism and horizontality of the contact faces and also (iv) contact-related defects such as frictions and roughness between specimens and machine surfaces. Geometry of testing specimens also affects the assessment of the actual strength of the material. For instance, compressive strength determined by cubic specimens is almost 15 % higher than that obtained in cylindrical ones [13]. Under compressive loads, it has been shown that most failure patterns in cylindrical samples follow an hourglass shape due to shear stress, which direct cracking

propagation orientated 45° in relation to the load direction [6]. However, there are several instances when crack profiles do not necessarily follow such trend, which is evidently due to geometric features rather than intrinsic properties of the materials. Indeed, as pointed out by the Brazilian standard NBR 5739 – 1994 [14], it is expected that cylindrical specimens might fail in at least five possible ways, as shown in Figure 4. In these modes, it is possible to see the cracks generally pass through the contact faces in all modes with just one exception. This might corroborate the view that the strength distribution can be greatly affected by contact factors as pointed out earlier.

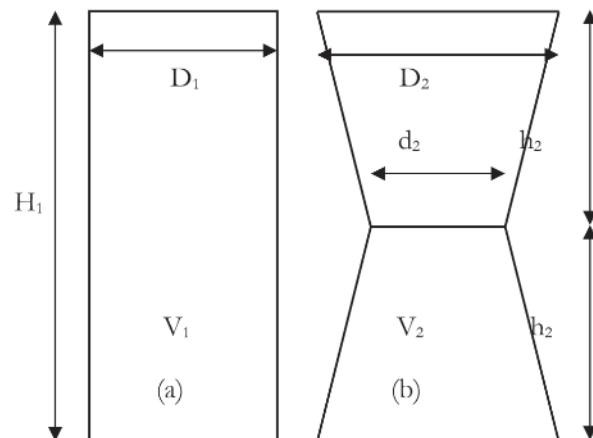
In the book *Estructuras de Hormigon Armado* (Spanish for Reinforced Concrete Structures), the Russian authors Sigalov and Baykov [15] analysed an interesting illustration (Figure 5) which deals with how specimens are subjected to compressive stress break.

Table 1 – Variations of geometry

Geometry	Dimension (cm)	Area (cm ²)	Material	Problem	Origin
Cube	15 x 15	225.0	Concrete	Densification*	Germany/Europe
Cube	5 x 5	25.0	Mortar	Densification*	Europe/USA
Cylinder	30 x 15	176.7	Concrete	Coating**	USA
Cylinder	20 x 10	78.5	Mortar	Coating**	USA
Cylinder	10 x 5	19.6	Paste/mortar	Coating**	USA
Hourglass	30 x 18 x 12	113.1	Concrete	Unknown	Brazil
Hourglass	20 x 12 x 8***	50.3	Concrete/mortar	Unknown	Brazil
Hourglass	10 x 6 x 4***	12.6	Mortar/paste	Unknown	Brazil

* The density of corner is different of the center; ** the bottom coating is different of top coating, and the friction of plates change the results; *** this geometries were adopted here.

Figure 6 - Hourglass mold made by fiberglass and polyester. Cylinder (a) and hourglass (b)



In this figure, it is possible to see the characteristic bi-cone of rupture in the case (a). Thus, from observation of natural rupture in cubic and cylindrical specimens, and with the literature references, this work deals with the modeling of concrete specimens in an hourglass shape to evaluate the compressive strength.

So, even with the elimination and/or reduction of some problems presented by the geometry and form of preparation of specimens over the 20th century (and also in the beginning of this one), an unsolved problem still remains: what to do for the boundary conditions (edges) have no influence in the measures of the compressive strength of cementitious materials? Or else: how to make the platens of the machines do not interfere in the magnitude of the compressive strength of cementitious materials?

This study proposes a new geometry for the molds to cast specimens of cementitious materials, incorporating the solutions obtained during the 20th century, and significantly reducing the problems from the influence of boundary conditions.

2. Materials and experimental program

Variations in geometry experienced in the last century are summarized in Table 1. It can be seen that the cubes predomi-

nate in Europe, while the cylinders are mostly present in the Americas.

In the last lines of the Table 1 (in bold typing), three new geometries of specimens that are proposed in this paper, for testing cementitious materials, are included.

2.1 Materials

Concrete and mortar with Portland cement CP II (equivalent to Pozzolan-Modified Portland Cement type I (MP) of the ASTM classification) were prepared (quartz sand, granitic coarse aggregate and potable water were used). The mold releasing was made 24 hours after casting the samples, followed by water curing until 7 and 28 days (after tests) at room temperature. The strength was determined by dividing the force by the area (half height) of the samples. The data was analyzed by Gaussian curve [16] fitted with least square method.

2.2 Experimental approach

Two shapes were used: (i) cylinder and (ii) hourglass shape (details in Figure 6 and Table 2).

For higher dimension specimens, adopted for concrete, a variation of water/cement ratio was used to analyze the difficulty in

Table 2 – Characteristics of geometries tested

Geometry	Material	Mold	H ₁ (cm)	h ₂ (cm)	D ₁ (cm)	D ₂ (cm)	d ₂ (cm)	A _{extreme} (cm ²)	A _{centre} (cm ²)	V ₁ (cm ³)	2V ₂ (cm ³)
Cylinder	Mortar	Steel	10.00	–	5.00	–	–	19.63	–	196.35	–
Hourglass	Mortar	Acrylic	10.00	5.00	–	3.00	2.00	28.27	12.57	–	198.97
Cylinder	Concrete	Styren	20.00	–	10.00	–	–	78.54	–	1570.80	–
Hourglass	Concrete	Fiberglass	20.00	10.00	–	6.00	4.00	113.10	50.26	–	1591.74

Table 3 – Geometries – mix proportion of tested samples

Material Mort./Concr.	Geometry Cyli./Hour.	Specimens (Unit)	Mix proportion				Age of curing (day)
			Cement	Sand	Coarse aggregate	W/C	
Mortar	Cylinder	20	1.00	3.00	-	0.50	7
Mortar	Cylinder	20	1.00	3.00	-	0.50	7
Mortar	Hourglass	20	1.00	3.00	-	0.50	28
Mortar	Hourglass	20	1.00	3.00	-	0.50	28
Concrete	Cylinder	30	1.00	2.20	2.50	0.45	28
Concrete	Cylinder	30	1.00	2.20	2.50	0.55	28
Concrete	Cylinder	30	1.00	2.20	2.50	0.65	28
Concrete	Hourglass	30	1.00	2.20	2.50	0.45	28
Concrete	Hourglass	30	1.00	2.20	2.50	0.55	28
Concrete	Hourglass	30	1.00	2.20	2.50	0.65	28

Note: no additives, admixtures and/or superplasticizers were used.

accomplishing densification of concrete in the hourglass mold type, due to necking of the central section.

For the mortars, 20 specimens for each age (7 days and 28 days) were casted. For concrete, due to its natural heterogeneity, 30 specimens of each condition were prepared. Czarnecki *et al.* [17] conducted statistical studies on concrete specimens, and adopted the quantity of 36 as an adequate number of tests, considering distribution of T-test (significance level of 95%).

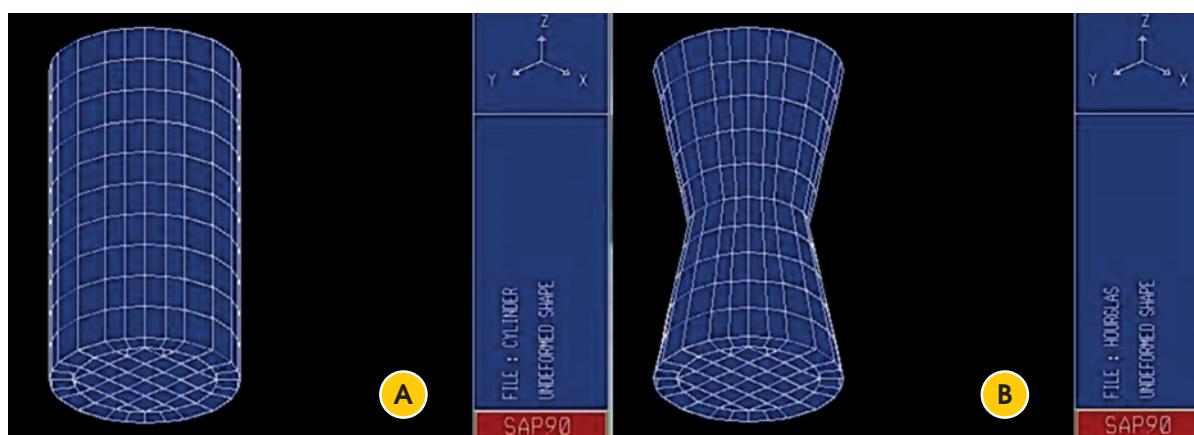
The mixes used for the preparation of the specimens are listed in Table 3.

Concerning the difficulty of casting, the traditional procedure, specified in the Brazilian Standard (12 strokes per layer for a total of 2 layers), fits satisfactorily in the hourglass shape specimens, for those prepared with both high and low water/cement ratio (0.65 and 0.45).

2.3 Numerical approach

Numerical simulation was carried out by means of Finite Element Method (FEM), using the Structural Analysis Program (SAP) software and Ritz method (brick Wilson formulation) [18, 19]. The material was assumed to be perfectly elastic, with modulus of elasticity of 30 GPa, and Poisson's ratio of 0.2. The discrete FEM models for both geometries can be seen in Figure 7.

On the top and bottom of the samples, the joint horizontal displacements were restricted. On the bottom, even vertical displacements were restricted. In all the other nodes, all 6 degrees of freedom were released. This procedure allows the Poisson's effect, which is compatible with the actual testing of compressive strength, practiced in laboratories.

Figure 7 – Cylindrical (a) and Hourglass-like (b) FEM mesh

3. Results and discussion

3.1 Mortar analysis

3.1.1 Experimental analysis

Table 4 shows the compressive strength results for both shapes at the ages of 7 and 28 days.

A first look shows that the average of both shapes was very similar at both ages despite the reduced section at the middle of the hourglass specimens. Hence, there should be no significant effect of the specimens shape on the assessment of the compressive strength of the mortar.

Nevertheless, the standard deviation was slightly higher for cylinder-shaped specimens, which was greater at later age. Nonetheless, a closer look at the stress distribution reveals that the effect of specimens shape were rather different at both ages as can be seen in Figure 8.

For cylindrical shapes, a Gaussian fitting could only be performed with certain significance when two peaks were considered, suggesting two groups of effects dominating the strength of such

specimens. This trend was not observed for the hourglass shape in which a single Gaussian peak was able to fit the data with better correlation coefficients at both ages. This might indicate that the different failure modes, as suggested by the aforementioned standard ([14], Figure 4), might have influenced such a trend. It is interesting to note that the velocity of the rupture was much slower for hourglass shapes, because of its smooth section reduction variation. This might represent an interesting alternative in the case of high strength concrete in which rupture is very abrupt.

Figures 9 and 10, respectively, show typical failure modes in cylindrical and hourglass-like specimens. Indeed, whereas most failure modes in cylinders were shear (Figure 9(a)) and column-like (Figure 9(b)), shear mode of failure was the only mode observed in all hourglass shape specimens ((Figure 10(a) and (b)). The fact that cracks propagated through contact faces in cylinders, but not in hourglass shape, seems to corroborate the view that the reduction of section, as in hourglass shapes, helps to concentrate stresses in sections. Hence, there is evidence to suggest that the latter seems less affected by contact-surface-related problems than the former shape. In fact, the normal stress on the top of the cylinder sample is twice as high as that of hourglass shape sample. Therefore,

Table 4 - Compressive strength of mortars

Sample	7 days curing		Sample	28 days curing	
	Cylinder	Hourglass		Cylinder	Hourglass
1	17.57	20.46	1	36.92	41.60
2	21.77	19.05	2	36.16	38.64
3	17.19	17.63	3	37.56	39.13
4	18.33	24.97	4	42.65	39.79
5	18.97	20.81	5	42.02	37.65
6	21.65	23.98	6	35.65	42.42
7	21.77	21.73	7	43.42	36.17
8	19.23	19.05	8	35.78	43.57
9	17.19	20.46	9	45.96	40.78
10	22.15	22.57	10	36.29	39.79
11	19.10	20.46	11	41.89	39.30
12	18.46	22.57	12	42.40	36.34
13	22.03	18.34	13	37.18	38.97
14	21.65	19.05	14	35.91	32.72
15	23.55	19.75	15	42.02	40.28
16	22.28	21.87	16	37.94	37.82
17	17.44	21.87	17	37.31	44.39
-	-	-	18	41.38	41.43
-	-	-	19	43.04	42.25
-	-	-	20	44.44	40.45
Average	20.02	20.86	Average	39.80	39.67
St. deviation	2.15	1.99	St. deviation	3.39	2.73

the horizontal stresses due to friction are twice lower for hourglass shape samples.

3.1.2 Numerical analysis

Numerical analyses show stress distribution of both shapes (Z-axis, vertical stress) as can be seen in Figure 11 and Figure 12, respectively. Although it is not possible to determine the ultimate compressive strength by using linear elastic analysis, the strength distribution is important to assess possible failure patterns that are more likely to occur at greater strength concentration. Stress distribution in cylinders is more concentrated at the top of the specimens, where the load is applied. Also, failure can occur at any position in this geometry given that strength is somewhat uniform throughout the section. Interestingly, natural hourglass shape for the stress distribution appears in the middle of cylindrical specimen.

Nonetheless, the central part of the hourglass shape experiences

greater stress concentration, hence, greater chances of failure will be concentrated at the middle height of specimens.

3.2 Concrete analysis

3.2.1 Experimental analysis

After one day, the specimens were uncased. Just one hourglass specimen (W/C ratio = 0.45) presented excessive voids. Due to the quantity of imperfect specimens being small (just one sample), the geometry in the form of hourglass does not affect the density, significantly.

3.2.1.1 COMPRESSIVE STRENGTH RESULTS

The results of compressive strength are expressed in Table 5. The results clearly indicate that the specimens prepared in the hourglass shape have compressive strength greater than the

Figure 8 – Compressive strength distribution of cylinder (top) and hourglass (bottom) shapes at 7 (left) and 28 days (right)

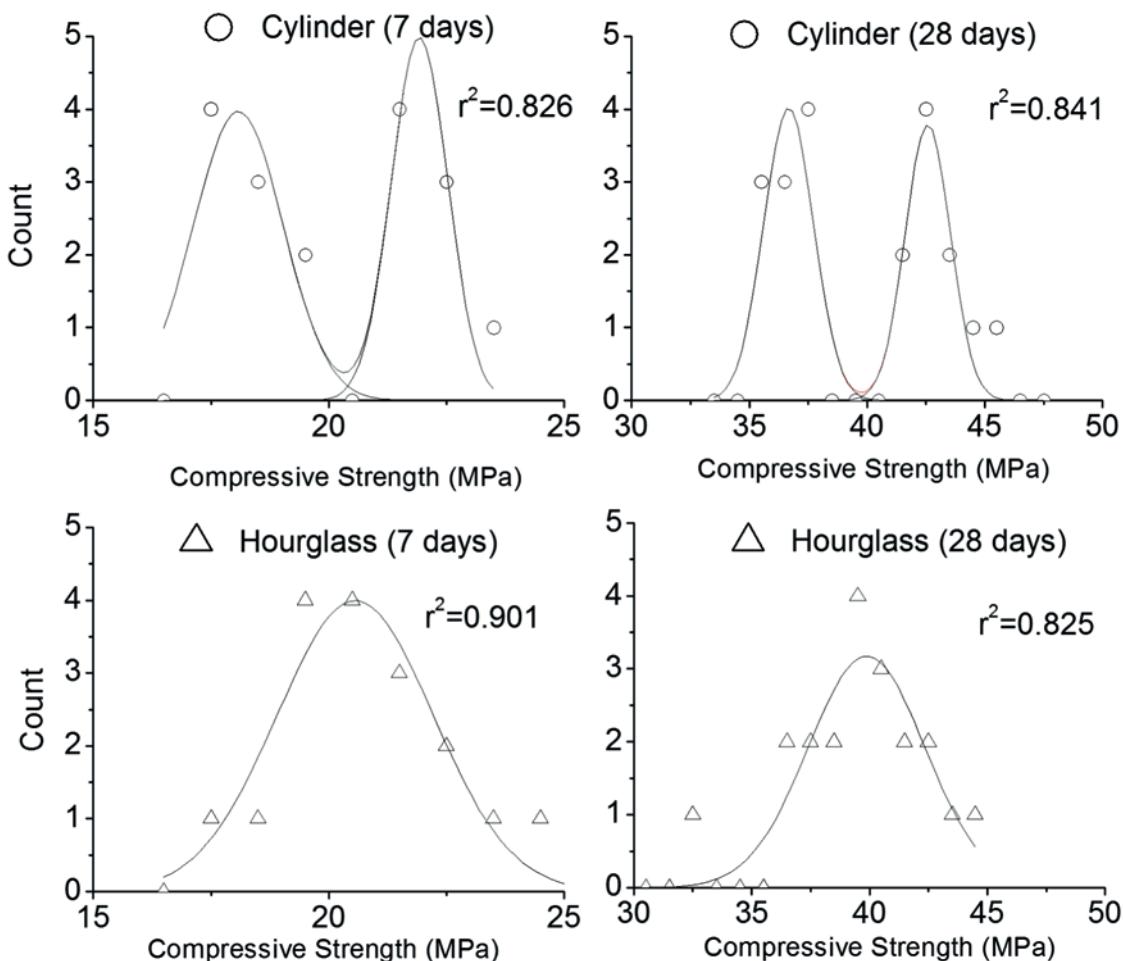


Figure 9 – Cylinder: shear plane mode of failure and column-like mode of failure



A Shear plane mode of failure

B Column-like mode of failure

Figure 10 – Hourglass: shear plane mode of failure



cylindrical (48.01%, 44.07% and 36.83%, respectively). This means that the effects related to the ends of the specimens (present in the cylindrical ones) have influenced the results, while results for the specimens in the hourglass shape represent only the determination of the resistance of the material. Thus, the measurement of the characteristic 'strength of con-

crete' from cylindrical specimens leads to lower values than the actual ones.

What is the explanation for the difference between the compressive strength of concrete and mortar prepared in the hourglass?

Consider the following figures (Figures 13 and 14).

The type grading and distribution of the aggregates have an

Figure 11 – Stress distribution for cylinder shape

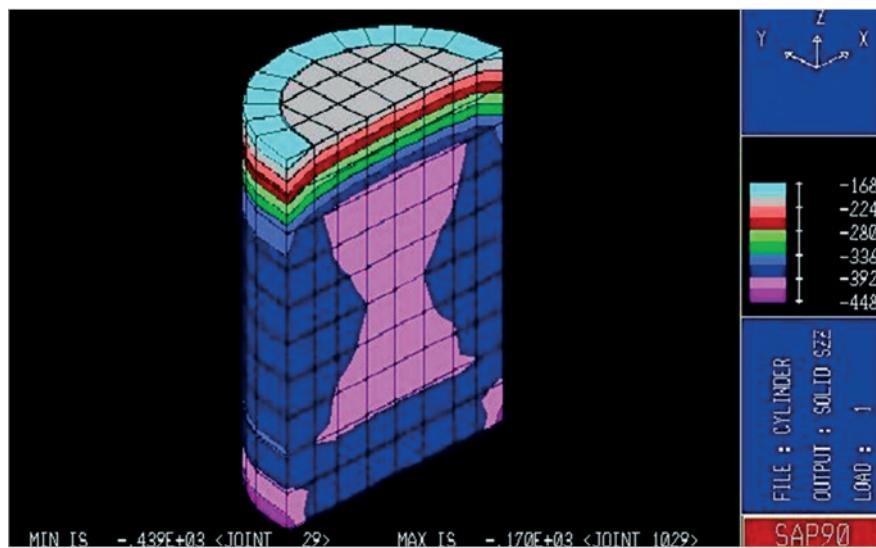
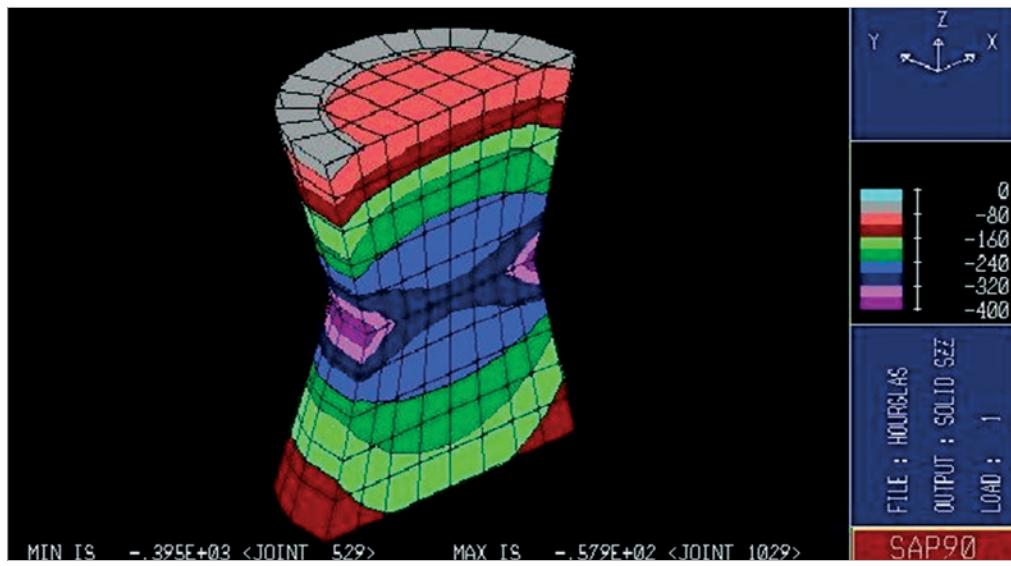


Figure 12 – Stress distribution for hourglass shape



effect on the failure mechanism. However, for hourglass, the failure mode is always a single shear plane ($\approx 46^\circ$). So, the hourglass is able to assess concrete and mortar, whereas the cylinder which is only able to evaluate resistance of mortars. Therefore, the hourglass is recommended for any type of cementitious material, whether it is composed only of small grains of sand or

large gravel grains, such as concrete. Note that the hourglass shape forces the concrete to break at a certain angle ($\approx 46^\circ$) at which the shear occurs in gravel (unlike the cylinder, which tends to break due to the effect of separation of parts of the tensile specimen). This is an interesting result because it shows that concrete evaluated in cylinders has the compressive strength lower than the

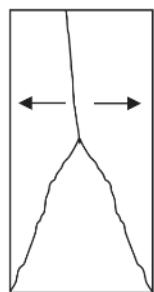
Table 5 – Results of compressive strength of cylinders and hourglass specimens (MPa)

W/C ratio					
0.45		0.55		0.65	
Hourglass	Cylinder	Hourglass	Cylinder	Hourglass	Cylinder
31.89	48.34	28.27	39.79	19.61	27.95
31.19	47.75	28.65	39.19	22.15	28.45
31.32	48.14	26.48	40.58	22.66	31.04
32.59	49.74	29.54	40.39	20.75	29.05
34.38	53.12	30.43	38.99	21.39	30.44
33.74	50.13	26.67	39.89	20.50	29.05
32.09	49.74	25.21	38.60	21.52	29.44
34.38	49.74	29.54	36.80	21.45	30.64
35.27	49.14	30.05	40.19	19.35	30.44
32.59	47.55	30.30	40.98	21.20	31.23
34.25	46.75	25.46	35.81	19.61	23.87
31.70	48.34	22.66	36.21	18.33	25.96
31.58	48.94	23.94	31.43	16.30	24.27
31.77	47.85	26.23	31.83	19.74	24.47
28.78	44.76	21.90	36.61	19.61	26.66
34.32	46.15	25.72	37.00	19.35	26.26
34.76	43.77	24.45	37.00	17.19	25.66
34.31	42.97	26.48	30.24	18.59	25.86
33.10	48.94	25.21	38.99	19.86	23.87
30.62	52.52	22.92	33.42	19.61	25.66
33.68	50.53	24.19	35.61	19.48	23.28
32.59	49.54	23.94	32.43	18.08	23.87
33.87	51.53	24.45	36.01	19.74	27.26
35.90	49.34	21.39	33.02	20.12	26.06
34.38	50.53	20.63	37.80	16.93	27.06
35.14	50.73	24.19	34.22	20.12	25.46
35.40	50.13	20.88	35.01	19.61	27.06
31.07	51.63	23.68	35.81	19.86	24.77
34.63	52.92	23.17	33.82	19.74	27.45
36.03	54.61	21.77	34.82	19.74	27.65
Average					
33.24	49.20	25.28	36.42	19.74	27.01
Standard deviation					
1.74	2.60	2.85	2.93	1.41	2.32

Figure 13 – Case of mortar

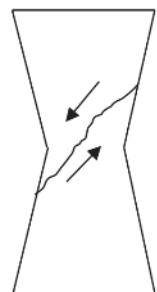
Top and bottom faces attached by friction on the plates of the machine press.

- cylinder



(i) Poisson effect
opening the both sides
 $\sigma_c = 39 \text{ MPa}$

- hourglass



(ii) direction of
movement
 $\sigma_c = 39 \text{ MPa}$

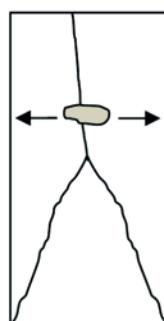
(i) Plane of rupture suffering separation by Poisson effect without impediments.

(ii) Plane of rupture free to sliding (shearing) without impediments.

Figure 14 – Influence of coarse aggregate in cracking of concrete

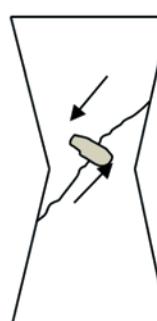
Top and bottom faces attached by friction on the plates of the machine press.

- cylinder



(i) Poisson effect
opening the both sides
 $\sigma_c = 33 \text{ MPa}$

- hourglass



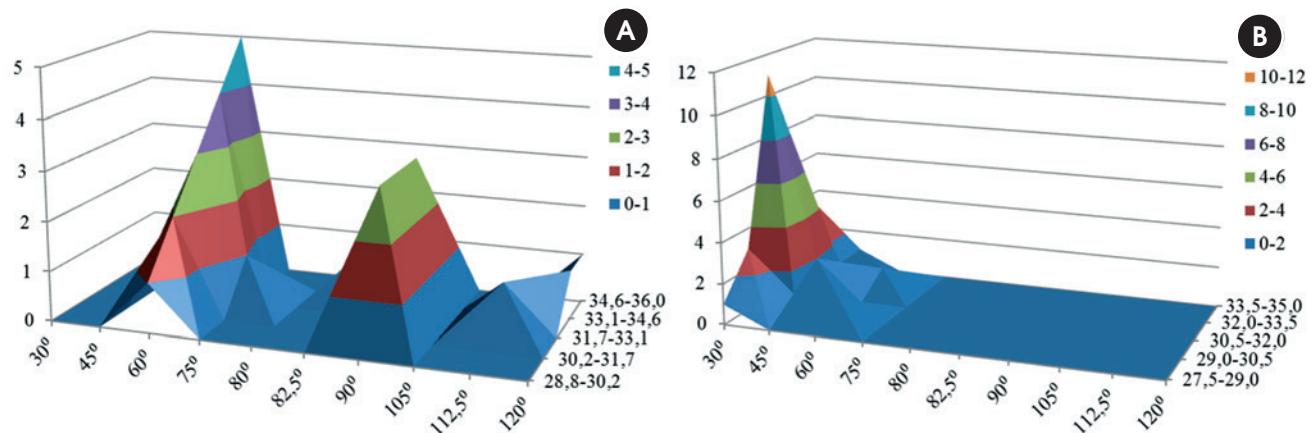
(ii) direction of
movement
 $\sigma_c = 49 \text{ MPa}$

(i) Plan of rupture suffering separation by Poisson effect, despite the presence of gravel. Tensile forces occur in the transition zone.

(ii) Plan of rupture with the presence of gravel. Gravel will shear and will not be tensile in the transition zone.

Result: increased resistance (ie, the hourglass evaluates the concrete as a whole), including the interlocking gravel.

Figure 15 – WCR = 0.45. Count (vertical axis) x angle of rupture (o) x compressive strength (MPa): cylinder (a) and hourglass (b)



actual value (i.e., concrete structures safety is greater than what is considered). This result does not cease to be good because it points to lower values, which implies an additional security to concrete structures.

However, this fact should not be interpreted as a way to reduce the safety coefficients of the structures, because several other factors interfere in their calculation, and researches on this subject are still preliminary for deciding on something of this nature.

The organization of Table 5 in form of frequency distributions can be seen in Figure 15, Figure 16, and Figure 17.

The distributions clearly show the trend of the hourglass specimens ruptured at low angles in the central region. This result is interesting because it shows that the hourglass induces the rupture in the material without the interference of shear developed in con-

tact with the mechanical press. In the cylindrical shape the distributions have been more open with the presence of several angles of failure, many of them passing through its ends. The work initial expectation was to assess, with a certain approximation, the compressive strength according to the angle of rupture. However, even the tests with hourglass distribution do not allow this inference yet. Certainly, a larger number of samples may suggest a better behavior. In any case, the hourglass shape significantly reduces the problems that arise from the plates of the machine.

Working with mortar specimens (10 cm high and 5 cm in diameter), Bezerra *et al.* [20, 21] found Gaussian distribution curves with correlation coefficients roughly equal to 0,900. The curves presented above do not reach this level of correlation, and indicate a new factor in the shape of an hourglass for concrete: probably

Figure 16 – WCR = 0.50. Count (vertical axis) x angle of rupture (o) x compressive strength (MPa): cylinder (a) and hourglass (b)

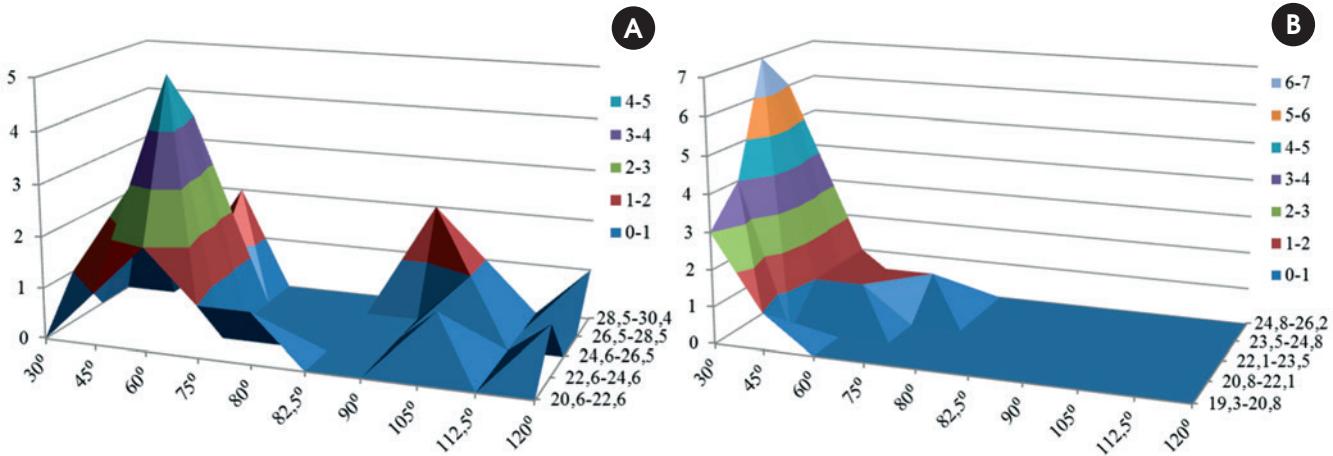
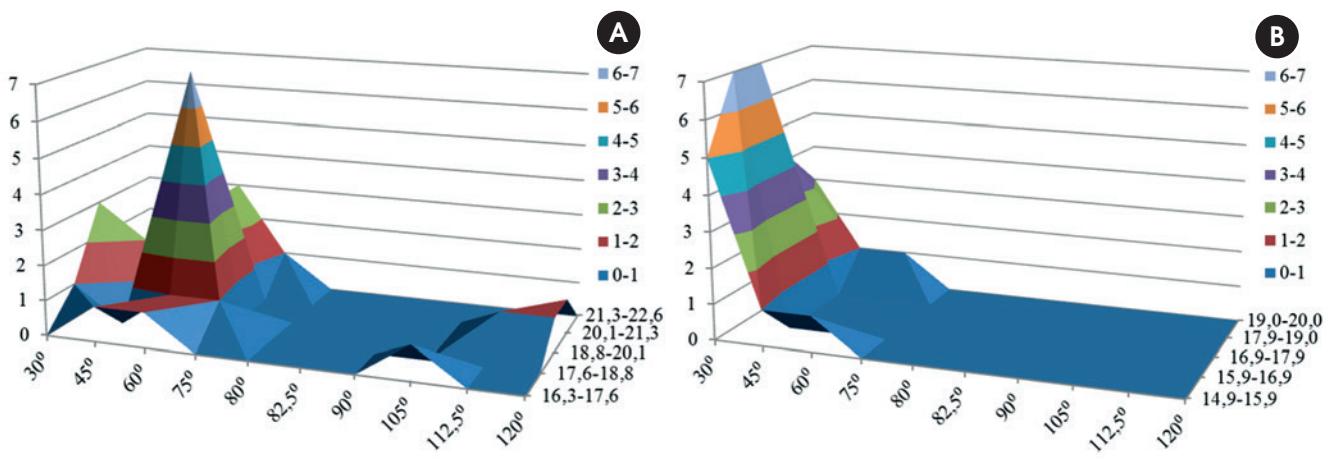


Figure 17 – WCR = 0.55. Count (vertical axis) x angle of rupture (o) x compressive strength (MPa): cylinder (a) and hourglass (b)



the presence of coarse aggregate in the area of disruption influences the type of breakdown, reducing the occurrence of rupture of the sheared type (see Figure 14), because of the friction developed between the broken halves and the coarse aggregates, which should hinder the sliding plane of rupture. Then, the results suggest that an hourglass shape with 20 cm high should be used for concrete with coarse aggregate of a maximum diameter of 19 mm. Of course, for larger sizes of coarse aggregate, it is necessary to prepare larger molds.

3.2.2.2 ANOTHER CURIOSITY: DUFF ABRAMS ADJUSTMENT

The correlation between the compressive strength and the water/cement ratio has been a concern in civil engineering since the work carried out by Duff Abrams in 1908 [22]. For the Abrams curve, which obeys an equation of the type $C_s = A/B^{W/C}$, the following results were obtained (Figure 18).

As one can observe, the correlation between the two models was satisfactory, indicating the adaptation of the hourglass shape to the Abrams curve.

3.2.2.3 NUMERICAL ANALYSIS

As with the specimens of mortar, the specimens prepared with concrete were also evaluated numerically by the FEM. It employed the software Structural Analysis Program (SAP) with the formulation of brick by Wilson and Habibullah [19] and Hirth Jr. [18]. The considered modulus of elasticity of the concrete was assumed to equal 30 GPa, and a Poisson ratio of 0.2. Figures 11 and 12 show aspects of the two models in the deformed condition of vertical stress.

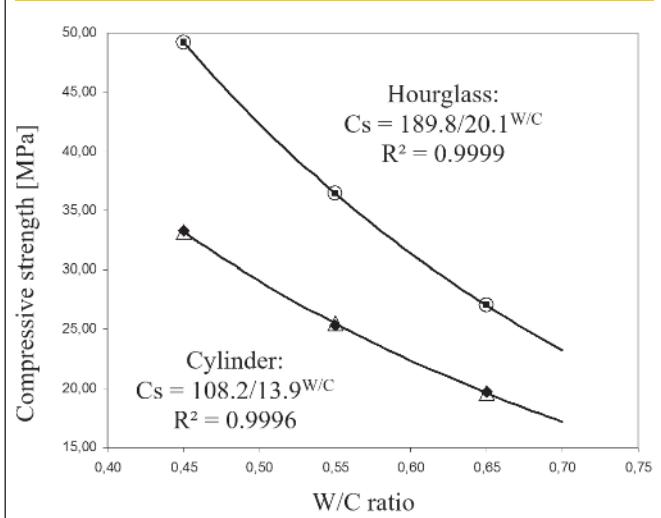
A quick observation of the cylindrical model (Figure 11) reveals a unique figure of interest in the center, it is similar to an hourglass with a constant tension level (pink area). With the sample, you also see that the contour of the cylinder has tension levels of the same order of magnitude (blue area), suggesting the possibility of rupture at any point along the samples sides, and even the nearby

parts of the support (edges). Thus, the cylinder is a shape that can break in both middle and ends, which is found in the tests, whose planes pass through several regions.

In the case of the hourglass shape, there is a stress concentration in the central part. It was also noted that, as you move away from this part, the tensions are reduced and the probability of failure in these regions is diminished.

Here you get to the main point of this work: it is unlikely that the hourglass breaks at the ends, because the tensions are small at such region (about 8 MPa). In the middle, there is a concentration of stress due to the reduction of the cross section. This fact is very interesting from the standpoint of casting and assessment of concrete strength, because two problems no longer exist in this

Figure 18 – Abrams adjustment curves



situation: (i) the first refers to the elimination of accuracy, concerning how to cap the specimens, i.e., the hourglass capping stops interfering in the results; (ii) the other refers to the certainty in determining the compressive strength of concrete without the interference of the particular characteristics of the machines.

An interesting feature is also the fact that specimens in the hourglass do not break abruptly, because only the central part is under a high level of tension. Hence the specimen will gradually break through an irradiation of cracks, unlike the cylindrical specimens that can break anywhere and ruptures, being more likely to brake brusquely. Thus, the hourglass specimens become particularly interesting in case of high-strength concrete, which often release sharp debris in compressive strength tests.

4. Conclusions

The hourglass shape is an interesting alternative for compressive strength assessment of normal strength mortars and concretes. Obviously, specific studies have to be developed for high strength concretes.

However, the present study allows the following conclusions:
Hourglass specimens appears to present less contact-related effect than cylinders ones;

It (hourglass) does not seem to have a significant effect on the average value of compressive strength;
it does not appear to promote different modes of failure but, preferably, shear mode around the middle section. Hence, hourglass specimens tests result in statistical distribution (i.e. a satisfactory statistical correlation coefficient);

finite element model helped to assess strength distribution, which confirmed the advantages of the hourglass over the cylinder shapes as far as strength concentration at middle height is concerned;

the hourglass specimens have excellent correlation with the Abrams curve;

cylindrical specimens have a compressive strength lower than the real value; which means that concrete structures are a more safer than expected in the tests;

the adoption of the hourglass shape for evaluating the compressive strength of specimens is a feasible way to eliminate problems arising from the cap and particular characteristics of presses; and the hourglass shape does not cause sudden rupture, as seen in the cylinders (which may be a good characteristic for compressive tests in high strength concretes).

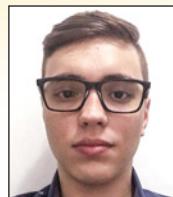
In short, the hourglass shape is an interesting specimen geometry to assess the compressive strength of cementitious materials because it eliminates the interference of machines.

5. References

- [1] Hamelau, K. The history of cement. Autumn Seminar. Leipzig: Krupp Polysius, 1997.
- [2] Kaefer, L. F. PEF 5707 - Concepção, projeto e realização das estruturas: aspectos históricos: a evolução do concreto armado. São Paulo: 1998.
- [3] Laranjeiras, A. C. R. Depoimento sobre origem das geometrias de corpos de prova, 2009.
- [4] Hampel, T.; Speck, K.; Scheerer, S.; Ritter, R. and Curbach, M. High-performance concrete under biaxial and triaxial loads. *Journal of Engineering Mechanics*. v. 135. p. 1274-1280.
- [5] Pivonka, P.; Lackner, R. and Mang, H. A. Shapes of loading surfaces of concrete models and their influence on the peak load and failure mode in structural analyses. *International Journal of Engineering Science*. v. 41. p. 1649-1665. 2003.
- [6] Leonhardt, F. e Mönnig, E. *Construções de concreto*. 1 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. v. 1-6.
- [7] Timoshenko, S. P.; GERE, J. E. **Mecânica dos sólidos**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1989.
- [8] Bazant, Z. P. and Becq-Giraudon, E. Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. *Cement and Concrete Research*. v. 32. p. 529-556. 2002.
- [9] Tue, N. V. and Tung, N. Đ. A new model for concrete in compression considering the growth of the damage zone. *Inst. of Struct. Concr.*, Graz University of Technology, Austria.
- [10] Vonk, R. A. A micromechanical investigation of softening of concrete loaded in compression. Delft: Heron, 1993. v. 38. n. 3.
- [11] Viso, J. R.; Carmona, J. R. and Ruiz, G. Shape and size effects on the compressive strength of high-strength concrete. *Cement and Concrete Research*. v. 38. p. 386-395. 2008.
- [12] Miwa, Y.; Jitsukawa, S. and Hishinuma, A. Development of a miniaturized hour-glass shaped fatigue specimen. *Journal of Nuclear Materials*. v. 258-263. p. 457-461. 1998.
- [13] Mehta, P. K. and Monteiro, P. J. M. *Concrete: microstructure, properties and materials*, McGraw-Hill Professional, New York, 2005, p. 659.
- [14] Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. NBR 5739. Rio de Janeiro: 1994.
- [15] Baykov, V. N. y Sigalov, E. E. *Estructuras de hormigon armado*. 2 ed. Moscú: MIR, 1986.
- [16] Murteira, B. J. F. *Probabilidades e estatísticas*. Lisboa: McGraw-Hill de Portugal, 1990. v. 1. p. 423.
- [17] Czarnecki, L.; Lukowski, P. and Nejman, R. The statistical evaluation of epoxy concrete heterogeneity. *Cement and Concrete Composites*, Elsevier, 1997. p. 417-427.
- [18] Hirth JR., H. *Curso de análise estrutural utilizando SAP90*. São Paulo: MULTIPLUS, 1990.
- [19] Wilson, E. L. and Habibullah, A. SAP90: a series of computer programs for the static and dynamic finite element analysis of structures. California: Computers and Structures, 1988.
- [20] Bezerra, U. T.; Barbosa, N. P.; Alves, S. M. S. and Torres, S. M. Evaluation of test specimen geometry on compressive strength. Helsinki, Congress of IABSE, 2008.
- [21] Bezerra, U. T.; Barbosa, N. P.; Torres, S. M. and Alves, S. M. S. Análise experimental e numérica da resistência à compressão de corpos-de-prova na forma de ampulheta. Salvador, COBRACON, 2008.
- [22] Petrucci, E. G. e Paulon, V. A. *Concreto de cimento Portland*. 13 ed. Porto Alegre: Globo, 1998.

Filter paper method to determine the water retention curves for mortar and cement samples

Utilização do método do papel-filtro para determinação de curvas de retenção de água em argamassas e concretos



J. M. L. VILASBOAS ^a
josemarcilio@oi.com.br

S. L. MACHADO ^b
smachado@ufba.br

S. A. PINTO ^b
silas.andrade14@gmail.com

Abstract

This study deals with the application of the filter paper method to determine water retention curves for mortar and concrete samples. A water retention curve exhibits the relationship between water content and energy state in interstitial water, normally expressed as a negative value when compared to normal conditions of temperature and pressure, being referred to as suction. Considering the water retention curve as a basic characterization tool for unsaturated soils, its usage in the engineering field concerning most of the construction materials remains as a pending task. However, stating that not only permeability, but also the water retention curve performs a significant role for water and soluble substances flow through a material's pores makes this observation essential for life-span estimation in cases like reinforced-concrete structures. This research paper offers results for water retention curves obtained in mortar and concrete samples. The experimental curves went through a fitting adjustment process using Van Genutchen's [1] model, showing consistency with the obtained results. Furthermore, the water/cement mix ratio does not indicate or suggest a direct influence for water retention curves.

Keywords: water retention curves, suction, filter paper, concrete, mortar.

Resumo

Este trabalho trata do uso da técnica do papel-filtro para a obtenção, em laboratório, de curvas de retenção de água em corpos de prova de argamassa e concreto. A curva de retenção correlaciona o conteúdo de água de meios porosos com o estado de energia da água intersticial, que em condições não saturadas (vazios não totalmente preenchidos por água) é normalmente negativo em relação às condições normais de temperatura e pressão, sendo denominado de sucção. Embora possa ser descrita como uma ferramenta básica de caracterização de solos não saturados, o uso da curva de retenção em concretos e argamassas ainda não foi introduzido na prática da engenharia para a maioria dos materiais de construção. Pode-se dizer, contudo, que não somente a permeabilidade, mas também a curva de retenção desempenha um papel fundamental no fluxo de água e substâncias solúveis pelos poros do material, sendo imprescindível o seu conhecimento, para, por exemplo, estimar a vida útil das estruturas de concreto armado. São apresentados resultados de ensaios de sucção total pelo método do papel-filtro, os quais permitiram determinar curvas de retenção para corpos de prova de concreto e argamassa. Estas curvas foram ajustadas segundo o modelo de Van Genutchen [1], o qual apresentou boa aderência aos valores experimentais. Não foi possível observar influência significativa da relação água-cimento nas curvas de retenção obtidas.

Palavras-chave: curva de retenção, sucção, papel-filtro, concreto, argamassa.

^a UCSAL, Materiais, Engenharia, Petrobras, Salvador, BA, Brasil;
^b DCTM, Engenharia, UFBA, Salvador, BA, Brasil.

Received: 28 Feb 2015 • Accepted: 25 Feb 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introduction

When simulating water flow processes or the transportation of soluble substances in water, it is not only necessary the comprehension of the saturated permeability within the medium, but also its water retention curves and hydraulic conductivity. A water retention curve relates water content for a porous media with its energy state in interstitial water. This energy state, generally represented by negative pressures (due to the atmospheric pressure standard) for water held in the material's pores, results in a phenomena such as capillarity and adsorption, which are negative pressures often referred as suction. Although, often used as a basic characterization tool for unsaturated soils, the usage and procurement of water retention curves in mortars and concrete remains unexplored for engineering practices for most construction materials. In addition, the structure's surrounding conditions influence the results. Thus, a previous suction understanding is essential, as well as, its water content variation due to evaporation, when performing an analysis. For example, analyzing the soluble substances penetration such as chlorides in mortar and concrete sections while expose to maritime aggressiveness.

The suction for porous media is an energy state within interstitial water, associated with its water retention capacity, normally expressed in terms of hydraulic head (energy by weight) or pressure (energy by volume). When placing free water into a porous medium, such as mortar or concrete, the fluid remains in retention or becomes absorbed, until all of the empty spaces fill with water (condition for saturated porous medium). In order to get this water removed from the porous medium, energy is required affecting the material's retention forces, that originate, mainly, from the capillarity, absorption and osmosis phenomena. The drier concrete and mortars are the greater its suction becomes, as a result during the drying process, water stores within the smallest pore diameters and the solid's particle surface, building a layer of absorbed water. Soil physics determines, on a regular basis, a medium's retention curve, when obtaining a soil's suction limits that needs to be prepared for cultivation of a specific crop: field capacity and wilting point. For field capacity (nearly 30 kPa of suction), interstitial water begins to flow when submitted to the gravitational potential, in such case that an extra water addition will only cause water infiltration,

besides the rhizomes of the used crop. In the other hand, wilting capacity (equal to a 1500 kPa suction), admits that the existing water in soil becomes unavailable for plants.

In the geotechnical field, there are several processes used when determining the water retention curve. According to Machado and Presa [2], there is a prevailing tendency for combined technique application during the procurement of the water retention curve. For example, the suction plate's usage (water pressure, $u_w < 0$ and air pressure, $u_a = 0$) for low suction values (proximate to 70 kPa), the pressure chamber for intermediate values (up to 1500 kPa) and the filter paper method for high suction values. Table 1 presents typical usage intervals for different techniques of imposition/suction measurement.

In the same way as in soil mechanics, the two main components for water retention in concrete are capillarity and absorption. These components decrease the fluid's specific energy in such a way that when pores undergo unsaturated conditions, the water's interstitial pressure becomes smaller than the atmospheric pressure. This explains the capillary ascension phenomenon. Ascension means rising into higher elevations, implicating that the fluid moves towards a higher potential gravitational position. Taking into account that every fluid can only flow from a higher energy potential to a lower one, water pressure within unsaturated medium will always be smaller than atmospheric pressure, considering Bernoulli's equation variables. Frequently, it is common to use the interstitial or matrix concept to work with positive values, subsequent only from the resulting difference between the air (normally atmospheric) and water pressure values, caused by the capillarity and absorption phenomena, i.e.: suction = $u_{ar} - u_w$, where u_{ar} corresponds to the air phase pressure and u_w to the water phase pressure.

The NBR 9779 [3] suggests the capillary ascension method as a procedure to determine water absorption for mortars and harden concrete. In addition, stating the requirement of a representative sample of at least three test subjects, permitting them to molded or extracted from the structure. However, the capillary ascension effect observed is not only an outcome caused by the joined interactions between capillary suction and absorption when tempting to reduce the energy within interstitial water, but also from the permeability increase against water due to the sample's initial water content increase during the whole test completion.

Table 1 – Some of the used techniques for measurement/imposition soil suction

Technique	Suction parameter measured	Measurement range (kPa)
Paper filter	Total and matrix	10 – 30 000
Thermal conductivity detector	Matrix	0 – 400
Tensiometer	Matrix	0 – 70
Microtensiometer	Matrix	0 – 1500
Hilf axis techniques	Matrix	0 – 1500
Vapor equilibrium	Matrix	0 – 1500
Vapor equilibrium	Total	3000 – $3,0 \times 10^5$
Pressure plates	Matrix	0 – 70
Psychrometer	Total	500 – 8000

Source: Machado and Presa (2) adaptation.

Although, it is not a common practice in the concrete technological field, the ideal water flow modeling for concrete, under unsaturated conditions, is the separate procurement of retention curves and hydraulic conductivity. This differentiation allows water flow modeling within the material's interior, , as long as the acceptable surrounding conditions are adopted, which can be used, for example, to predict the time for external chloride arrival within the rebar structure in reinforced concrete components, creating satisfactory conditions to burst the corrosion process.

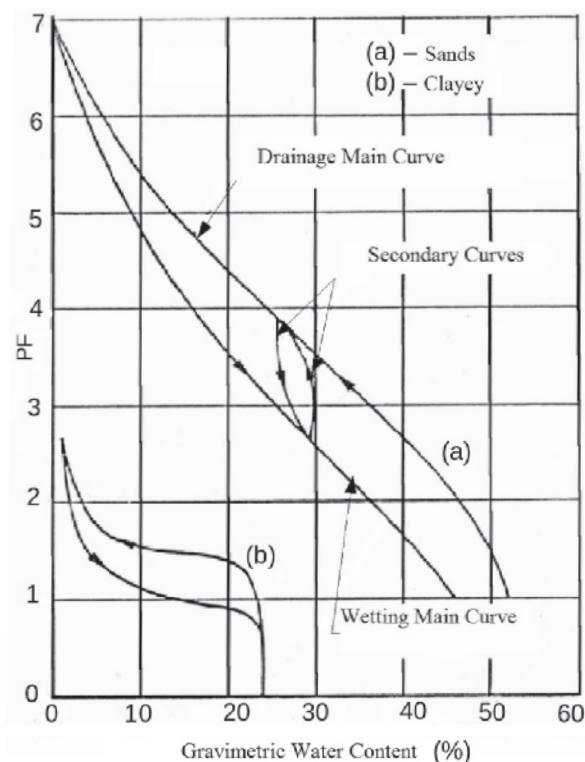
As previously mentioned, when fluid content within any porous medium, generally represented by the gravimetric or volumetric water content, modifies, it takes place to a variation in the fluid's energy state, as well as its mobility ease within the interstices. As water volume decreases, a "fluid section" within the material's empty spaces becomes gradually smaller. Therefore, during the drying process, there is a certain period of time, where continuity amongst the fluid particles can be interrupted, point where permeability is practically nullify. This way, in the case for unsaturated porous media, it is common to reference in terms of hydraulic conductivity, in which permeability values are normally linked to the fluid content or to the intrinsic energy state (normally given by the suction value) of the medium. However, there is not a clear consensus amongst the specialized literature available, whereas the permeability term in this research paper refers to the function value of the hydraulic conductivity under saturated conditions for a material.

Consequently, the water retention curve is referred to as the existing relationship between the medium's water content and the energy state within interstitial water. Figure 1 presents typical water retention curves for sandy and clayey soils, according to Presa [4]. In this figure, suction values are located in the ordinate, in terms of logarithmic expression for hydraulic load (PF), and the water content values are located in the abscissa, in terms of gravimetric humidity. Often, research studies related to the soil physics field apply this model, although in this particular case the volumetric water content is applied.

As observed on the above figure, the water retention curve depends on the uninterrupted course (drying, wetting or mixed) followed during the test implementation, phenomenon known as hysteresis. Different are the causes for this phenomenon, for instance, irregular geometry in pores linked through small openings, contact angle effect that varies in terms of the uninterrupted course, the incidence of imprisoned air bubbles that influence the wetting curve, and the volume variations suffered due to expansion and retraction. Therefore, during the water content redistribution process, different values are found for the same soil upon suction equilibrium conditions, according to Presa [4].

There is no background information found on literature concerning the procurement of water retention curves for concrete through the paper filter method. Furthermore, few curve data is available, regardless of any procedure application. Relating to the applied methods for curve exemplification, those proposed by Van Genuchten [1], equation 1, and Fredlund and Xing [5], equation 2, are most common for geotechnical usage. In these equations, α (kPa^{-1}), a (kPa), n and m are fitting parameters, θ_{sat} corresponds to the volumetric saturated water content (equal to the medium's porosity), θ_r to residual water content (where the interstitial water becomes irregular) and e corresponds to the Napierian base logarithm ($e = 2,718$). Both equations show similarities, such as, water content or suction values, needing a great increase of suction or energy for an extra drying of the medium. θ_r and ψ_r are water

Figure 1 – Typical retention curve for sandy and clayey soils



Source: Presa (4).

content and residual suction values, respectively. Van Genuchten's proposed equation offers a great advantage due to its simplicity, in contrast to the equation proposed by Fredlund and Xing [5], which enables the retention curve representation of the medium until complete drying, taking place when a suction value is proximate to 1×10^6 kPa, according to these authors.

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_{sat} - \theta_r}{\left[1 + \left(\alpha \psi_m\right)^n\right]^m} \quad (1)$$

$$\theta = \theta_{sat} \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1000.000}{\psi_r}\right)} \right] \left[\frac{1}{\ln\left(e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)} \right]^m \quad (2)$$

Since water content affects the ease in which water flows through the medium, the medium's hydraulic conductivity curve is needed to model the substance's flow as well. Thus, permeability values

Table 2 – Fresh-state mortar composition and specifications

Trace	Proportion (cement: sand), in weight	Water/ cement ratio w/c	Cement consumption (kg/m ³)	Consistency index (mm)	Porosity (%)	Density (kg/m ³)
T-1A	1:4,167	0,650	368	167	28,5	1897
T-1B	1:3,690	0,650	397	223	29,9	1890
T-2A	1:3,377	0,550	441	162	27,0	1954
T-2B	1:2,968	0,550	476	230	27,6	1921
T-3A	1:2,577	0,450	552	161	23,0	2056
T-3B	1:2,247	0,450	592	232	25,0	2026

are expressed in terms of suction or the fluid content of interest. Therefore, considering the Mualem [6] model for $k(\theta)$ prediction, Van Genuchten [1], and simplification of the expression,

$m = 1 - \frac{1}{n}$, the following equation is proposed for hydraulic conductivity prediction.

$$k(\theta) = k_{sat} \cdot \omega^p \left[1 - \left(1 - \omega^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad (3)$$

where:

ω , effective soil saturation, given by equation 4;

k_{sat} , hydraulic conductivity for a saturated-pore medium;

p , empiric parameter by Mualem [6], proximate to 0,5 for most soils (no values found for concrete material).

$$\omega = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_{sat} - \theta_r} \quad (4)$$

mortar and concrete samples, corresponds to the established Brazilian standard technical norm, ASTM D5298 [7], on the subject of paper filter practice, which considers suction values between the range of 30 to 30.000 kPa, as stated by Silva [8]. Tables 2 and 3 display the mortars and concrete sample traces produced during the two experimental stages. During the first stage, mortars produced from experimental mixtures have the criteria from different research studies to regulate the water/cement ratio, obtaining mixtures with different consistency indexes, (165 ± 5) mm and (225 ± 10) mm, which consequently lead to diverse cement consumption. Therefore, mortars with water/cement proportions of 0.45, 0.55 and 0.65 were prepared, having 4 cylindrical test subjects for each mixture with 50 mm x 100 mm dimensions producing a total of 24 test subjects. The procedure adopted is described in the previously mentioned norm [9]. After each test subject hardened, 8 different sections were cut, discarding the edges, and submitted to the suction test through the paper filter method.

During the second stage, concrete samples of a single consistency were produced, (140 ± 20) mm reduction, as well as water/cement mix proportions equal to 0.45; 0.55 and 0.65. Then, 4 cylindrical test subjects were molded for each trace with 100 mm x 200 mm dimensions, resulting in 12 test subjects in total. The molding and curing procedure comply with the Brazilian standard technical norm [10]. The test subjects were cut into 8 sections for each trace, discarding the edges, and submitted to the suction test through the paper filter method.

a) Test description

Current soil techniques and standard procedures established by the technical norm [11] were followed to help develop a standard

Table 3 – Fresh-state concrete mix composition and specifications

Trace	Proportion (cement: sand), in weight	Water/ cement ratio w/c	Cement consumption (kg/m ³)	Consistency index (mm)	Porosity (%)	Density (kg/m ³)
T- 4A	1:1,800:3,390	0,650	337	150	18,82	2192
T- 5A	1:1,368:2,870	0,550	405	145	18,26	2207
T- 6A	1:0,937:2,349	0,450	497	135	15,71	2276

procedure from the paper filter application when determining suction values for mortars and concrete. The paper filter method is based in the porous media absorption capacity or water loss (or other fluid), when in direct or indirect contact with the fluid, in a closed environment, at constant pressure and temperature until energy equilibrium is reached. When this happens, the humidity values of the porous medium (mortar or concrete) and the paper filter are typically different; however, both have the same suction value. The energy equilibrium is reached, supposedly, when no water is transferred to the paper filter (element weight consistency).

There are two ways to carry on the procedure: direct contact between the paper filter and the sample, and no contact between these two. When there is no direct contact, the water exchange between both takes place through water vapor. In this case, no water exchange occurs for dissolved fluids in the sample's interstitial water, finding the value of total suction (osmotic + capillary + adsorption). The conditions created within the container act as a semi-permeable membrane, allowing water exchange to occur only through the vapor inside, when dealing with non-volatile solutes. Energy states within the sample's water content, paper filter and air, within the impervious sealed container regulated by the relative humidity, are different during the beginning of the procedure. These energy gradients encourage water flow. Finally, same suction values become in a state of equilibrium, within the whole system, encouraged by the water contents in the sample, paper filter and the air (relative humidity).

When the paper filter comes into direct contact with the sample, water exchange occurs in a liquid state and the type of suction measured in this case, is its matrix suction (capillarity + absorption), originated from the equilibrium state caused by the concentration of solutes inside the medium.

During this research study, total suction values were measured (no contact), placing the paper filter next to the test subject, seeking to minimize the air volume between both materials within the container and decreasing the required time for the system's equilibrium achievement.

Supplementary measures were also taking in place due to vapor condensation in the container's interior, which can origin measurement errors when water drops fall into the paper. In addition, considerations took place to avoid the paper filter's contamination, like the use of gloves and tweezers for the operator, specifically when manipulating samples and the whole testing equipment. A weight-measuring scale with 0,001g minimum precision needs to be used in order to obtain the paper filter weight.

Before each procedure's implementation, all samples were initially saturated and dried to air until the achievement of the required water content values, w . Consequently, for every test a drying pattern was followed, avoiding hysteresis effects in the retention curve. After this stage, the system (test subject and paper filter) was put inside a container, sealed with tape (see figure 2). Finally, the use of PVC rings to avoid direct contact between the paper filter and the sample (test subject).

Preliminary tests performed, verified the required time for the system's equilibrium achievement. This was achieved by opening the container periodically to measure the sample's weight. Afterwards, at least a 15 day time period was followed, sealing and placing the containers inside a temperature-controlled room (20°C with $\pm 0.5^{\circ}\text{C}$ variations), acclimatized within a Styrofoam box.

Figure 2 – Sealed container with paper filter, PVC rings and the test subject (sample)



After achieving suction equilibrium amongst the container components, the sample and paper filter are weighed. A discrepancy, during the test, was noticed when each paper filter was dried inside the oven, before placing it inside the container next to the test subject. The experimental results were not being compatible with the calibrations curves proposed by Chandler and Gutierrez [11]. For that reason, the paper filter drying should be avoided beforehand. The paper filter's weight is a critical aspect during the test's implementation. The container must be opened to rapidly remove the paper filter with the aid of tweezers, located within the previously weighed capsule, obtaining the weight of both components with the appropriate scale. Afterwards, both components are taken into the oven. The delay time during this procedure can influence the paper filter to absorb water from the atmosphere, modifying the experimental values.

In addition, the capsule's weight determination can be considered after the drying process due to small dust particles initially located within the capsule, volatized in the oven, altering the experimental values. The drying procedure for mortars or concrete samples can be done in a conventional way.

After obtaining before and after measures, paper filter weights for each sample, as well as the material's physical properties, the following parameters are determined: the water content and dry weight readings within the paper and test subject.

Based on the materials' phase relationship and the experimental data, the paper filter's moisture content (%) is determined, as well as its suction value, using equations 5 and 6 proposed by Chandler and Gutierrez [11], assuming that the value is the same for the sample or test subject.

Each sample tested provides a point (moisture, suction) for the water retention curve, considering that 8 samples (sections) were obtained for each mortar or concrete trace. Consequently, the water retention curve for each material was determined with the different moisture content values obtained during each test.

$$S = 10^{(6,05 - 2,48 \log W)} \quad \text{for } W > 47\% \quad (5)$$

$$S = 10^{(4,84 - 0,0622 \log W)} \quad \text{for } W \leq 47\% \quad (6)$$

where:

w, the paper filter's moisture content (%)

S, is the suction value (kPa.)

In this study, Van Genutchen's [1] equation was used to adjust the experimental retention curve. The equation presents the samples' water content in terms of volumetric water content, θ , being the ratio between the water volume and the total volume. Therefore,

the materials' (mortar and concrete) density values were needed, in order to convert the gravimetric water content values into volumetric water content.

3. Results and analysis

The total suction results obtained through the paper filter method for each mortar and concrete sample execute dare shown in Tables 4 and 5, respectively. These tables show the final water content values for each material, as well as the equilibrium suction values calculated with equations 5 and 6, using the paper filter's final moisture. Remarking that only satisfactory values from test results are offered in both tables.

Figures 3 and 4 present the obtained results for the water retention curves for mortar and concrete samples, respectively. Noting, primarily in the case of mortar samples, that the obtained values are proximate from one another. This can suggest that the usage of different values of the water/cement mixture ratio does not modify the medium's micro-pore distribution. In the particu-

Table 4 – Suction test results for mortar test subjects

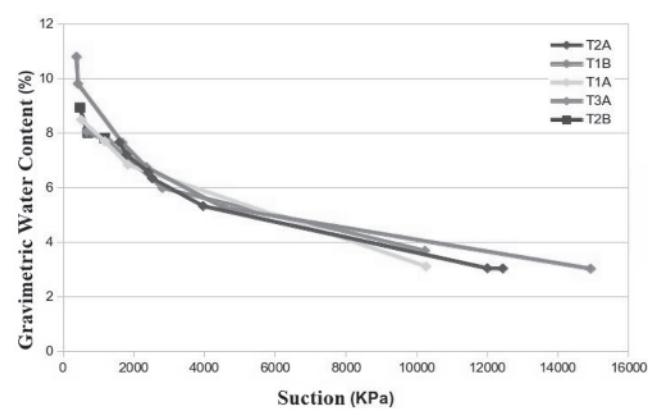
Trace characteristics	$\alpha/c = 0,65$	T-1A	(165 ± 5) mm	Paper filter's gravimetric water content (%)	Test subject's gravimetric water content (%)		Suction (kPa)	Test subject's volumetric water θ (%)
					Before	After		
$\alpha/c = 0,55$	$\alpha/c = 0,65$	T-1B	(225 ± 10) mm	13,32	3,22	3,10	10264,37	6,19
				25,36	7,26	6,83	1829,75	13,64
				28,41	8,13	7,69	1183,56	15,35
				34,26	9,09	8,48	511,55	16,94
				10,71	3,10	3,01	14925,79	6,02
	$\alpha/c = 0,55$	T-2A	(165 ± 5) mm	19,02	5,58	5,26	4541,30	10,50
				23,61	7,20	6,75	2353,27	13,48
				25,99	8,14	7,65	1671,91	15,27
				35,63	10,45	9,80	420,41	19,57
				36,36	11,54	10,79	378,60	21,55
$\alpha/c = 0,45$	$\alpha/c = 0,55$	T-2B	(225 ± 10) mm	11,98	3,14	3,03	12440,62	6,04
				12,23	3,11	3,03	12000,70	6,05
				19,97	5,46	5,32	3963,11	10,62
				23,13	6,67	6,34	2520,18	12,65
				23,42	6,92	6,56	2416,33	13,11
	$\alpha/c = 0,45$	T-3A	(165 ± 5) mm	25,50	7,65	7,20	1794,32	14,38
				26,63	8,11	7,65	1592,45	15,29
				28,45	8,28	7,82	1175,57	15,62
				32,16	8,49	8,01	691,27	15,99
				34,81	9,45	8,93	472,80	17,83

Table 5 – Suction test results for concrete test subjects

Trace characteristics	Data	Paper filter's gravimetric water content (%)	Test subject's gravimetric water content (%)		Suction (kPa)	Test subject's volumetric water θ (%)
			Before	After		
$\alpha/c = 0,65$	T-4A	28,17	4,65	4,54	1223,89	10,23
		47,07	7,36	7,16	79,73	16,12
		39,22	7,16	6,96	251,53	15,67
		21,90	4,71	4,54	3002,78	10,22
		41,67	7,26	7,04	177,15	15,85
	T-5A	38,22	6,00	5,72	290,36	12,88
		35,74	6,72	6,45	414,17	14,53
		38,21	6,04	5,89	290,73	13,27
		20,57	5,29	5,20	3637,87	11,72
		48,64	7,63	6,79	73,49	15,30
$\alpha/c = 0,55$	T-6A	35,41	6,51	6,18	433,80	13,93
		33,13	6,19	6,04	601,87	13,60

lar case for the concrete samples, although the obtained values show a greater dispersion, they are still proximate from one another. Hence, the water/cement mix relationship is not an influential factor. Kumar [12] used the vapor equilibrium method for the determination of water retention curves in manufactured concrete, having mix ratio values equal to 0.40, 0.50 and 0.60. The results in this study suggest that similar profiles were obtained for all three concrete mixtures.

Figures 5 and 6 display the obtained results fitted according to Van Genuchten's [1] proposed model. Table 6 presents a summary for the model's parameters, obtained by the application of the Ordinary Least Squares method. LibreOffice® software spreadsheet was used to perform and adjust the curve fitting.

Figure 3 – Retention curves obtained for mortar samples manufactured from traces T-1A, T-1B, T-2A, T-2B e T-3A

Hendrickx, Roels and Balen [13] acquired suction values through the pressure plate method for cement and chalk samples. The materials' characteristics and their volumetric water content values for saturation (θ_s), residual volumetric water content (θ_r) and the permeability coefficient for saturation (k_{sat}) are presented in table 7. Volumetric water content values ($\theta_s=0,30$ and $\theta_r=0,050$) backup the parameters' results obtained for mortar samples presented in table 6.

According to Freitas, Torres and Guimarães [14], suction curve development relies on the distribution law, pores' radii and its variation. These researchers performed several tests to characterize degradation in Portuguese buildings in terms of the upward

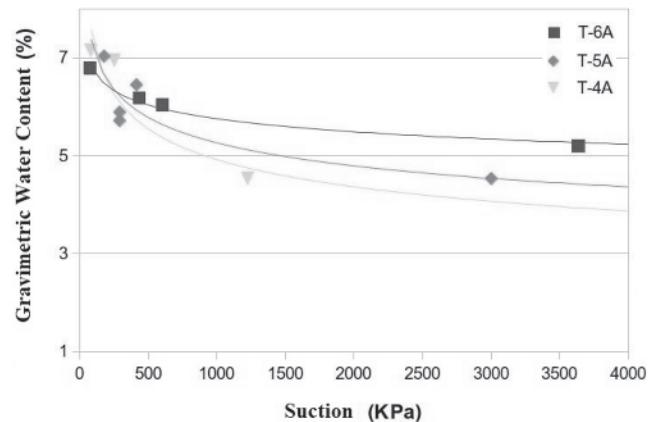
Figure 4 – Retention curves obtained for concrete samples manufactured from traces T-4A, T-5A e T-6A

Figure 5 – Correlation between suction and the volumetric water content for mortar samples, considering traces T-1A, T-1B, T-2A, T-2B and T-3A

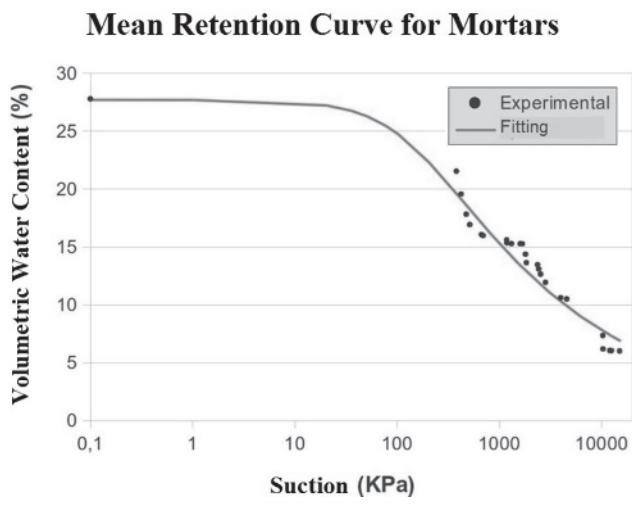


Figure 6 – Correlation between suction and the volumetric water content for concrete samples, considering traces T-4A, T-5A e T-6A

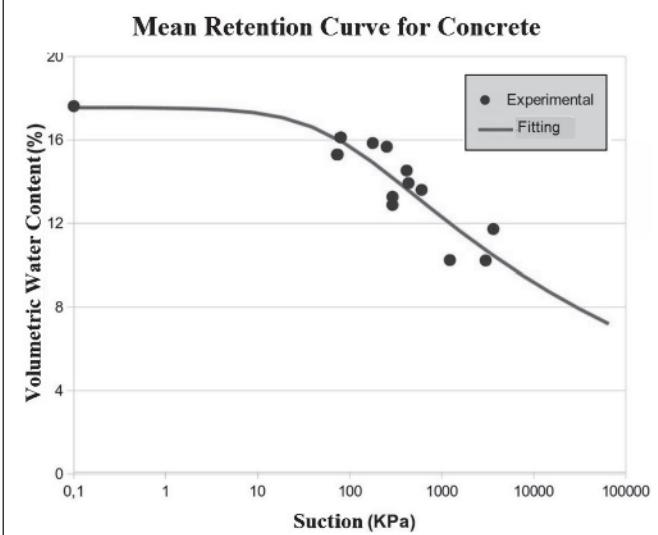


Table 6 – Fitting parameters of the water retention curves, according to the Van Genuchten (1) model, for mortars and concrete samples

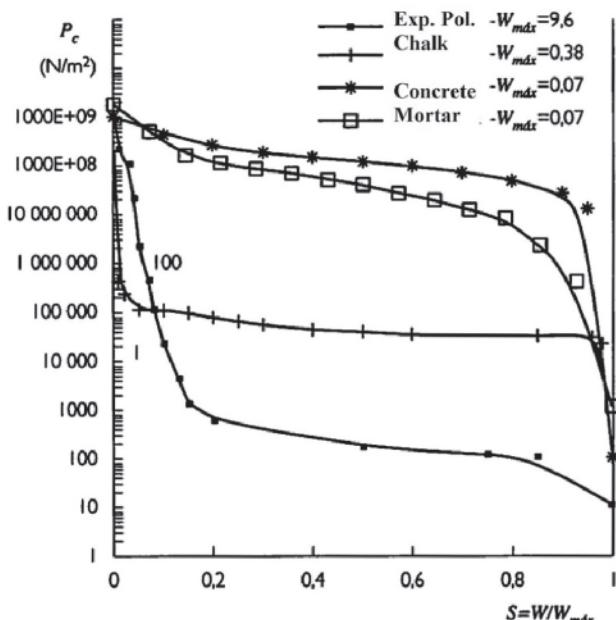
Parameters	Mortars (T-1A, T-1B, T-2A, T-2B e T-3A)	Concretes (T-4A, T-5A e T-6A)
θ_s ($m^3 \cdot m^{-3}$)	0,27799	0,17622
θ_r ($m^3 \cdot m^{-3}$)	0	0
n	1,29634	1,068775
m	0,22859	0,06434
α (kPa^{-1})	0,007066691	0,0156045743
R^2	94,88%	80,84%

Table 7 – Composition, properties and parameters of suction for mortars manufactured from chalk or cement

Data	Mortars	
	Chalk	Cement
Binder/Sand (kg/kg)	0,112	0,218
Water/Binder (kg/kg)	2,016	0,907
Binder's specific surface area (m^2/g)	12,0	1,30
Binder's particle average diameter (μm)	6,03	12,50
θ_s ($m^3 \cdot m^{-3}$)	0,33	0,30
θ_r ($m^3 \cdot m^{-3}$)	0,130	0,050
k_{sat} (m/s)	$2,27 \times 10^{-7}$	$6,17 \times 10^{-7}$

Source: Hendrickx, Roels and Balen (14)

Figure 7 – Retention curve obtained from different porous materials



Source: Freitas, Torres and Guimarães (14).

humidity originated from the soil, due to the capillary effect occurring through the materials' pores that form the building's walls and floors. Figure 7 shows the retention curves obtained for different materials (concrete, mortar, chalk and expanded polyurethane).

4. Conclusions

The total suction results obtained through the paper filter method, using the mortar and concrete samples, display no significant influence from the water/cement proportions in this particular phenomenon. Considering the 27.80% volumetric water content for mortars and 17.62% for concrete samples, the minimum suction values obtained for these materials were 50 Pa and 100 Pa, respectively. Regarding the fitting parameters for the materials' retention curves, when compared to those obtained for soils, a great discrepancy is witnessed, caused by the distinctive porous characteristics that exist amongst these materials. In general, the water retention curves obtained for concrete samples are more similar to those obtained for clayey soils, capable of retaining significant volumes of water for high suction values (see Figure 1).

Regardless of the few data available in literature, values obtained in this study for the volumetric water content during saturation and residual processes ($\theta_s=0.30$ and $\theta_r=0.050$) are proximate to those provided by other authors.

Consequently, this study confirms the usage of an unconventional procedure as successful; therefore, the obtained values were satisfactory, reason to suggest the implementation of these values in more suitable simulations, using specific surrounding conditions.

5. References

- [1] VAN GENUCHTEN, M. Th. A Closed Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *Soil Science, Society of America Journal*, Madison, WI, 44:5, p. 892-898, 1980.
- [2] MACHADO, S. L.; PRESA, E. P. Current Tendencies for Unsaturated Soils in Brazil. *ECOS do NSAT 2007*. In: BRAZILIAN CONGRESS FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING - COBRAMSEG, 2008, Búzios, RJ. Anais... Vol., p.231-250.
- [3] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL NORMS. NBR 9779: mortar and hardened concrete—water absorption determination through capillarity. Rio de Janeiro, 1995. 2 p.
- [4] PRESA, E. P. Expansive Clay misshape under controlled suction. 1982. Doctoral Thesis—Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- [5] FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, 31- 4, p. 521-532, 1994.
- [6] MUALEM, Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, 12-3, p. 513-522, 1976.
- [7] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. ASTM D5298 -10: Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. In: _____ Annual Book of ASTM Standards. vol. 15.09. Philadelphia, 2010.
- [8] SILVA, A. M. Water Retention Curve for Brazilian soils. 2005. Thesis (Civil Engineering Master's Program) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Estadual de São Paulo, USP, São Carlos, SP.
- [9] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL NORMS. NBR 7215: Portland Cement—resistance and compression determination. Rio de Janeiro, 1996. 8 p.
- [10] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL NORMS. NBR 5738: Cylindrical test subject's molding and curing; procedure. Rio de Janeiro, 2008. 6 p.
- [11] CHANDLER, R. J.; GUTIERREZ, C.I. (1986). The Filter-Paper Method of Suction Measurement. *Géotechnique*, Vol. 36, Nº2, p. 265-268.
- [12] KUMAR, A. Water flow and transport of chloride in unsaturated concrete. A thesis submitted to the college of graduate studies and research in partial fulfillment of the degree of master of science in the Department of Civil and Geological Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 2010.
- [13] HENDRICKX, R.; ROELS, S.; BALEN, K.V. Measuring the water capacity and transfer properties of fresh mortar. *Cement and Concrete Research*, New York, v. 40, p.1650 -1655, 2010.
- [14] FREITAS, V. P; TORRES, M. I; GUIMARÃES, A. S. Humidade Ascensional. Porto: FEUP, 2008. 106 p.

Filter paper method to determine the water retention curves for mortar and cement samples

Utilização do método do papel-filtro para determinação de curvas de retenção de água em argamassas e concretos



J. M. L. VILASBOAS ^a
josemarcilio@oi.com.br

S. L. MACHADO ^b
smachado@ufba.br

S. A. PINTO ^b
silas.andrade14@gmail.com

Abstract

This study deals with the application of the filter paper method to determine water retention curves for mortar and concrete samples. A water retention curve exhibits the relationship between water content and energy state in interstitial water, normally expressed as a negative value when compared to normal conditions of temperature and pressure, being referred to as suction. Considering the water retention curve as a basic characterization tool for unsaturated soils, its usage in the engineering field concerning most of the construction materials remains as a pending task. However, stating that not only permeability, but also the water retention curve performs a significant role for water and soluble substances flow through a material's pores makes this observation essential for life-span estimation in cases like reinforced-concrete structures. This research paper offers results for water retention curves obtained in mortar and concrete samples. The experimental curves went through a fitting adjustment process using Van Genutchen's [1] model, showing consistency with the obtained results. Furthermore, the water/cement mix ratio does not indicate or suggest a direct influence for water retention curves.

Keywords: water retention curves, suction, filter paper, concrete, mortar.

Resumo

Este trabalho trata do uso da técnica do papel-filtro para a obtenção, em laboratório, de curvas de retenção de água em corpos de prova de argamassa e concreto. A curva de retenção correlaciona o conteúdo de água de meios porosos com o estado de energia da água intersticial, que em condições não saturadas (vazios não totalmente preenchidos por água) é normalmente negativo em relação às condições normais de temperatura e pressão, sendo denominado de sucção. Embora possa ser descrita como uma ferramenta básica de caracterização de solos não saturados, o uso da curva de retenção em concretos e argamassas ainda não foi introduzido na prática da engenharia para a maioria dos materiais de construção. Pode-se dizer, contudo, que não somente a permeabilidade, mas também a curva de retenção desempenha um papel fundamental no fluxo de água e substâncias solúveis pelos poros do material, sendo imprescindível o seu conhecimento, para, por exemplo, estimar a vida útil das estruturas de concreto armado. São apresentados resultados de ensaios de sucção total pelo método do papel-filtro, os quais permitiram determinar curvas de retenção para corpos de prova de concreto e argamassa. Estas curvas foram ajustadas segundo o modelo de Van Genutchen [1], o qual apresentou boa aderência aos valores experimentais. Não foi possível observar influência significativa da relação água-cimento nas curvas de retenção obtidas.

Palavras-chave: curva de retenção, sucção, papel-filtro, concreto, argamassa.

^a UCSAL, Materiais, Engenharia, Petrobras, Salvador, BA, Brasil;
^b DCTM, Engenharia, UFBA, Salvador, BA, Brasil.

Received: 28 Feb 2015 • Accepted: 25 Feb 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introdução

Para que o processo de fluxo ou o transporte de uma substância solúvel em água possa ser simulado, é necessário o conhecimento não somente da permeabilidade saturada do meio, mas também de suas curvas de retenção e de condutividade hidráulica. A curva de retenção correlaciona o conteúdo de água de meios porosos com o estado de energia da água intersticial. Este estado de energia é normalmente representado por pressões negativas (com referência à pressão atmosférica padrão) na água presente nos poros do material, em decorrência de fenômenos como a capilaridade e a adsorção, sendo estas pressões negativas denominadas de sucção. Embora possa ser descrita como uma ferramenta básica de caracterização de solos não saturados, o uso da curva de retenção em concretos e argamassas ainda não foi introduzido na prática da engenharia para a maioria dos materiais de construção. Além disso, as condições de contorno às quais está inserida a estrutura influenciam nos resultados a serem obtidos. Desta forma, o conhecimento prévio da sucção e de sua variação com o teor de umidade, devido à evaporação, é de fundamental importância para realizar uma análise, por exemplo, da penetração de substâncias solúveis como os cloretos em peças de concreto e argamassa, quando submetidas à agressividade marítima.

A sucção nos meios porosos é uma medida do estado da energia da água intersticial que está associada com a sua capacidade de reter água, sendo normalmente expressa em termos de carga hidráulica (energia por peso) ou de pressão (energia por volume). Quando a água livre éposta em contato com um meio poroso, como a argamassa ou o concreto, ela é retida ou absorvida por ele, até o limite em que todos os vazios estejam preenchidos com água (condição de meio poroso saturado). Para remover esta água do meio poroso, energia tem de ser aplicada, indo de encontro às forças de retenção do material, que se originam, principalmente, dos fenômenos de capilaridade, adsorção e osmose. Quanto mais secos os concretos e argamassas, maior será a sua sucção, de forma que, durante um processo de secagem, a água passa a ser armazenada nos poros de menores diâmetros e na superfície das partículas sólidas, formando o filme de água adsorvida.

A determinação da curva de retenção de um meio é também realizada de forma rotineira na física dos solos para obtenção dos

limites de sucção, dentro dos quais se deve situar um solo no cultivo de uma determinada cultura: capacidade de campo e ponto de murcha. Na capacidade de campo (cerca de 30 kPa de sucção), a água intersticial começa a fluir sob o potencial gravitacional, de forma que uma adição adicional de água somente fará com que a água infiltre além dos rizomas da cultura empregada. Na capacidade de campo (equivalente a uma sucção de 1500 kPa), admite-se que a água presente no solo se torna indisponível para as plantas.

Na área geotécnica, são vários os processos utilizados para a determinação da curva de retenção. De acordo com Machado e Presa [2], existe uma tendência à utilização de diferentes técnicas combinadas para a obtenção da curva de retenção. Assim, por exemplo, tem-se o uso da placa de sucção (pressão de água, $u_w < 0$ e pressão de ar, $u_a = 0$) para baixos valores de sucção (até cerca de 70 kPa), da câmara de pressão para valores intermediários (até 1500 kPa) e do papel-filtro para altos valores de sucção. A tabela 1 apresenta os intervalos típicos de utilização de diferentes técnicas de imposição/medida de sucção.

Assim como nos solos, os dois principais mecanismos de retenção de água pelo concreto são a capilaridade e a adsorção. Estes mecanismos diminuem a energia específica do fluido de forma que, sob a condição de não saturação dos poros, a pressão da água intersticial apresenta-se menor do que a atmosférica. Isso explica o fenômeno da ascensão capilar. Ascender significa galgar cotas mais elevadas, ou seja, o fluido se desloca para uma posição de maior potencial gravitacional. Como todo fluido somente flui de um maior potencial de energia para um menor, considerando-se os termos da equação de Bernoulli, a pressão da água dentro do meio não saturado necessariamente deve ser menor que a atmosférica. Para que se trabalhe sempre com valores positivos, é comum se utilizar o conceito de sucção intersticial ou matricial, que nada mais é do que a diferença entre os valores de pressão do ar (normalmente atmosférica) e da água, provocada pelos fenômenos de capilaridade e adsorção, ou seja: sucção = $u_{ar} - u_w$, onde u_{ar} corresponde à pressão na fase ar e u_w à pressão na fase água. A NBR 9779 [3] prescreve a ascensão capilar como método para determinação da absorção de água em argamassa e concreto endurecidos, sendo que a amostra deve ser constituída de no mínimo três corpos de prova, os quais poderão ser moldados ou

Tabela 1 – Algumas das técnicas utilizadas para medida/imposição de sucção em solos

Técnica	Componente da sucção medida	Faixa de medida (kPa)
Papel filtro	Total e matricial	10 – 30 000
Sensor de condutividade térmica	Matricial	0 – 400
Tensiômetros	Matricial	0 – 70
Microtensiômetros	Matricial	0 – 1500
Técnicas de eixos Hilf	Matricial	0 – 1500
Equilíbrio de vapor	Matricial	0 – 1500
Equilíbrio de vapor	Total	3000 – 3,0 x 10 ⁵
Placas de pressão	Matricial	0 – 70
Psicômetros	Total	500 – 8000

Fonte: Adaptado de Machado e Presa (2).

extraídos da estrutura. A ascensão capilar observada é, contudo, não só o resultado do efeito conjunto da sucção capilar e da adsorção na redução da energia da água intersticial, mas também o resultado do aumento da permeabilidade à água pelo aumento do conteúdo de água da amostra à medida que o ensaio progride.

Dessa forma, embora não usual na área de tecnologia do concreto, o ideal para a modelagem do transporte de água em concretos em situações não saturadas é a obtenção, em separado, das suas curvas de retenção e de condutividade hidráulica. Essa separação, desde que as condições de contorno adequadas sejam adotadas, possibilita a modelagem do fluxo de água no interior do material, a qual pode ser utilizada, por exemplo, para a previsão do tempo de chegada do cloreto, proveniente do exterior, às armaduras do concreto armado, criando as condições adequadas para a deflagração de processos de corrosão.

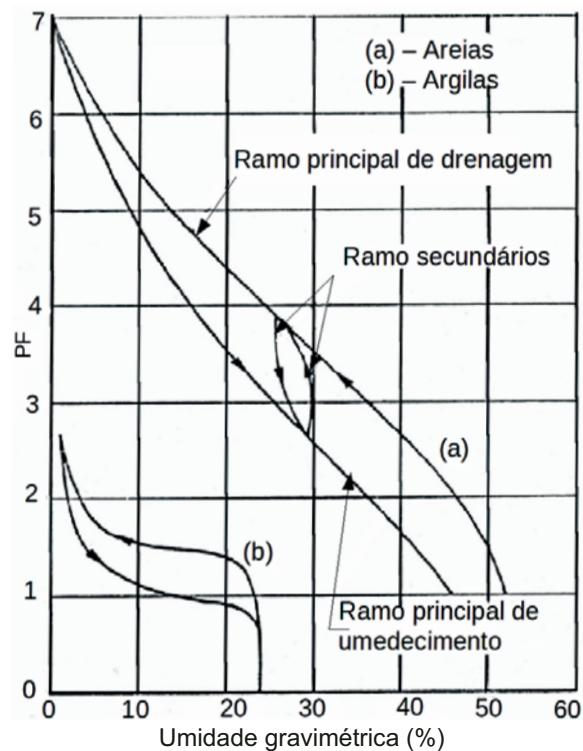
Conforme relatado anteriormente, quando o conteúdo de um líquido dentro de um meio poroso qualquer, expresso normalmente pela umidade gravimétrica ou volumétrica, se modifica, há uma mudança no estado de energia desse fluido e na maior ou menor facilidade com que este se move dentro dos interstícios que em que se encontra. À medida que o volume de água decresce, a "seção de fluido" nos vazios do material torna-se progressivamente menor. Desse modo, no processo de secagem, há um momento em que a continuidade entre as partículas do fluido pode ser interrompida, ponto em que a permeabilidade praticamente se anula. Assim, no caso de meios porosos não saturados, é comum haver referência a uma função de condutividade hidráulica, em que os valores de permeabilidade estão normalmente associados aos conteúdos do fluido ou ao seu estado de energia (dado normalmente pelo valor de sucção) dentro do meio. Embora não haja um claro consenso na literatura especializada, o termo permeabilidade aqui somente se referirá ao valor da função de condutividade hidráulica para uma condição de saturação do material.

Segundo relatado anteriormente, denomina-se de curva de retenção de água a relação existente entre o conteúdo de água do meio e o estado de energia da água intersticial. A figura 1 apresenta curvas de retenção típicas para solos arenosos e argilosos, de acordo com Presa [4]. Nesta figura, a sucção está representada no eixo das ordenadas, em função do logaritmo da carga hidráulica, em PF; e o conteúdo de água está representado no eixo das abscissas, em função da umidade gravimétrica. Esta é uma representação bastante utilizada em trabalhos relacionados com a física dos solos, embora neste caso a umidade volumétrica seja a mais utilizada.

Conforme se pode observar nesta figura, a curva de retenção é dependente da trajetória (de secagem, umedecimento ou mista) seguida durante o ensaio. Este fenômeno é denominado de histerese. O fenômeno da histerese é explicado por meio de diferentes causas, tais como: a geometria não uniforme dos poros intercomunicados por pequenas passagens, o efeito do ângulo de contato, que varia em função da trajetória seguida, a ocorrência de bolhas de ar aprisionadas, que influenciam a trajetória de umedecimento, e as variações de volume sofridas por expansão e retração. Assim, durante os processos de redistribuição de umidade, podem-se encontrar, para um mesmo solo, havendo condições de equilíbrio de sucção, diferentes valores de umidade, de acordo com Presa [4].

Não se encontrou na literatura a informação de que curvas de retenção para o concreto tenham sido determinadas a partir do método do papel-filtro e muito poucas são as curvas de retenção obtidas,

Figura 1 – Curva de retenção típica para solos arenosos e argilosos



Fonte: Presa (4).

independentemente do método empregado. No que tange aos modelos utilizados para a representação destas curvas, aqueles propostos por Van Genuchten [1], equação 1, e por Fredlund e Xing [5], equação 2, são os de uso mais corriqueiro na área de geotecnia. Nestas equações, α (kPa^{-1}), a (kPa), n e m são parâmetros de ajuste; θ_{sat} corresponde à umidade volumétrica saturada (igual à porosidade do meio); θ_r à sua umidade residual (ponto em que a água intersticial se torna descontínua) e e corresponde à base do logaritmo neperiano ($e = 2,718$). Ambas as equações apresentam similaridades como, por exemplo, valores de umidade ou de sucção, a partir dos quais são necessários grandes incrementos de sucção ou de energia para uma secagem adicional do meio. Estes são denominados valores de umidade ou de sucção residuais: θ_r e ψ_r , respectivamente. A equação proposta por Van Genuchten [1] possui como grande vantagem a sua simplicidade; em compensação, aquela proposta por Fredlund e Xing [5] permite a representação da curva de retenção do meio até a sua completa secagem, o que, para estes autores, ocorre para um valor de sucção em torno de $1 \times 10^6 \text{ kPa}$.

$$\theta = \theta_r + \frac{\theta_{\text{sat}} - \theta_r}{[1 + |\alpha \psi_m|^n]^m} \quad (1)$$

Tabela 2 – Dados e composições das argamassas no estado fresco

Traço	Proporções (cimento:areia), em massa	Relação água/cimento a/c	Consumo de cimento (kg/m³)	Índice de consistência (mm)	Porosidade (%)	Massa específica (kg/m³)
T-1A	1:4,167	0,650	368	167	28,5	1897
T-1B	1:3,690	0,650	397	223	29,9	1890
T-2A	1:3,377	0,550	441	162	27,0	1954
T-2B	1:2,968	0,550	476	230	27,6	1921
T-3A	1:2,577	0,450	552	161	23,0	2056
T-3B	1:2,247	0,450	592	232	25,0	2026

$$\theta = \theta_{sat} \cdot \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\Psi}{\Psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{1000.000}{\Psi_r}\right)} \right] \left[\frac{1}{\ln\left(e + \left(\frac{\Psi}{a}\right)^n\right)} \right]^m \quad (2)$$

Como o conteúdo de água afeta a maior ou menor facilidade com que a água flui no meio, para que a modelagem do fluxo dessa substância no meio seja possível, é necessária a obtenção da curva de condutividade hidráulica do meio, na qual a permeabilidade é expressa como uma função da sucção ou do conteúdo do fluido de interesse. A partir do modelo de Mualem [6] para previsão de $k(\theta)$, Van Genuchten [1], adotando como simplificação

$m = 1 - \frac{1}{n}$, propõe a seguinte equação para prever a função de condutividade hidráulica:

$$k(\theta) = k_{sat} \cdot \omega^p \left[1 - \left(1 - \omega^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2 \quad (3)$$

onde:

ω é denominado de saturação efetiva do solo, sendo dado pela equação 4 (seguinte);

k_{sat} é a condutividade hidráulica do meio poroso saturado; p é um parâmetro empírico, que foi estimado por Mualem [6] como

sendo aproximadamente igual a 0,5 para a maioria dos solos (não foram encontrados relatos do valor de p para concreto).

$$\omega = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_{sat} - \theta_r} \quad (4)$$

2. Materiais e métodos

2.1 Determinação experimental da curva de característica de sucção

Em função dos elevados valores de sucção obtidos em concretos e argamassas, o método utilizado para a determinação da curva de retenção correspondeu ao estabelecido pela norma ASTM D5298 [7], concernente ao uso do papel-filtro, pois este procedimento contempla faixa de medidas entre 30 a 30.000 kPa, conforme relatado por Silva [8].

As tabelas 2 e 3 apresentam os traços das argamassas e concretos fabricados nas duas etapas experimentais. Na primeira etapa, produziram-se argamassas a partir de misturas experimentais, tomando-se o cuidado de pesquisar, para uma determinada relação água/cimento, misturas com diferentes índices de consistência, (165 ± 5) mm e (225 ± 10) mm, e, consequentemente, com variados consumos de cimento. Assim, foram preparadas argamassas com relações água/cimento 0,45, 0,55 e 0,65. Para cada combinação de parâmetros acima, foram moldados 4 corpos de prova cilíndricos de argamassa de dimensões 50 mm x 100 mm, perfazendo um total de 24 corpos de prova (CP) de argamassa. Foi adotada

Tabela 3 – Dados e composições dos concretos no estado fresco

Traço	Proporções (cimento:areia), em massa	Relação água/cimento a/c	Consumo de cimento (kg/m³)	Índice de consistência (mm)	Porosidade (%)	Massa específica (kg/m³)
T- 4A	1:1,800:3,390	0,650	337	150	18,82	2192
T- 5A	1:1,368:2,870	0,550	405	145	18,26	2207
T- 6A	1:0,937:2,349	0,450	497	135	15,71	2276

a metodologia prescrita no procedimento normativo [9]. Depois de endurecidos, os CPs de cada traço foram cortados e, após o descarte de suas extremidades, deram origem a 8 fatias, que foram submetidas ao ensaio de sucção pelo método do papel-filtro.

Na segunda etapa, foram fabricados concretos com uma única consistência, abatimento de (140 ± 20) mm, e relações água/cimento iguais a 0,45; 0,55 e 0,65. Para cada traço, foram moldados 4 corpos de prova cilíndricos de dimensões 100 mm x 200 mm, perfazendo um total de 12 CPs. Os procedimentos de moldagem e cura obedeceram aos critérios da norma brasileira [10]. Os corpos de prova de cada traço foram cortados e, após o descarte de suas extremidades, deram origem a um total de 8 fatias, que foram submetidas ao ensaio de sucção pelo método do papel-filtro.

a) Descrição do ensaio

Foram utilizadas técnicas já empregadas em solos e o ensaio padronizado pela norma [11] para se desenvolver uma metodologia, que, a partir do uso do papel-filtro, determinasse a sucção de argamassas e de concretos. O método do papel-filtro baseia-se na capacidade que meios porosos têm de absorver ou perder certa quantidade de água (ou outro fluido) quando estão em contato direto ou indireto com esta substância, em um ambiente fechado, à temperatura e pressão constantes, até entrarem em equilíbrio de energia. Neste instante, os valores de umidade do meio poroso (concreto ou argamassa) e do papel-filtro são normalmente diferentes, porém ambos possuem a mesma sucção. O equilíbrio de energia é suposto atingido quando não se observam mais transferências de água da amostra para o papel-filtro (constância da massa dos elementos).

O ensaio pode ser feito mantendo-se ou não o contato entre o papel-filtro e a amostra. Quando não há contato, a troca de água entre os dois materiais porosos é feita com a água em forma de vapor. Neste caso, há permuta de água, mas não das substâncias dissolvidas na água intersticial da amostra, medindo-se a sucção total (osmótica + capilar + adsorção). A atmosfera formada dentro do recipiente atua como uma membrana semipermeável, que permite apenas a troca de água na forma de vapor, em se tratando de solutos não voláteis. No início do ensaio, o estado de energia da água na amostra, no papel-filtro e no ar do recipiente hermeticamente fechado, o qual é regulado pela sua umidade relativa, é diferente. São estes gradientes de energia que promovem o fluxo de água. Ao final do ensaio, os conteúdos de água na amostra, papel-filtro e no ar (umidade relativa), conduzem ao mesmo valor de sucção e o sistema entra em equilíbrio.

Quando o papel-filtro é posto em contato com a amostra, há troca de água na forma líquida e a sucção medida é a mátrica (capilaridade + adsorção), pois se permite o equilíbrio na concentração de solutos do meio.

Nesta pesquisa foram efetuadas medidas de sucção total (sem contato), tendo-se colocado o papel-filtro próximo do corpo de prova, a fim de se minimizar o volume do ar entre os dois materiais dentro do recipiente e diminuir o tempo necessário para o equilíbrio do sistema.

Outros cuidados também foram tomados devido à possibilidade de condensação de vapor dentro do recipiente, o que pode acarretar erros de medição no caso de gotas de água caírem sobre o papel. Também houve a preocupação em se evitar a contamina-

Figura 2 – Recipiente lacrado, provido de papel-filtro, anel de PVC e do corpo de prova



ção do papel-filtro por causa do contato com a mão do operador, motivo pelo qual o uso de luvas e pinças para o seu manuseio foi adotado. Devido à pequena massa dos papéis-filtros, uma balança com resolução de 0,001 g ou menor deve ser usada.

Antes da realização dos ensaios propriamente ditos, as amostras eram inicialmente saturadas e depois secadas ao ar até que atingissem o valor de umidade, w , desejado. Desta forma, em todos os ensaios seguiu-se uma trajetória de secagem, evitando-se os efeitos da histerese na curva de retenção. Após esta etapa, o conjunto, amostra e papel-filtro, era posto dentro do recipiente o qual era lacrado com o uso de fita adesiva (ver figura 2). Anéis de PVC foram utilizados para evitar o contato entre o papel-filtro e a amostra.

Ensaios preliminares foram realizados para verificar o tempo requerido para que o equilíbrio do sistema fosse atingido. Isto foi feito com a abertura periódica do recipiente e pesagem da amostra. Um tempo mínimo de 15 dias foi adotado. Durante este tempo, os recipientes lacrados eram mantidos em uma sala com controle de temperatura, na faixa de 20°C com variações de $\pm 0,5^\circ\text{C}$, acondicionados dentro de uma caixa de isopor.

Depois de atingido o equilíbrio de sucção entre os componentes do recipiente, a amostra e o papel-filtro eram retirados para pesagem. Observou-se que, quando os papéis eram secados em estufa, antes de serem colocados dentro do recipiente junto com o corpo de prova, os resultados obtidos não eram compatíveis com os da curva de calibração obtida por Chandler e Gutierrez [11]. Desta forma, o uso de secagem prévia do papel-filtro deve ser evitado.

A pesagem do papel-filtro é um ponto crítico do ensaio. O recipiente deve ser aberto e, rapidamente, com o uso de pinças, proceder a remoção do papel-filtro, que é colocado dentro de uma cápsula com massa previamente determinada, sendo o conjunto então pesado em balança apropriada. Depois de pesado o conjunto é levado à estufa. A demora nesta operação pode permitir que o papel-filtro absorva água da atmosfera, o que interferirá nas medidas efetuadas.

É interessante também determinar a massa da cápsula após a secagem do papel-filtro. Isto ocorre porque a cápsula empregada pode possuir inicialmente pequenas porções de pó que acabam por serem parcialmente volatilizados na estufa, afetando as leituras efetuadas. A secagem da amostra de concreto ou argamassa pode ser feita de forma tradicional.

Após obter as massas do papel-filtro e da amostra, tanto antes como depois de sua inserção em estufa, e com o conhecimento prévio dos índices físicos dos materiais, pode-se determinar os seguintes parâmetros: a massa d' água contida no papel e no corpo de prova, a massa do papel-filtro seco e a massa do corpo de prova seco. De posse desses dados, com base nas relações de fases dos materiais, obtém-se o teor de umidade (%) do papel-filtro e, utilizando-se as equações 5 e 6 propostas por Chandler e Gutierrez [11], a sua sucção, a qual é assumida como igual à da amostra. Cada conjunto ensaiado fornece um ponto (umidade; sucção) da curva de retenção, lembrando-se que de cada traço de argamassa ou concreto foram ensaiadas 8 amostras (fatias). Assim sendo, como cada amostra possui um valor diferente de umidade,

pode-se elaborar os gráficos de curva de retenção desses materiais.

$$S = 10^{(6,05 - 2,48 \log W)}, \text{ for } W > 47\% \quad (5)$$

$$S = 10^{(4,84 - 0,0622 \log W)}, \text{ for } W \leq 47\% \quad (6)$$

onde:

w é o teor de umidade, em %, do papel-filtro e S é a sua sucção, em kPa.

Neste trabalho, a equação empregada para o ajuste da curva de retenção correspondeu àquela proposta por Van Genutchen [1], equação 1. Nesta equação, o conteúdo de água das amostras é

Tabela 4 – Resultados dos ensaios de sucção em corpos de prova de argamassa

Características dos traços	$\alpha/c = 0,65$	T-1A	(165 ± 5) mm	Teor de umidade gravimétrica do papel filtro (%)		Teor de umidade gravimétrica do corpo de prova (%)	Sucção (kPa)	Umidade volumétrica, θ , do corpo de prova (%)
				Antes do ensaio	Após o ensaio			
$\alpha/c = 0,55$	$\alpha/c = 0,65$	T-1B	(225 ± 10) mm	13,32	3,22	3,10	10264,37	6,19
				25,36	7,26	6,83	1829,75	13,64
				28,41	8,13	7,69	1183,56	15,35
				34,26	9,09	8,48	511,55	16,94
				10,71	3,10	3,01	14925,79	6,02
	$\alpha/c = 0,55$	T-2A	(165 ± 5) mm	19,02	5,58	5,26	4541,30	10,50
				23,61	7,20	6,75	2353,27	13,48
				25,99	8,14	7,65	1671,91	15,27
				35,63	10,45	9,80	420,41	19,57
				36,36	11,54	10,79	378,60	21,55
$\alpha/c = 0,45$	$\alpha/c = 0,55$	T-2B	(225 ± 10) mm	11,98	3,14	3,03	12440,62	6,04
				12,23	3,11	3,03	12000,70	6,05
				19,97	5,46	5,32	3963,11	10,62
				23,13	6,67	6,34	2520,18	12,65
				23,42	6,92	6,56	2416,33	13,11
	$\alpha/c = 0,45$	T-3A	(165 ± 5) mm	25,50	7,65	7,20	1794,32	14,38
				26,63	8,11	7,65	1592,45	15,29
				28,45	8,28	7,82	1175,57	15,62
				32,16	8,49	8,01	691,27	15,99
				34,81	9,45	8,93	472,80	17,83

Tabela 5 – Resultados dos ensaios de sucção em corpos de prova de concreto

Características dos traços	$\alpha/c = 0,65$	T-4A	(140 ± 20) mm	Teor de umidade gravimétrica do papel filtro (%)	Teor de umidade gravimétrica do corpo de prova (%)		Sucção	Umidade volumétrica, θ , do corpo de prova (%)	
					Antes do ensaio	Após o ensaio			
$\alpha/c = 0,55$	T-5A			28,17	4,65	4,54	1223,89	10,23	
				47,07	7,36	7,16	79,73	16,12	
				39,22	7,16	6,96	251,53	15,67	
				21,90	4,71	4,54	3002,78	10,22	
				41,67	7,26	7,04	177,15	15,85	
$\alpha/c = 0,45$	T-6A			38,22	6,00	5,72	290,36	12,88	
				35,74	6,72	6,45	414,17	14,53	
				38,21	6,04	5,89	290,73	13,27	
				20,57	5,29	5,20	3637,87	11,72	
				48,64	7,63	6,79	73,49	15,30	
				35,41	6,51	6,18	433,80	13,93	
				33,13	6,19	6,04	601,87	13,60	

expresso em termos de umidade volumétrica, θ , que corresponde a razão entre o volume de água e o volume total das mesmas. Portanto, foi necessário utilizar os valores de massa específica dos materiais (argamassa e concreto) para transformar os valores de umidade gravimétrica em umidade volumétrica.

3. Resultados obtidos e análises

Os resultados dos ensaios de sucção total pelo método do papel-filtro efetuados em amostras de argamassa e de concreto encontram-se nas tabelas 4 e 5, respectivamente. Nessas tabelas, pode-se verificar os valores de umidade final de cada material e o valor de sucção de equilíbrio calculado com o uso das equações

5 e 6, a partir da umidade final do papel-filtro. Cabe destacar que foram apenas indicados os valores de ensaios considerados válidos.

As figuras 3 e 4 apresentam os resultados obtidos para as curvas de retenção de água para as amostras de argamassa e de concreto, respectivamente. Conforme se pode observar, principalmente para o caso dos corpos de prova de argamassa, os resultados obtidos se encontram bastante próximos. Isto indica que o uso de diferentes valores de a/c não foi capaz de alterar a distribuição de microporos do meio poroso. No caso dos corpos de prova de concreto, embora os resultados obtidos mostrem um nível de dispersão maior, eles ainda se encontram próximos um do outro.

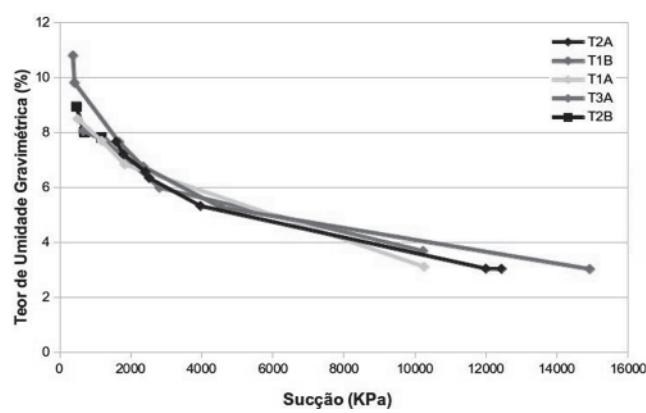
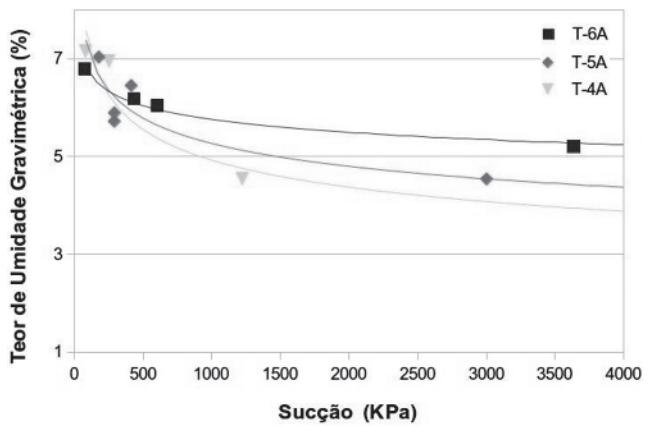
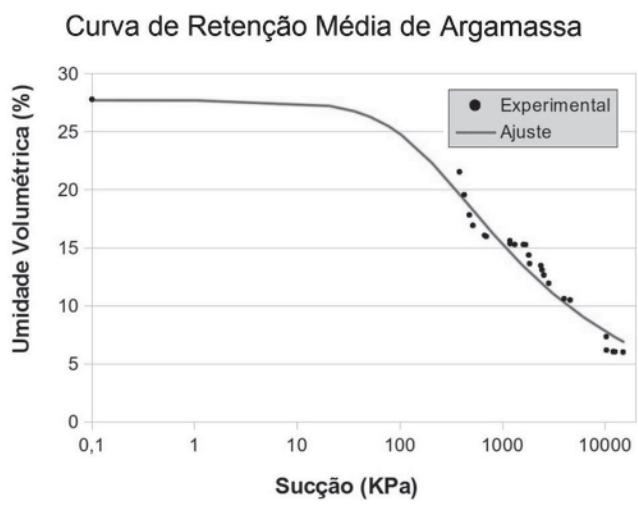
Figura 3 – Curvas de retenção obtidas para amostras de argamassa fabricadas a partir dos traços T-1A, T-1B, T-2A, T-2B e T-3A**Figura 4 – Curvas de retenção obtidas para amostras de concreto fabricadas a partir dos traços T-4A, T-5A e T-6A**

Figura 5 – Correlação entre a sucção e o teor de umidade volumétrica de amostras de argamassa, contemplando os traços T-1A, T-1B, T-2A, T-2B e T-3A



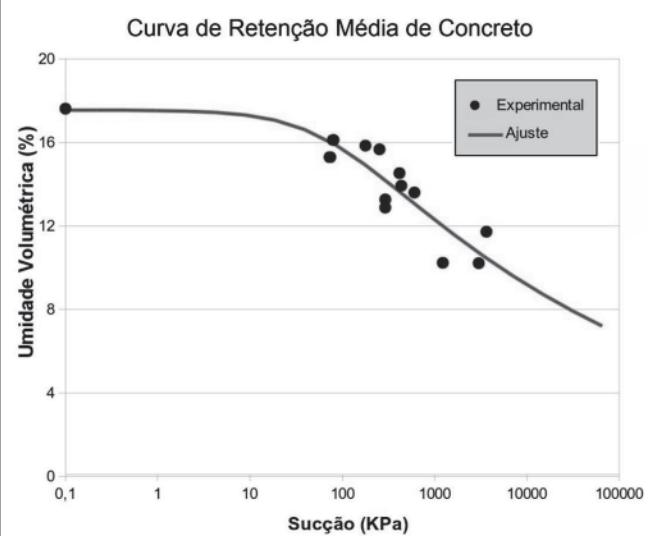
Desse modo, não fica evidenciada a influência da relação água/cimento nesse caso. Kumar [12] utilizou-se da técnica de equilíbrio de vapor para determinar curvas de retenção de concretos fabricados com relações água-cimento iguais a 0,40, 0,50 e 0,60. Os resultados indicam que perfis semelhantes foram obtidos para todas as três misturas de concreto.

As figuras 5 e 6 mostram os resultados obtidos ajustados ao modelo proposto por Van Genuchten [1]. A tabela 6 apresenta um resumo dos parâmetros desse modelo, obtidos pelo uso do método dos mínimos quadrados. A planilha da suíte do LibreOffice® foi utilizada na realização dos ajustes.

Figura 5 – Correlação entre a sucção e o teor de umidade volumétrica de amostras de argamassa, contemplando os traços T-1A, T-1B, T-2A, T-2B e T-3A

Hendrickx, Roels e Balen [13] executaram ensaios de sucção pelo método da placa de pressão, em argamassas de cal e de cimento.

Figura 6 – Correlação entre a sucção e o teor de umidade volumétrica de amostras de concreto, contemplando os traços T-4A, T-5A e T-6A



As características desses materiais e os seus valores de umidade volumétrica na saturação (θ_s), umidade volumétrica residual (θ_r) e coeficiente de permeabilidade na saturação (k_{sat}) encontram-se mencionados na tabela 7. Constatata-se que os os valores de umidade volumétrica ($\theta_s=0,30$ e $\theta_r=0,050$) validam os resultados desses parâmetros obtidos em argamassas e apresentados na tabela 6.

Segundo Freitas, Torres e Guimarães [14], o desenvolvimento da curva de sucção depende da lei de distribuição, dos raios dos poros e da sua variação. Estes pesquisadores realizaram vários ensaios para caracterizar a degradação de edifícios portugueses em função da umidade ascensional proveniente do solo, que por capilaridade migra através dos materiais porosos que constituem as paredes e pavimentos dessas construções. A figura 7 mostra curvas de retenção obtidas para diferentes materiais (concreto, argamassa, gesso e poliuretano expandido).

Tabela 6 – Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de água, segundo o modelo de Van Genutchen (1), para argamassas e concretos

Parâmetros	Argamassas (T-1A, T-1B, T-2A, T-2B e T-3A)	Concretos (T-4A, T-5A e T-6A)
θ_s ($m^3 \cdot m^{-3}$)	0,27799	0,17622
θ_r ($m^3 \cdot m^{-3}$)	0	0
n	1,29634	1,068775
m	0,22859	0,06434
α (kPa^{-1})	0,007066691	0,0156045743
R^2	94,88%	80,84%

Tabela 7 – Composição, propriedades e parâmetros de succção de argamassas elaboradas com cal ou cimento

Dados	Argamassas	
	Com cal	Com cimento
Aglomerante/areia (kg/kg)	0,112	0,218
Água/aglomerante (kg/kg)	2,016	0,907
Superfície específica do aglomerante (m^2/g)	12,0	1,30
Diâmetro médio dos grãos do aglomerante (μm)	6,03	12,50
θ_s ($m^3 \cdot m^{-3}$)	0,33	0,30
θ_r ($m^3 \cdot m^{-3}$)	0,130	0,050
k_{sat} (m/s)	$2,27 \times 10^{-7}$	$6,17 \times 10^{-7}$

Fonte: Hendrickx, Roels e Balen (14).

4. Conclusões

Os resultados dos ensaios de succção total, realizados pelo método do papel-filtro, em corpos de prova de argamassa e de concreto, não evidenciam de forma significativa a influência da relação água/cimento nesse fenômeno. Considerando a umidade volumétrica de 27,80% para as argamassas e de 17,62% para o concreto, os valores mínimos de succção calculados para esses materiais foram 50 Pa e 100 Pa, respectivamente. Em relação aos parâme-

tos de ajuste das curvas de retenção desses materiais, quando comparados aos obtidos em solos, observa-se uma grande disparidade, decorrente das características distintas existentes em suas porosidades. De uma forma geral, as curvas de retenção obtidas em concretos devem se aproximar daquelas obtidas para solos muito argilosos, capazes de reter volumes apreciáveis de água mesmo para altos valores de succção (ver figura 1).

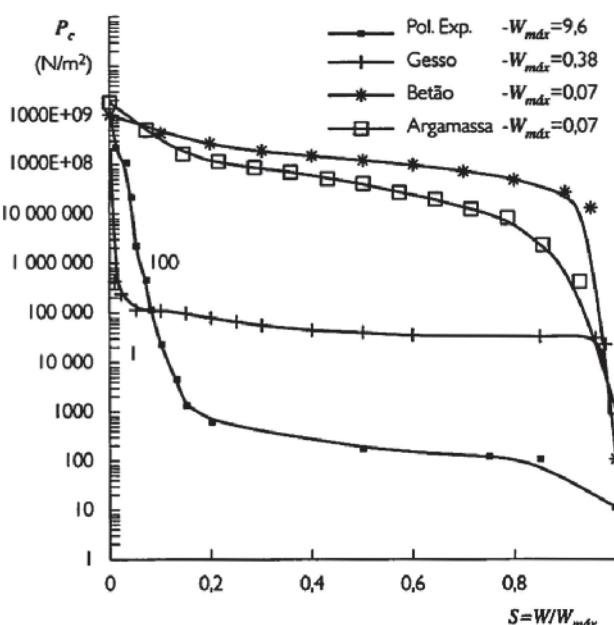
Apesar da muito pequena quantidade de dados disponível na literatura, os valores obtidos de umidade volumétrica na saturação e residual ($\theta_s=0,30$ e $\theta_r=0,050$) por outros autores se encontram próximos dos valores obtidos neste trabalho.

Assim, constata-se que foi empregada uma técnica não usual com sucesso, pois os valores encontrados foram satisfatórios, motivo pelo qual se pode recomendar o emprego desses dados em simulações mais adequadas, utilizando-se condições de contorno específicas.

5. Referências

- [1] VAN GENUCHTEN, M. Th. A Closed Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Science, Society of America Journal, Madison, WI, 44:5, p. 892-898, 1980.
- [2] MACHADO, S. L.; PRESA, E. P. Current Tendencies for Unsaturated Soils in Brazil. ECOS do NSAT 2007. In: BRAZILIAN CONGRESSFOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING - COBRAMSEG, 2008, Búzios, RJ. Anais... Vol., p.231-250.
- [3] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL NORMS. NBR 9779: mortar and harden concrete–water absorption determination through capillarity. Rio de Janeiro, 1995. 2 p.
- [4] PRESA, E. P. Expansive Clay misshape under controlled suction. 1982. Doctoral Thesis– Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.
- [5] FREDLUND, D. G.; XING, A. Equations for the soil water characteristic curve. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, 31- 4, p. 521-532, 1994.
- [6] MUALEM, Y. A new model for predicting the hydraulic con-

Figura 7 – Curvas de retenção obtidas para diferentes materiais porosos

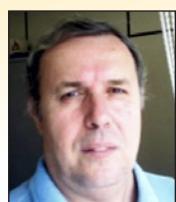


Fonte: Freitas, Torres e Guimarães (14).

- ductivity of unsaturated porous media. Water Resources Research, 12-3, p. 513-522, 1976.
- [7] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. ASTM D5298 -10: Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. In: _____. Annual Book of ASTM Standards. vol. 15.09. Philadelphia, 2010.
- [8] SILVA, A. M. Water Retention Curve for Brazilian soils. 2005. Thesis (Civil Engineering Master's Program) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Estadual de São Paulo, USP, São Carlos, SP.
- [9] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL NORMS. NBR 7215: Portland Cement–resistance and compression determination. Rio de Janeiro, 1996. 8 p.
- [10] BRAZILIAN ASSOCIATION OF TECHNICAL NORMS. NBR 5738: Cylindrical test subject's molding and curing; procedure. Rio de Janeiro, 2008. 6 p.
- [11] CHANDLER, R. J.; GUTIERREZ, C.I. (1986). The Filter-Paper Method of Suction Measurement. *Géotechnique*, Vol. 36, Nº2, p. 265-268.
- [12] KUMAR, A. Water flow and transport of chloride in unsaturated concrete. A thesis submitted to the college of graduate studies and research in partial fulfilment the degree of master of science in the Department of Civil and Geological Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 2010.
- [13] HENDRICKX, R.; ROELS, S.; BALEN, K.V. Measuring the water capacity and transfer properties of fresh mortar. *Cement and Concrete Research*, New York, v. 40, p.1650 -1655, 2010.
- [14] FREITAS, V. P; TORRES, M. I; GUIMARÃES, A. S. Humididade Ascensional. Porto: FEUP, 2008. 106 p.

Automatic procedure for analysis and geometry definition of axisymmetric domes by the membrane theory with constant normal stress

Processo automático para análise e definição de geometria de cúpulas axissimétricas pela teoria de membrana com tensões normais constantes



F. T. RABELLO ^a
fernando.rabello@ifsc.edu.br

N. A. MARCELLINO ^b
narbal.marcellino@ecv.ufsc.br

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

Abstract

This paper presents an automatic procedure using the membrane theory of shells to analyse and define geometries for axisymmetric domes subjected to its own weight, varying its thickness and bend radius, to obtain constant normal stresses along the structure. The procedure offers a great advantage over the analytic solution of the problem and usual shell numerical methods when one wants to determine the dome geometry with constant stresses, since the presented procedure has the goal stress as input value for obtaining the geometry, as opposed to the usual numerical methods, where the reverse occurs. An example clarifies the differences between a spherical dome with constant thickness and a dome subjected to constant stress. The convergence of the method for a specific material weight and stress for a dome are also presented.

Keywords: domes, thin shells, membrane theory, meridional stress, tangential stress.

Resumo

Este artigo apresenta um processo automático para análise e definição de geometria pela teoria de membrana para cúpulas de revolução axissimétricas submetidas ao peso próprio, com variação de espessura e raios de curvatura, de modo a obter tensões normais tangenciais e meridionais constantes em qualquer ponto da estrutura. O processo apresenta grande vantagem sobre a solução analítica do problema e a por métodos numéricos usuais de casca quando se deseja determinar a geometria da cúpula em função de apenas uma tensão solicitante constante, uma vez que o processo tem como dado de entrada a própria tensão inicial para obtenção da geometria, diferente dos métodos numéricos usuais, onde ocorre o inverso. Um exemplo explica as diferenças entre uma cúpula esférica com espessura constante e uma cúpula com tensões constantes submetida ao peso próprio. A verificação da convergência do método para uma tensão solicitante e peso específico do material de uma cúpula também são apresentados.

Palavras-chave: cúpulas, cascas finas, teoria de membrana, tensões meridionais, tensões tangenciais.

^a Instituto Federal de Santa Catarina, Departamento de Construção Civil, Florianópolis, SC, Brasil;
^b Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Florianópolis, SC, Brasil.

Received: 28 Jul 2015 • Accepted: 16 Jan 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introdução

Thin shells are curved laminar structures, whose thickness is small when compared to its other dimensions. These elements may be subject to membrane and bending stresses, depending on its restraints and loadings. Axisymmetric loading structures with proper restraint configuration can display only membrane stresses that act in parallel to a plane tangent to the mean surface of the shell at a given point, which can be considered the stresses equally distributed throughout its thickness.

Shells are a type of structure that has a wide range of applications, including, for example, fuselages of airplanes and submarines, metal silos, sheds covers, building structures, automotive and aerospace components, pressure vessel, liquid tanks, missiles and, among others, domes.

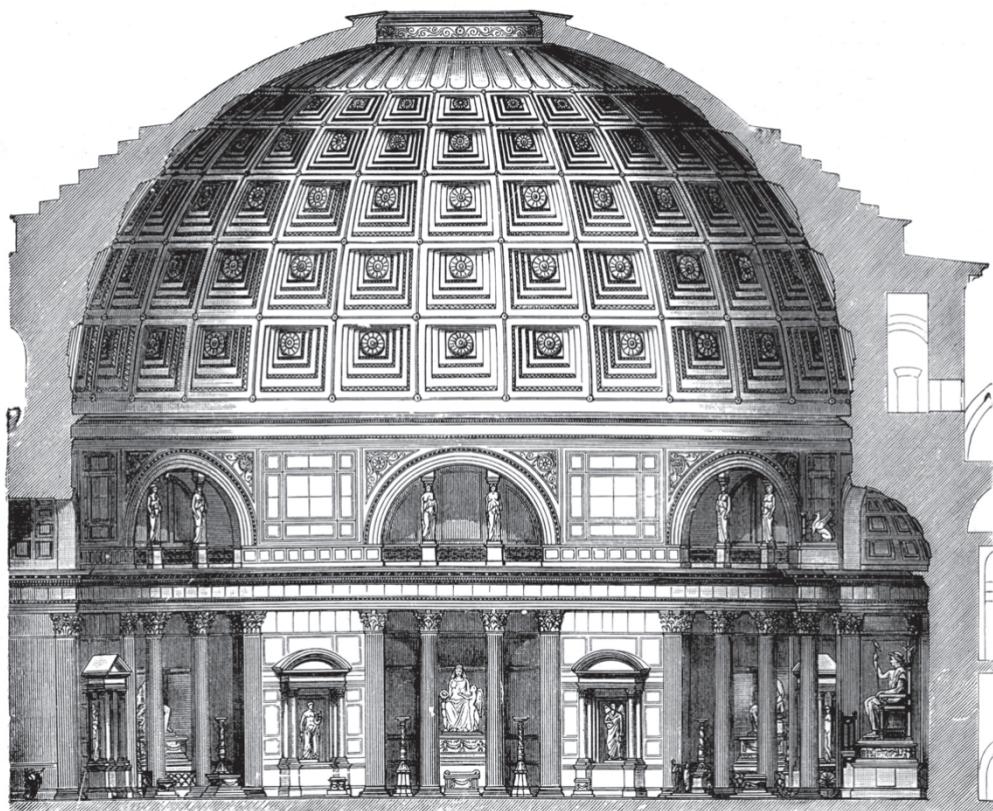
Domes are semi-spherical or similar form shells, which structure may consist of various materials and their varied uses and architectural conceptions refer back to prehistory.

Among the advantages of the use of domes, may be mentioned the possible large spans to be covered, low weight, high stiffness and the possibility of geometric handling in their design, which in many cases make them architecturally beautiful. Constructive difficulties and the high costs may be mentioned often as drawbacks [8].

The construction of the first technically advanced domes began in Europe with the Roman Architectural Revolution, when such structural system was often used to shape large interior spaces of temples and public buildings [12]. The material typically used in these domes construction did not have great tensile strength, so, in order to reduce its weight, the thickness and aggregate material would vary as height increased, and thereby reduce regular stress in the direction of the meridians in the completed structure. One example is the Pantheon in Rome (Figure 1), originally built in 27 BC. With 43.4 meters porthole, the Pantheon in Rome remained the world's largest dome for more than a millennium and is currently the largest dome in the world made of non-reinforced concrete.

The geometry of the domes directly influences its structural performance. Therefore, for a given material having certain characteristics, structural efficiency is directly related to the efficiency of its shape, including its thickness and radii of curvature. There is a trend of research in the pursuit of optimization of the geometry of this type of structure, as can be seen in [1], [2], [3], [4] e [7]. One of the main factors for this interest are the advances and accessibility of computers and the development of numerical models and optimization algorithms for solving such problems [1]. Solutions for numerical methods with optimization algorithms are suitable for more general cases of geometries and loads, while there is still a conflict between the computational cost, the accuracy of the results

Figure 1 – Section of the Rome Pantheon dome (6)



obtained and the mathematical complexity of the solutions [3]. The approach can also present some convergence problems, which some analyzes have values of stresses or displacements that are not even found in the field of real numbers [3].

This paper proposes an automatic process for the analysis and definition of thin shells segments revolution geometry (domes) submitted to its own weight by membrane theory with thickness and radii of curvature variation in order to obtain meridional and tangential stresses constant by a process of simple implementation and low computational cost. The process has advantage over the usual numerical methods bark, such as the finite element method, when it is desired to determine the geometry of the dome due to a constant stress, since the process has its own initial tension as input to obtaining geometry, different from the usual numerical methods, where the reverse occurs. Furthermore, the exact analytic solution of the problem is extremely difficult, as shown in methodology, which makes the presented process quite interesting for solving such structures. A dome with constant meridional and tangential stresses tends to provide a design with a good use of the material across the dome and decrease bending moments and shear stresses that may be significant for other types of geometry. According to the membrane theory, the stiffness to flexure and torsion in the shell should not be considered, which causes the bending and torsional moments to resulting null. Under these conditions, also only normal and tangential forces will request cancel each other out the shear forces and the shell. For this theory to be valid, it must meet the following conditions:

- The law of variation of the mean surface curvature is continuous;
- The law of variation of the thickness of the shell is continuous;
- The distribution of loads applied on the surface is continuous;
- The forces applied to the free edges act in the corresponding planes tangent to the mean surface;
- Support reactions are contained in tangent planes to the mean surface.

Lamé, French engineer whose solution is sometimes also called the Lamé problem, originally settled the general solution of the axis-

symmetric revolution cylinder thick walls problem in 1833. The initial solution was based on a cylinder subjected to internal pressure, which is made use of linear relationships of Hooke's Law. The formulation presented in this paper considers only the equilibrium equations of the domes. Thus, no material property is used and its use is not restricted to elastic materials. However, these equations are valid for situations where the thickness of the dome does not exceed 10% of the internal radius, remaining the error rate small [15]. Using Lamé equations and the ones presented in this work, it can be seen by Figure 2, the variation in tangential stress σ_θ of revolution walls shells subjected to internal pressure p_i , when there are revolution shells with a thickness equal to 10 % of the inner radius and the thickness of the cylinder is equal to 400 % of the inner radius.

1.1 Objective

The objective of this paper is to present a process using the membrane theory for analyzing and defining the geometry of an axisymmetric dome subjected to its own weight, with varying thickness and curvature radii, in order to obtain constant normal and shear stresses.

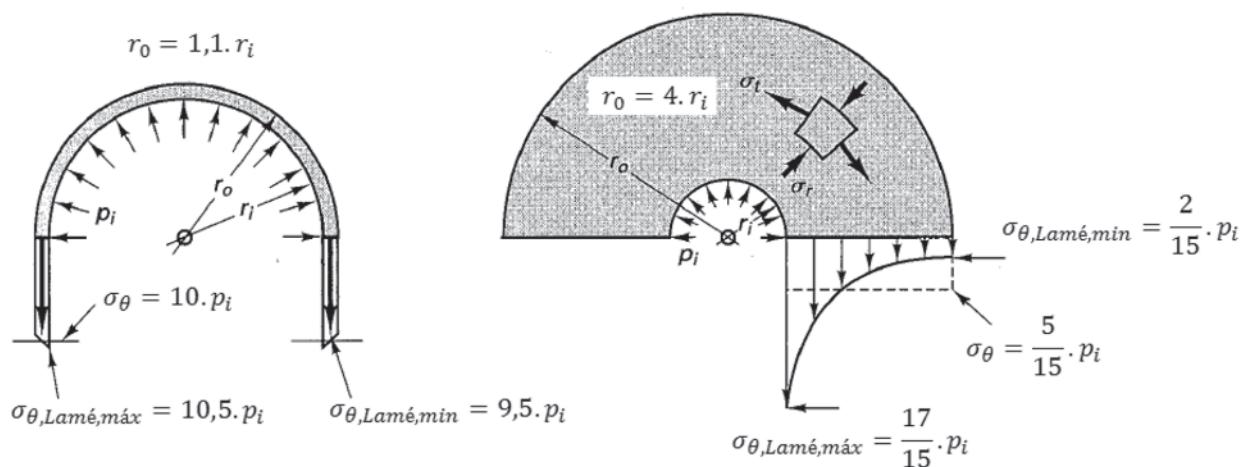
2. Method

2.1 Equilibrium equations

In the case of domes studied in this work, it is presented the equilibrium equations of the membrane theory for thin shells subjected to loads with revolution symmetry. For such structures, due to its symmetry, the following characteristics are presented:

$$\begin{aligned} N_\theta &= N_\theta(\theta) ; \\ N_{\varphi\theta} &= N_{\varphi\theta} = 0 ; \\ p_\varphi &= p_\varphi(\varphi) ; \\ p_\theta &= 0 ; \end{aligned}$$

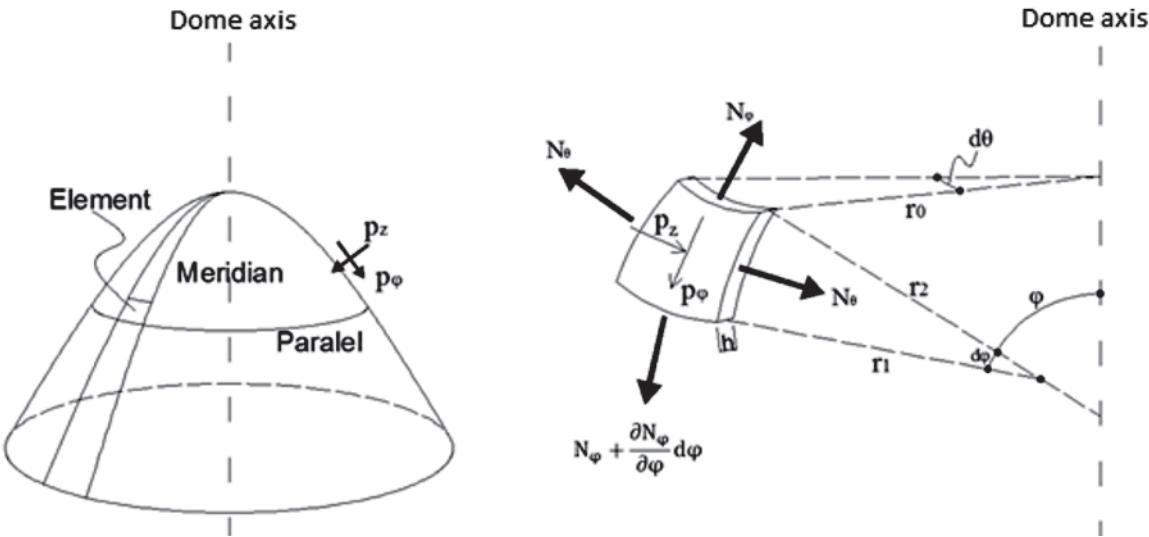
Figure 2 – Variation of the tangential stresses on the wall of the revolution shells, due to internal pressure in function of their thickness (11)



1 <http://www.mathworks.com> - Student version.

2 Licensed Software to Santa Catarina Federal University. Mix System is a system developed by Engineer Ricardo Sergio Pinheiro Medeiros and marketed by TQS Informática Ltda.

Figure 3 – Dome and infinitesimal surface element



$$p_z = p_z(\varphi).$$

where:

N_φ – Normal force per unit of length in the direction of the meridian;

N_θ – Normal force per unit of length in the direction parallel;

$N_{\varphi\theta}$, $N_{\theta\varphi}$ – shear forces per unit of length;

p_φ – Loading tangent to the surface of the shell in the direction of the meridian;

p_θ – Loading tangent to the surface of the shell in the direction parallel;

p_z – Loading perpendicular to the surface of the shell.

It's possible to completely define the geometry of a dome by its thickness h and the radii of curvature r_1 and r_2 arbitrarily variable (Figure 3). The radius r_2 has its center of curvature located on the axis of the shell and it generates the surface of the shell in the perpendicular direction to the tangent to the meridian. On the geometry of the shells, one can also define the radius r_0 , which lies in a plane perpendicular to the axis of the shell and has a proportion to r_2 equal to $r_0 = r_2 \cdot \sin \varphi$. It is assumed that the thickness h is very small compared to r_1 and r_2 and therefore no distinction is made between the inner, middle and outer radii of the dome.

Due to the symmetry of the dome there is an axisymmetric load condition. This leads the structure to have tangential constant forces N_θ on each side of the infinitesimal element of the dome surface, which does not occur with the meridional force N_φ . The shear forces $N_{\varphi\theta}$ and $N_{\theta\varphi}$ are canceled due to the symmetry of the problem.

The infinitesimal element of the surface of the dome on Figure 2 is subjected to external forces in the direction of the meridian (p_φ) and in the normal direction to the surface (p_z is positive entering the dome).

Using the equation:

$$r_0 = r_2 \cdot \sin \varphi \quad (1)$$

On the upper side of the element:

$$N_\varphi r_0 d\varphi = N_\varphi r_2 \cdot \sin \varphi d\varphi \quad (2)$$

and on the inferior side

$$\left(N_\varphi + \frac{\partial N_\varphi}{\partial \varphi} d\varphi \right) \left(r_0 + \frac{dr_0}{d\varphi} d\varphi \right) d\varphi \quad (3)$$

As these forces are not collinear (Figure 4), a component appears in the direction z equal to:

$$N_\varphi r_0 d\theta d\varphi \quad (4)$$

Figure 4 – Normal component of the meridional force N_φ

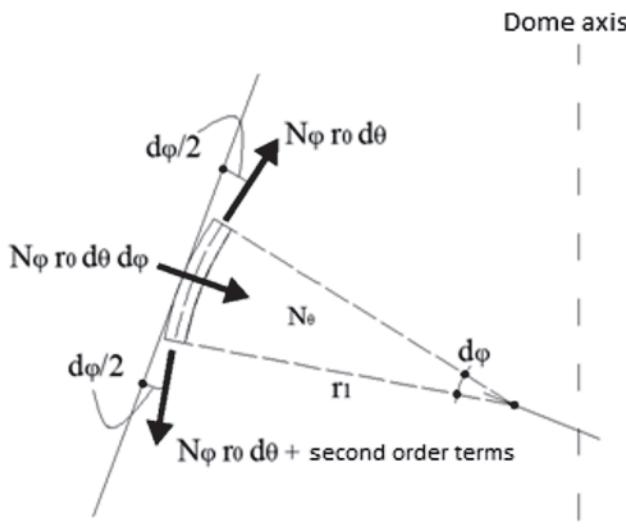
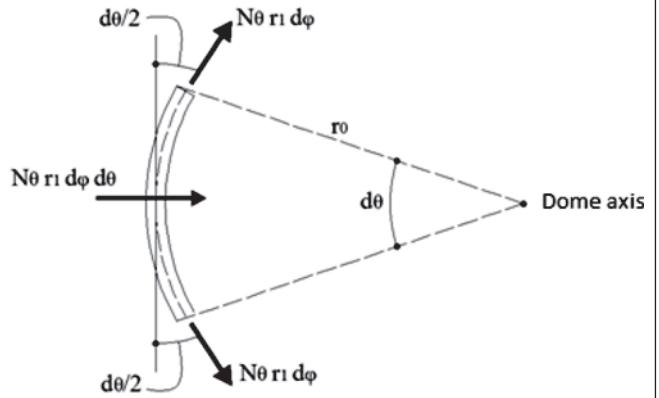


Figure 5 – Normal component of the tangential force N_θ



In the parallel direction, the forces on the element right and left are also not collinear (Figure 5), therefore a component force appears.

$$N_\theta r_1 d\varphi d\theta \quad (5)$$

This force is horizontally projected in the mean plan of the dome. Projecting this force in the direction tangent to the meridians:

$$N_\theta r_1 d\varphi d\theta \cos \varphi \quad (6)$$

And in the normal direction to the mean surface:

$$N_\theta r_1 d\varphi d\theta \sin \varphi \quad (7)$$

Taking the sum of the forces in the tangent direction to the meridian in equations (2), (3) and (6) equal to zero, neglecting second order terms and dividing the equation by $d\varphi d\theta$, equation (8) is shown:

$$\frac{d(N_\varphi r_0)}{d\varphi} - N_\theta r_1 \cos \varphi + p_\varphi r_0 r_1 = 0 \quad (8)$$

Taking the sum of forces in the normal direction to the surface in

equations (4) and (7) equal to zero and dividing the equation by $d\varphi d\theta$ and $r_1 r_2 \sin \varphi$:

$$\frac{N_\varphi}{r_1} + \frac{N_\theta}{r_2} = -p_z \quad (9)$$

One can determine the unknown forces on the membrane by means of free-body analysis of whole shell, over a parallel circle. From equation (9) writes the equation (10):

$$N_\theta = -p_z r_2 - \frac{N_\varphi}{r_1} r_2 \quad (10)$$

Figure 6 – Equilibrium diagram of a shell segment

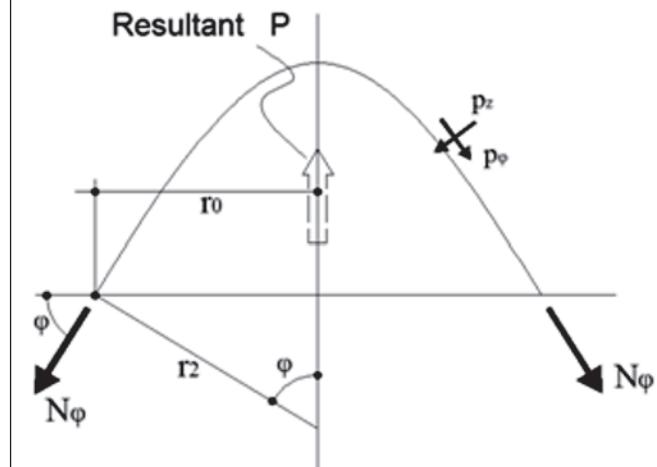
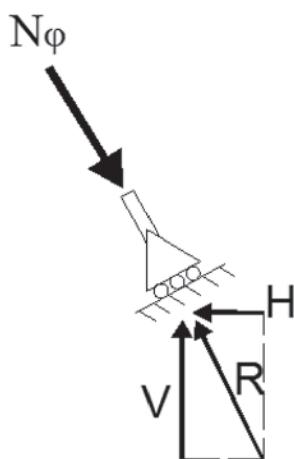


Figura 7 – Diagrama de equilíbrio da força de compressão em um contorno



Moreover, substituting (10) into (8), one has:

$$\frac{d(N_\varphi r_0)}{d\varphi} \cdot \left(-p_z r_2 \cdot \frac{N_\varphi}{r_1} r_2 \right) r_1 \cos \varphi = -p_\varphi r_0 r_1 \quad (11)$$

Substituting (1) into (11) and multiplying by $\sin \varphi$:

$$\begin{aligned} \frac{d(N_\varphi r_0)}{d\varphi} \sin \varphi + N_\varphi r_0 \cos \varphi = \\ -p_z r_1 r_2 \sin \varphi \cos \varphi - p_\varphi r_1 r_2 \sin^2 \varphi \end{aligned} \quad (12)$$

where

Therefore:

$$\frac{d}{d\varphi} [(N_\varphi r_0) \sin \varphi] = -r_1 r_2 \sin \varphi (p_z \cos \varphi + p_\varphi \sin \varphi) \quad (13)$$

Integrating both sides of equation (13):

$$N_\varphi r_0 \sin \varphi - F(\varphi) - C = 0 \quad (14)$$

where:

$$F(\varphi) = \int -r_1 r_2 \sin \varphi (p_z \cos \varphi + p_\varphi \sin \varphi) d\varphi$$

In the case of domes without an opening at the top, the constant C is zero. So, multiplying (14) by 2π :

$$2\pi r_0 N_\varphi \sin \varphi - 2\pi F(\varphi) = 0 \quad (15)$$

The vertical resultant force R due to loadings p_z and p_φ is kept in balance by the vertical component of the N_φ force. The resultant force P (Figure 6) for domes without openings on top is given by:

$$P = 2\pi \int_0^\varphi r_1 r_2 \sin \varphi (p_z \cos \varphi + p_\varphi \sin \varphi) d\varphi \quad (16)$$

By substituting (16) into (15) and isolating N_φ :

$$N_\varphi = \frac{P}{2\pi r_0 (\varphi) \sin \varphi} \quad (17)$$

One can thus determine the membrane forces in axisymmetric shells of revolution. The support conditions of the domes should always be tangential to N_φ , as shown in Figure 7.

From Figure 7 it can be seen that only a vertical component V does not satisfy the equilibrium condition. It's possible to cancel the horizontal component H , with the addition of a resilient ring for example. However, the adoption of such device causes significant local flexure stresses, which will not be addressed in this paper.

2.2 Spherical dome

For the analysis of a spherical dome subjected to own weight is considered constant thickness h and the radius of curvature $r_1 = r_2$. Consider, therefore, a radius of spherical dome $r_1 = r_2 = a$ and constant thickness h subjected to own weight, with φ ranging from 0° to 90° . The resultant P is given by p (own weight force per unit of area) multiplied by A (infinitesimal section area), where A is given by:

$$A = \int dA \Rightarrow dA = 2\pi r_0 ds$$

$$A = \int_0^\varphi 2\pi a \sin \varphi a d\varphi \Rightarrow A = 2\pi a^2 \int_0^\varphi \sin \varphi d\varphi$$

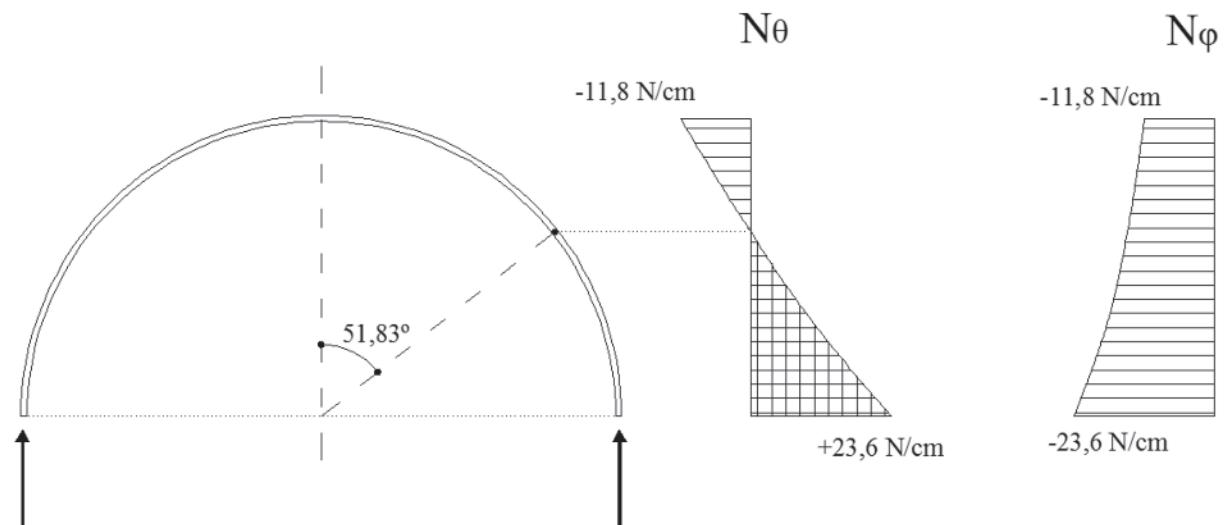
The resultant being $P = p \cdot A$, one can obtain the expression (18):

$$P = p 2\pi a^2 \int_0^\varphi \sin \varphi d\varphi \Leftrightarrow P = -2\pi p a^2 (1 - \cos \varphi) \quad (18)$$

By substituting equations (18) and (1) in (17), meridional force is:

$$N_\varphi = \frac{-2\pi p a^2 (1 - \cos \varphi)}{2\pi a \sin^2 \varphi}$$

Figure 8 – Tangential forces N_θ and meridional forces N_φ in function of φ on the spherical dome



$$\therefore N_\varphi = -\frac{ap}{(1+\cos\varphi)} \text{ ou } \sigma_\varphi = -\frac{ap}{h(1+\cos\varphi)}$$

In (9) is given:

$$N_\theta = -p_z a - N_\varphi$$

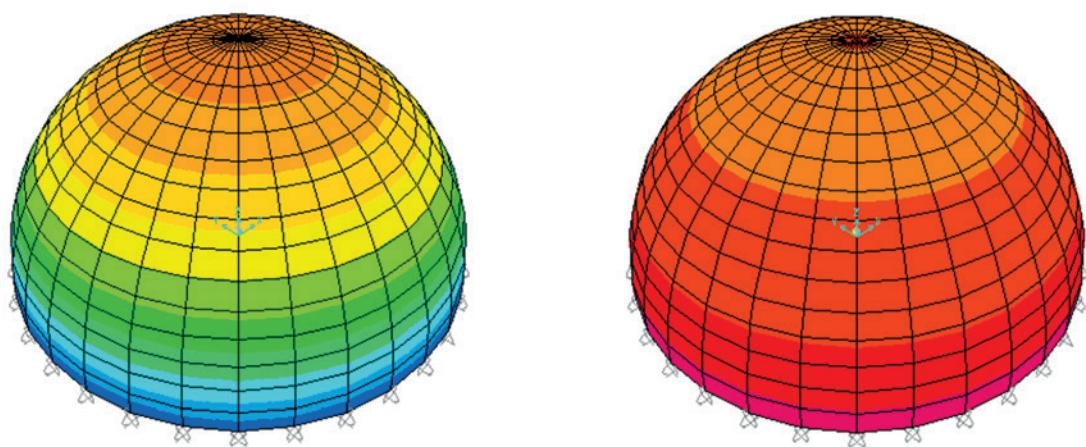
$$\therefore N_\theta = -p \cos\varphi a + \frac{ap}{(1+\cos\varphi)}$$

By solving the equations above, one can obtain the tangential forces of the spherical dome:

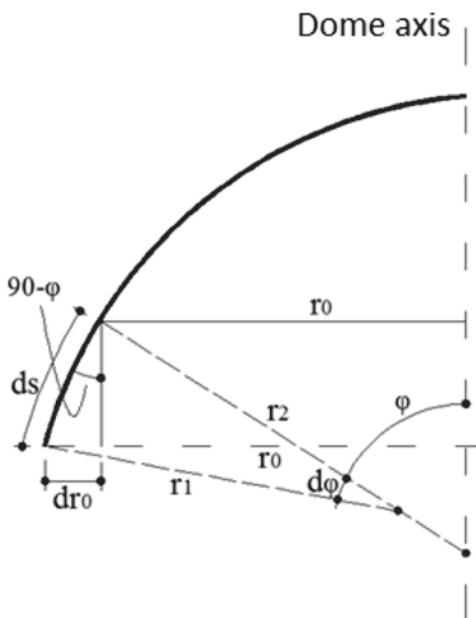
$$N_\theta = ap \left(\frac{1}{(1+\cos\varphi)} - \cos\varphi \right) \text{ ou } \sigma_\theta = \frac{ap}{h} \left(\frac{1}{(1+\cos\varphi)} - \cos\varphi \right)$$

Assuming a thickness h , e $p = 0,0236 \text{ N/cm}^2$, it's possible to draw of meridional and tangential forces diagrams in function of φ . The results are shown in Figure 8.

Figure 9 – Tangential stresses σ_θ and meridional stresses σ_φ , respectively (N/cm²)



-25,0 -21,2 -17,3 -13,5 -9,6 -5,8 -1,9 1,9 5,8 9,6 13,5 17,3 21,2 25,0

Figure 10 – Shell segment

It is noticeable that from $\varphi = 0$ to $\varphi = 51.827^\circ$, no traction force develops at the dome, only compressive forces.

Solving the problem using the finite element method, we obtain a maximum compression force equal to $11,983 \text{ N/cm}^2$ and traction equal to $26,243 \text{ N/cm}^2$. The φ angle at which no shear stress develops in the direction parallel dome is approximately 52° . The stress diagram is shown in Figure 9.

2.3 Constant stresses dome

On the constant stress dome analysis, it is considered a dome with variable thickness subjected to own weight p .

On such domes, should not only their thickness vary along the height but also their radii of curvature, so that the meridional and tangential stresses are equal and constant.

The weight per unit of area in the central plane of these summits is given by:

$$p = \gamma h \quad (19)$$

Therefore, p_z and p_φ components are given by:

$$p_z = \gamma h \cos \varphi \quad p_\varphi = \gamma h \sin \varphi \quad (20)$$

In the case of domes with constant stresses, the geometry of the meridian is determined in such way that the meridional compressive stresses are constant and equal to σ in all directions in its mean plane, with:

$$N_\varphi = N_\theta = -\sigma h$$

By replacing in (9):

$$\sigma h \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) = \gamma h \cos \varphi \quad (21)$$

By replacing (1) and isolating .

$$r_1 = \frac{r_0}{\frac{\gamma}{\sigma} r_0 \cos \varphi - \sin \varphi} \quad (22)$$

From Figure 10 is possible to deduce the following relationship:

$$ds = r_1 d\varphi \quad r_1 d\varphi = \frac{dr_0}{\cos \varphi} \quad (23)$$

Replacing (23) in (22):

$$\frac{dr_0}{d\varphi} = \frac{r_0 \cos \varphi}{\frac{\gamma}{\sigma} r_0 \cos \varphi - \sin \varphi} \quad (24)$$

Integrating both sides of equation (24):

$$r_0 = \int_0^\varphi \frac{r_0 \cos \varphi}{\frac{\gamma}{\sigma} r_0 \cos \varphi - \sin \varphi} d\varphi$$

It's obtained:

$$r_0 = -r_0 \frac{\sigma^2}{(\sigma^2 + \gamma^2 r_0^2)} \ln \left[\frac{\gamma r_0 \tan \left(\frac{\varphi}{2} \right)^2 - \gamma r_0 + 2 \tan \left(\frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sigma}{\sigma^2} \right] + r_0 \frac{\sigma^2}{(\sigma^2 + \gamma^2 r_0^2)} \cdot \ln \left[1 + \tan \left(\frac{\varphi}{2} \right)^2 \right] + 2 \frac{\sigma^2}{(\sigma^2 + \gamma^2 r_0^2)} \cdot \gamma r_0^2 \cdot \left(\frac{\varphi}{2} \right) \quad (25)$$

On top of the dome, where $\varphi = 0$, the right side of equation (24) becomes undefined. To solve this problem is necessary to use equations (21) and (23). As on the top of the dome $r_1 = r_2$, it follows that :

$$r_1 = r_2 = \frac{2\sigma}{\gamma} \quad dr_0 = r_1 d\varphi = \frac{2\sigma}{\gamma} d\varphi$$

Therefore, on the top of the dome:

$$\frac{dr_0}{d\varphi} = \frac{2\sigma}{\gamma} \quad (26)$$

Then, the shape of the meridian of the dome with constant stresses can be defined by equations (24) and (26). The variation of the thickness of the dome can be determined by the equations (8) and (20), which are obtained by dividing the equation for:

$$-\frac{d}{d\varphi}(hr_0) + hr_1 \cos \varphi + \frac{\gamma}{\sigma} hr_1 r_0 \sin \varphi = 0 \quad (27)$$

For $\varphi = 0$, we obtain the equation (27):

$$\frac{d}{d\varphi}(hr_0) = h \frac{dr_0}{d\varphi}$$

Replacing (22) into (27) it follows that:

$$\frac{d}{d\varphi}(hr_0) = hr_0 \frac{\cos \varphi + \frac{\gamma}{\sigma} r_0 \sin \varphi}{\frac{\gamma}{\sigma} r_0 \cos \varphi - \sin \varphi} \quad (28)$$

By integrating both sides from 0 a φ :

$$hr_0 = h.r_0 \ln \left[1 + \tan^2 \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] - h.r_0 \ln \left[\gamma.r_0 \tan \left(\frac{\varphi}{2} \right)^2 \right] - \gamma.r_0 + 2 \cdot \tan \left(\frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sigma \quad (29)$$

Figure 11 – Graphic determination of the geometry of the dome with Constant stress (5)

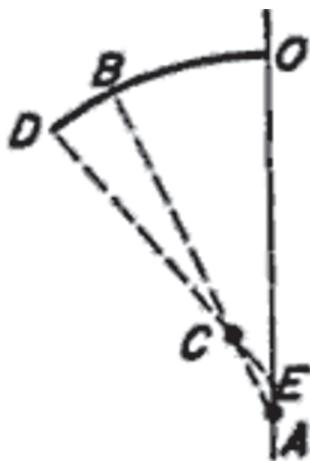
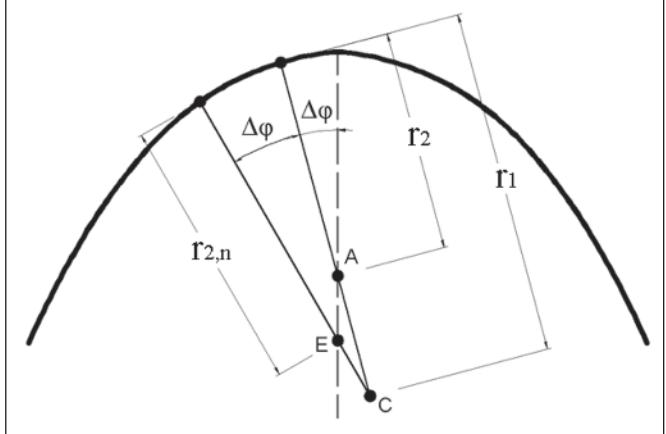


Figure 12 – Geometry of the meridian of the dome



It's possible to then determine the thickness of the dome with constant stresses by equations (27) and (28).

The equations (25) and (29) were obtained by MathCAD computer software. However, because of those functions, whose integrals are not easy to get an analytical solution, it's possible to use numerical integration for its determination, in order to calculate the approximate value of definite integrals using, for example, the trapezoidal rule and Simpson's Rule [10]. One can get the radius of curvature r_1 and r_2 by simpler iterative process, presented by [5].

Equation (26) determines the radius at the top of the dome, as it follows:

$$r_{topo} = r_1 = r_2 = \frac{2\sigma}{\gamma}$$

Rearranging (21):

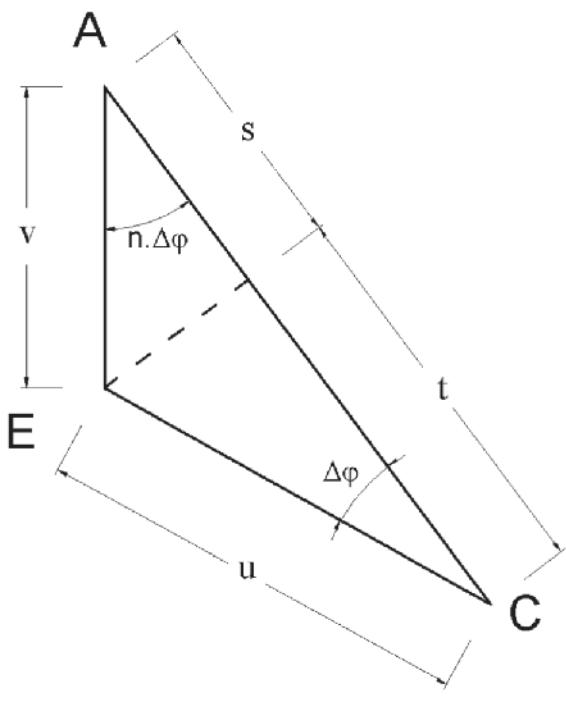
$$hr_0 = h.r_0 \ln \left[1 + \tan^2 \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] - h.r_0 \ln \left[\gamma.r_0 \tan \left(\frac{\varphi}{2} \right)^2 \right] - \gamma.r_0 + 2 \cdot \tan \left(\frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sigma \quad (29)$$

Knowing the radius of curvature at the top, one can start the determination of the dome geometry with constant stress, as shown in Figure 11.

A gradual graphic built can be made using equation (30) starting from the top radius r_{topo} , then following the points A, B, C, etc. Initially, the arc from the point O to point B is drawn. At point B the new weight p_z is calculated by equation (30), and being $r_2 = AB$, one can determine a new curvature radius r_1 that results greater than the previous radius of curvature r_1 . The extension of the new r_1 within r_2 has a new center C, which have a new curvature, larger than the previous one. The iteration of the geometry must be made with approximately equal $\Delta\varphi$. The lower the $\Delta\varphi$, the closer will the values obtained in relation to the exact solution be.

It can be seen from equation (30) the shape of the meridian is determined solely by the stress that is desired as set constant and the specific weight of the material used. Figure 12 shows

Figure 13 – Triangle ACE for the process automation



axis of the surface of a dome subjected to own weight with constant stress $\sigma = 20 \text{ N/cm}^2$ and the specific weight of the material $\gamma = 0,0236 \text{ N/cm}^2$, with φ up to 70° .

The proposal automation, based on iterative process shown by [5], is made by taking up the triangle ACE in Figure 12, shown in Figure 13. Once r_{topo} is calculated, one chooses a $\Delta\varphi$ for determining radii r_2 , r_1 , $r_{2,n}$, and so forth. The radius $r_{2,n}$ is given by:

$$r_{2,n} = r_1 - u \quad (31)$$

where

$$u = \sec(\Delta\varphi) \left\{ \left[s + t \right] \div \left[\frac{\tan(\Delta\varphi)}{\tan(n.\Delta\varphi)} + 1 \right] \right\}$$

The value of n refers to the iteration in which it is determined the value of r_2 .

The geometry of the meridian can be obtained with no dependence on the thickness h , using only the equation (30). However, unlike other thin shells of revolution, as the cylinder or closed reservoirs, the use alone of this equation is not sufficient to establish a condition of constant stress across the dome.

To determine the variation of the thickness along the dome height, an infinitesimal element of the mean shell surface with side ds must be considered, as shown in Figure 14.

It is observed from Figure 14 that the presence of a load in the direction of the meridian requires a force to equilibrate it, thus it is imperative to have an increase dh on the lower side of the infinitesimal element.

The approximate equilibrium equation of the forces on the meridian of the dome can be obtained in Figure 14 and is given by:

$$\sigma hds + \gamma hds^2 \sin\varphi - \sigma(h + dh)ds = 0$$

Or by dividing the equation by ds :

$$\sigma dh = \gamma hds \sin\varphi$$

In Figure 14 it is seen that $ds \sin\varphi = dl$, where dl is the variation in vertical height of the dome, starting from its top. Then :

$$\frac{dh}{h} = \frac{\gamma}{\sigma} dl \quad (32)$$

Integrating (32):

$$\ln h = \frac{\gamma}{\sigma} l + C \quad (33a)$$

or

$$h = C e^{\frac{\gamma l}{\sigma}} = h_0 e^{\frac{\gamma l}{\sigma}} \quad (33b)$$

h_0 being the thickness of the dome at the top, where $l=0$.

Figure 14 – Meridional equilibrium of an infinitesimal element of the dome (5)

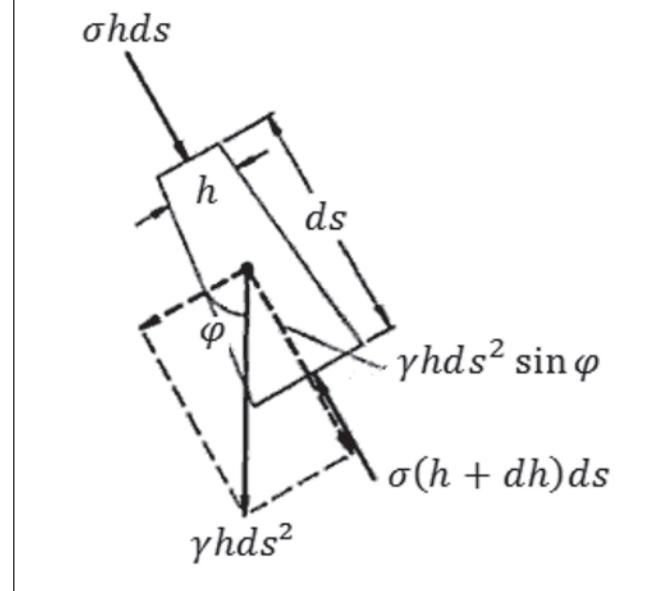


Figure 15 – Variation of the thickness h ($h_{topo} < h_{base}$) em uma cúpula com tensões constantes

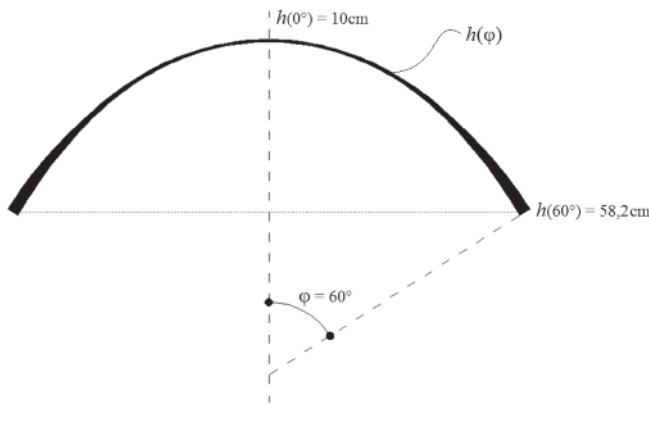


Figure 15 shows a dome subjected to its own weight with constant stress. From equations (27) and (33), it is observed that the thickness at the top of the dome is not dependent on any external factor, so h_0 may have any initial value, since it depends only on its own weight.

The automation of calculation h can be performed using Figure 13, wherein for each value of φ , l can be obtained by:

$$l_n = r_{topo} + \sum_{n=1}^i v_n \cdot r_{2,n} \cdot \cos(n \cdot \Delta\varphi) \quad (34)$$

where n is the iteration number for the value of l for the cumulative $\Delta\varphi$.

3. Results

3.1 Dome with constant stress

To explain the differences between spherical domes with uniform thickness and domes with constant tensions subjected to own weight, an example for comparison is presented.

The dome with constant stress $\sigma = 20 N/cm^2$ (compression in both directions) has a thickness at the top $h_0 = 10 cm$, specific weight $\gamma = 0,0236 N/cm^3$, which results in a initial radius of curvature at the top $r_1 = r_2 = r_{topo} = 1.695 cm$. The angle φ ranges from 0° up to 60° , with $\Delta\varphi$ equal to 0.1° .

The spherical dome has a constant thickness $h = 10 cm$ and its radius of curvature is equal to the top radius of curvature of the dome with constant stresses ($r = 1.695 cm$). The specific weight is $\gamma = 0,0236 N/cm^3$, which angle φ also varies from 0° up to 60° .

Figure 16 shows the stresses diagram developed in the spherical dome. Figure 17 and Table 1 show the variation of the thickness and radius of curvature r_1 and r_2 along the dome height with constant stresses.

The meridian and the thickness of the two domes (scale 2: 1 for the radius of curvature) are shown in Figure 18.

It is noticed that, in the example, the spherical dome has higher compressive stresses along φ , and tensile stresses in the direction θ . As the γ / σ ratio is very small, even when considering a conservative stress, the dome radii of curvature with constant stress always increases as φ increases, which means that domes subjected to their own weight are higher in relation to equivalent spherical domes with equal initial radius when considering the same σ , but smaller in height when considering the same r_0 . This is repeated for virtually all materials used in construction. Because there are only compression stress, the use of materials not resistant to traction is possible, and the conditions necessary to support the dome are improved. Furthermore, the fact that there is only one solicitant stress value in the two axes, leads to an increased structural performance of the dome due to the better utilization of the

Figure 16 – Tangential stresses σ_θ and meridional stresses σ_φ on the spherical dome, with constant thickness and radii of curvature

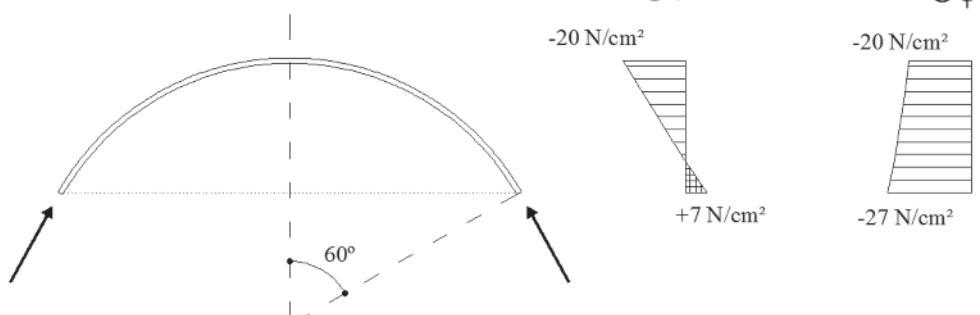
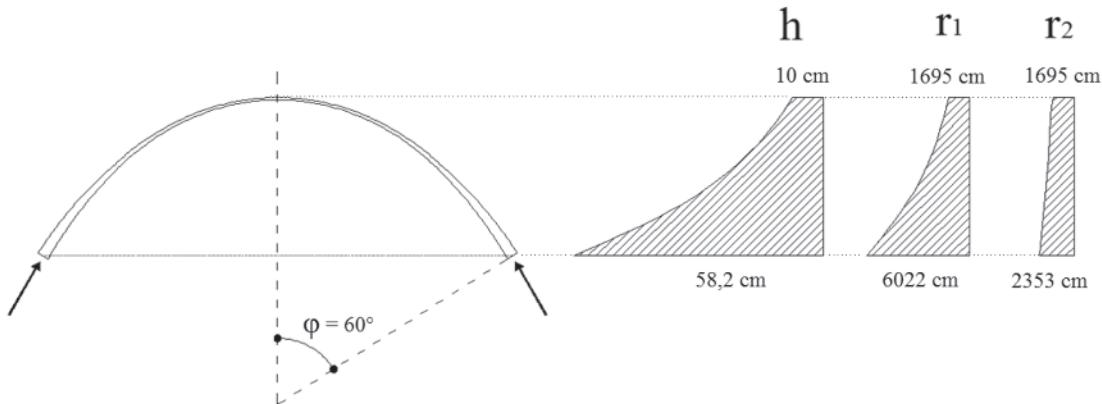


Figure 17 – Thickness and radii of curvature of the dome with constant stress

material.

The initial thickness of the dome with constant stress h_0 is multiplied by e as φ increases by a factor of γ/σ . It is noticed that the inverse relation γ/σ is equal to half of r_{topo} . Thus, h_0 increases exponentially in function of φ when l is greater than $r_{topo}/2$, as shown in Table 1 with $\varphi \geq 50^\circ$.

3.2 Convergence process and limits of geometry

The results obtained by the process are dependent on the input data initial stress σ , specific weight of material γ and integration step $\Delta\varphi$. The higher the value $\Delta\varphi$, the lower the quality of the values obtained. Figure 18 shows the convergence of r_1 as $\Delta\varphi$ is reduced for the dome of the previous example with $\varphi = 60^\circ$.

It can be seen that with $\Delta\varphi$ close to $0,1^\circ$, the radius of curvature of the results begin to converge. The same is seen in Figure 20 for the thickness h , which convergence is also true with $\Delta\varphi$ close to $0,1^\circ$. In other simulations, this same value of $\Delta\varphi$ seemed suitable for the convergence of the results.

In order to make the formulations of the membrane for domes valid, the conditions must be met:

$$h \leq 0,1 \cdot r_0 \quad (35)$$

as shown in Figure 2. Figure 21 shows the convergence of the maximum angle φ as a function of $\Delta\varphi$, to meet the relation (35).

It is observed that around $\Delta\varphi = 1^\circ$ there is already a convergence to the maximum value of φ to meet the validity of the membrane model in the example shown. The maximum value of φ is dependent on the initial stress and the specific weight of the material, therefore variable.

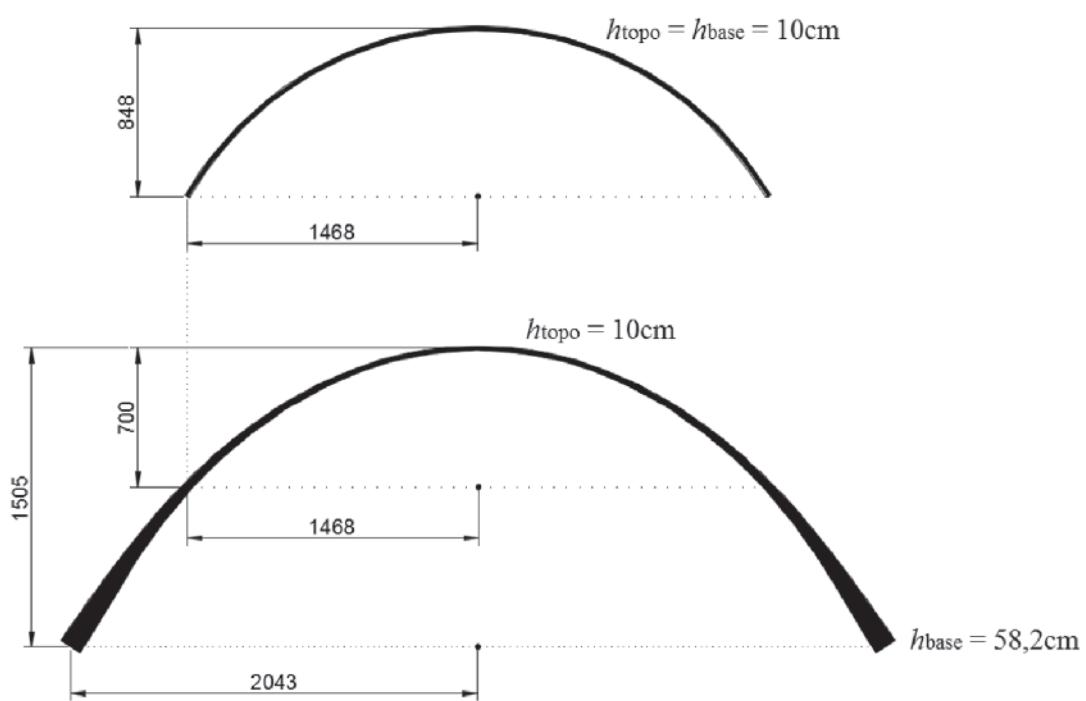
4. Conclusions

This paper presents an automatic process to define the geometry of axisymmetric domes subjected to their own weight by the

Table 1 – Geometry of dome with constant stress in function of φ with $\Delta\varphi = 0,1^\circ$

Angle φ	Height l (cm)	Thickness h (cm)	Radius of curvature r_1 (cm)	Radius of curvature r_2 (cm)
0°	0	10,0	1695	1695
10°	21	10,3	1728	1704
20°	107	11,6	1866	1745
30°	252	13,5	2123	1815
40°	485	17,7	2601	1925
50°	853	27,4	3566	2092
60°	1492	58,2	6022	2359
69°	2744	254,9	14932	2810

Figure 18 – Spherical dome and dome with constant stress



membrane theory with varying thickness and radii of curvature, in order to obtain constant meridional and tangential stresses. The results show that domes subjected to own weight generally have greater heights than the equivalent spherical ones with the same initial radius for the same φ , but have lower heights for the same r_0 due to the relationship γ / σ being so small. Therefore, even when for a conservative initial stress, the radii of curvature of the dome with constant stress always increase as φ increases.

Regarding the presented process, it is clear that the accuracy of the results is a function of $\Delta\varphi$. For different configurations of γ and σ , it was found that the convergence of results starts with values of $\Delta\varphi$ below $0,1^\circ$. For the validity of the membrane model, it is assured that the equation (35) is respected in order to keep the error of the variation of normal stress along the thickness of the dome small. The convergence in the example shown was around $\varphi = 69^\circ$, though this value varies with the initial data used for the dome with constant stress.

The automatic process proposed to define the geometry of axi-

Figure 19 – Convergence of r_1 in function of $\Delta\varphi$ for $\varphi = 60^\circ$

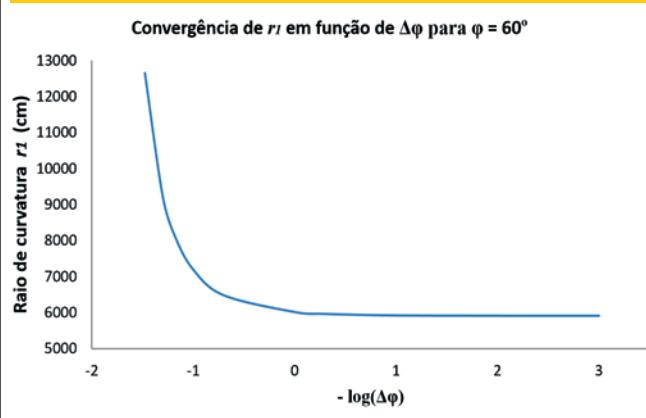


Figure 20 – Convergence of h in function of $\Delta\varphi$ for $\varphi = 60^\circ$

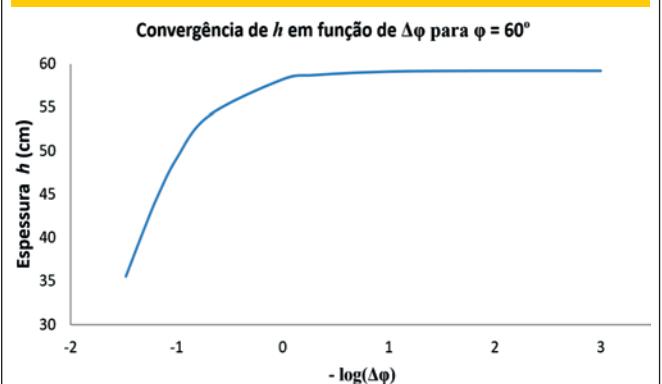
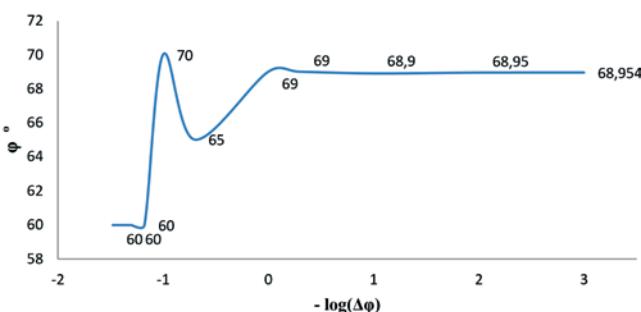


Figure 21 – Convergence of the limit value of φ for the validity of the membrane model



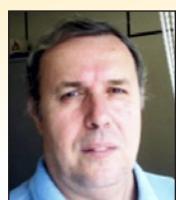
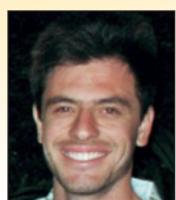
symmetric domes with constant stress subjected to own weight is simple to use and has a great advantage over the usual numeric methods. The process shown is also quite interesting for solving such structures as the analytical solutions to the problem are not easy to obtain. The tool is shown to be adequate, therefore, for the geometry defining of domes with constant stress for subsequent design.

5. Referências bibliográficas

- [1] ABDESSALEM, J. FAKHREDDINE, D. SAID, A. MOHAMED, H. Shape optimization for a hyperelastic axisymmetric structure. *Journal of Engineering, Design and Technology*, v.12, n.2, 2014; p.177-194.
- [2] BLETZINGER, K.U. WÜCHNER, R. DAOUD, F CAMPRUBÍ, N. Computational methods for form finding and optimization of shell and membranes. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, v.194, n.30, 2005; p.3438-3452.
- [3] CAMPURBÍ, N. BISCHOFF, M. BLETZINGER, K.U. Shape optimization of shells and locking. *Computers and Structures*, n.82, 2004; p.2551-2561.
- [4] ESPATH, L.F.R. LINN, R.V. AWRUCH, A.M. Shape optimization of shell structures based on NURBS description using automatic differentiation. *Internatiotnal Journal for Numerical Methods in Engineering*, v.88, n.7, 2011; p.613-636.
- [5] HARTOG, J. P. D. Advanced Strength of Materials. McGraw-Hill Book Company, New York, 1952, 401 p.
- [6] ITALY'S best, The Pantheon. Disponível em <<http://www.italys-bestrome.com/the-pantheon/>> Acesso em 27 de julho de 2015.
- [7] KIENDL, J. SCHMIDT, R. WÜCHNER, R., BLETZINGER, K.U. Isogeometric shape optimization of shells using semi-analytical sensitivity analysis and sensitivity weighting. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, v.274, 2014; p.148-167.
- [8] LINN, R. V. Otimização de forma de cascas axissimétricas utilizando diferenciação automática. Monografia de graduação. UFRG. Porto Alegre, 2010, 92 p.
- [9] MARK, R. HUTCHINSON, P. On the structure of the Roman Pantheon. College Art Association. The Art Bulletin. Vol. 68, No. 1, p. 24-34. Março de 1986.
- [10] POPOV, E. P. Introdução à Mecânica dos Sólidos. Editora Edgard Blücher Ltda. São Paulo, 1978, 534 p.
- [11] POPOV, E. P. *Engineering Mechanics of Solids*. Prentice-Hall. New Jersey, 1999, 891 p.
- [12] Rasch, J. The Dome of the Roman Architecture. Development, Design, Construction. *Architectura* 15; p. 117–139. 1985.
- [13] TIMOSHENKO, S. P. GERE, J. M. *Mecânica dos sólidos*, v.1. LTC. Rio de Janeiro, 1983, 258 p.
- [14] TIMOSHENKO, S. P. GOODIER, J. N. *Theory of Elasticity*. McGraw-Hill Book Company, Nova Yorque, 1951.
- [15] TIMOSHENKO, S. P. WOINOWSKY-KRIEGER, S. *Theory of Plates and Shells*, McGraw-Hill Kogagusha LTD., International Student Edition, 1959, 591 p.

Automatic procedure for analysis and geometry definition of axisymmetric domes by the membrane theory with constant normal stress

Processo automático para análise e definição de geometria de cúpulas axissimétricas pela teoria de membrana com tensões normais constantes



F. T. RABELLO ^a
fernando.rabello@ifsc.edu.br

N. A. MARCELLINO ^b
narbal.marcellino@ecv.ufsc.br

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

Abstract

This paper presents an automatic procedure using the membrane theory of shells to analyse and define geometries for axisymmetric domes subjected to its own weight, varying its thickness and bend radius, to obtain constant normal stresses along the structure. The procedure offers a great advantage over the analytic solution of the problem and usual shell numerical methods when one wants to determine the dome geometry with constant stresses, since the presented procedure has the goal stress as input value for obtaining the geometry, as opposed to the usual numerical methods, where the reverse occurs. An example clarifies the differences between a spherical dome with constant thickness and a dome subjected to constant stress. The convergence of the method for a specific material weight and stress for a dome are also presented.

Keywords: domes, thin shells, membrane theory, meridional stress, tangential stress.

Resumo

Este artigo apresenta um processo automático para análise e definição de geometria pela teoria de membrana para cúpulas de revolução axissimétricas submetidas ao peso próprio, com variação de espessura e raios de curvatura, de modo a obter tensões normais tangenciais e meridionais constantes em qualquer ponto da estrutura. O processo apresenta grande vantagem sobre a solução analítica do problema e a por métodos numéricos usuais de casca quando se deseja determinar a geometria da cúpula em função de apenas uma tensão solicitante constante, uma vez que o processo tem como dado de entrada a própria tensão inicial para obtenção da geometria, diferente dos métodos numéricos usuais, onde ocorre o inverso. Um exemplo explica as diferenças entre uma cúpula esférica com espessura constante e uma cúpula com tensões constantes submetida ao peso próprio. A verificação da convergência do método para uma tensão solicitante e peso específico do material de uma cúpula também são apresentados.

Palavras-chave: cúpulas, cascas finas, teoria de membrana, tensões meridionais, tensões tangenciais.

^a Instituto Federal de Santa Catarina, Departamento de Construção Civil, Florianópolis; SC, Brasil;
^b Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia Civil, Florianópolis, SC, Brasil.

Received: 28 Jul 2015 • Accepted: 16 Jan 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introdução

Cascas finas são peças laminares curvas cuja espessura é pequena em relação às suas outras dimensões. Estes elementos podem estar sujeitos a esforços de membrana e flexão, dependendo dos vínculos nos apoios e do seu carregamento. Estruturas com carregamento axissimétrico e com adequada configuração de apoios podem apresentar apenas esforços de membrana que atuam paralelamente a um plano tangente à superfície média da casca em um dado ponto, onde se podem considerar as tensões distribuídas uniformemente ao longo de sua espessura.

As cascas constituem um tipo de estrutura que possui uma vasta quantidade de aplicações, incluindo, por exemplo, fuselagens de aviões e submarinos, silos metálicos, coberturas de hangares, estruturas de prédios, componentes automotivos e aeroespaciais, vasos de pressão, reservatórios de líquidos, mísseis e, entre outros, as cúpulas.

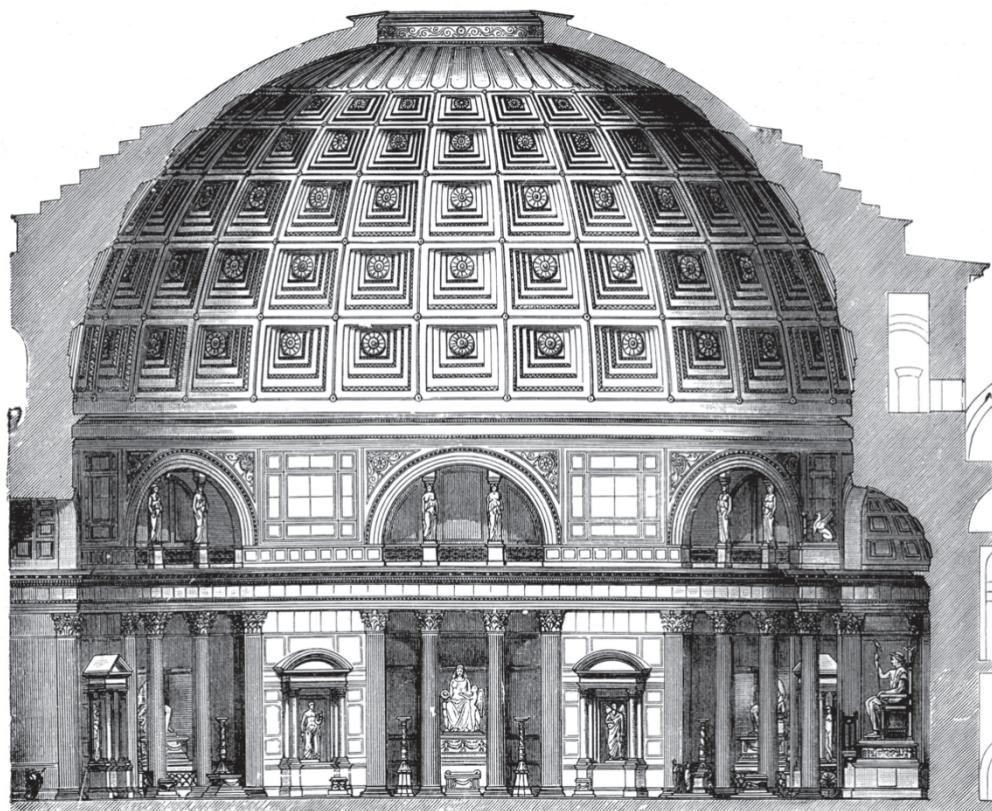
Cúpulas são cascas com formato semi-esférico ou similar, cuja estrutura pode ser constituída de diversos materiais e seus variados usos e concepções arquitetônicas remetem à pré-história. Entre as vantagens do uso de cúpulas, podem-se citar os grandes vãos possíveis de serem cobertos, baixo peso, alta rigidez e possibilidade de manipulação geométrica na sua concepção, o que,

em muitos casos, as tornam arquitetonicamente belas. Podem-se mencionar como desvantagens as dificuldades construtivas e o custo muitas vezes elevado [8].

A construção das primeiras cúpulas tecnicamente avançadas começou na Europa, com a Revolução Arquitetônica Romana, quando tal sistema estrutural era freqüentemente utilizado para moldar grandes espaços interiores de templos e edifícios públicos [12]. Naquelas cúpulas, normalmente o material usado na construção não tinha grande resistência à tração e, para se reduzir o peso próprio, variava-se a espessura e o material agregado à medida que se aumentava a altura, sendo que deste modo reduziam-se as tensões normais na direção dos meridianos na estrutura concluída. Um exemplo é o Panteão de Roma (Figura 1), construído originalmente em 27 a.C.. Tendo 43,4 metros de vão, o Panteão de Roma permaneceu como a maior cúpula do mundo por mais de um milênio e atualmente é a maior cúpula do mundo feita de concreto não-armado.

A geometria das cúpulas influencia diretamente o seu desempenho estrutural. Portanto, para dado material com certas características, a eficiência estrutural está diretamente ligada à eficiência da sua forma, incluindo sua espessura e raios de curvatura. Existe uma tendência de pesquisas na busca da otimização da geometria deste tipo de estrutura, conforme pode se observar em [1], [2], [3], [4] e [7]. Um dos principais fatores para esse interesse são os avanços e a

Figura 1 – Corte da cúpula do Panteão de Roma (6)



acessibilidade dos computadores e o desenvolvimento de modelos numéricos e algoritmos de otimização para resolução de tais problemas [1]. As soluções por métodos numéricos com algoritmos de otimização são adequadas para casos mais gerais de geometrias e carregamentos, enquanto que ainda exista um conflito entre o custo computacional, a precisão dos resultados obtidos e a complexidade matemática das soluções [3]. O enfoque ainda pode apresentar certos problemas de convergência, onde algumas análises apresentam valores de tensões ou deslocamentos que não se encontram sequer no domínio dos números reais [3].

Neste trabalho é proposto um processo automático para análise e definição de geometria de segmentos de cascas finas de revolução (cúpulas) submetidas ao peso próprio pela teoria de membrana, com variação de espessura e raios de curvatura, de modo a obter tensões meridionais e tangenciais constantes por um processo de simples implementação e com baixo custo computacional. O processo apresenta vantagem sobre métodos numéricos usuais de casca, como o Método dos Elementos Finitos, quando se deseja determinar a geometria da cúpula em função de apenas uma tensão solicitante constante, uma vez que o processo tem como dado de entrada a própria tensão inicial para obtenção da geometria, diferente dos métodos numéricos usuais, onde ocorre o inverso. Além disso, a solução analítica exata do problema é extremamente difícil, como é mostrado na metodologia, o que torna o processo apresentado bastante interessante para solução de tais estruturas. Uma cúpula com tensões meridionais e tangenciais constantes tende a fornecer um projeto com um bom aproveitamento do material em toda a cúpula e diminuir os momentos fletores e cortantes que podem ser significativos em outros tipos de geometria.

Segundo a teoria de membrana, as rigidezes à flexão e à torção na casca não devem ser consideradas, o que faz com que os momentos fletores e de torção resultem nulos. Nestas condições, anulam-se também as forças cortantes e a casca estará solicitada unicamente por forças normais e tangenciais. Para que esta teoria seja válida, deve-se atender às seguintes condições:

- A lei de variação das curvaturas da superfície média é contínua;
- A lei de variação da espessura da casca é contínua;
- A distribuição das cargas aplicadas na superfície é contínua;
- As forças aplicadas aos bordos livres atuam nos planos correspondentes tangentes à superfície média;
- As reações de apoio estão contidas em planos tangentes à superfície média.

A solução geral do problema de revolução axissimétrica usando cilindros de paredes grossas foi originalmente resolvido em 1833 por Lamé, engenheiro francês, cuja solução por vezes também é chamada de problema de Lamé. A solução inicial era baseada em um cilindro submetido à pressão interna, onde se fazia uso das relações lineares da Lei de Hooke. A formulação apresentada neste trabalho considera apenas as equações de equilíbrio das cúpulas. Assim, nenhuma propriedade do material é utilizada nas relações e seu uso não está restrito aos materiais elásticos. No entanto, estas equações são válidas para situações onde a espessura da cúpula não ultrapassa 10% do raio interno, mantendo-se o erro pequeno [15]. Usando as equações de Lamé e as apresentadas neste trabalho, pode-se verificar, pela Figura 2, a variação nas tensões tangenciais σ_θ das paredes das cascas de revolução submetidas à pressão interna p_i , quando se têm cascas de revolução com espessura igual a 10% do raio interno e quando a espessura do cilindro é igual a 400% do raio interno.

1.1 Objetivo

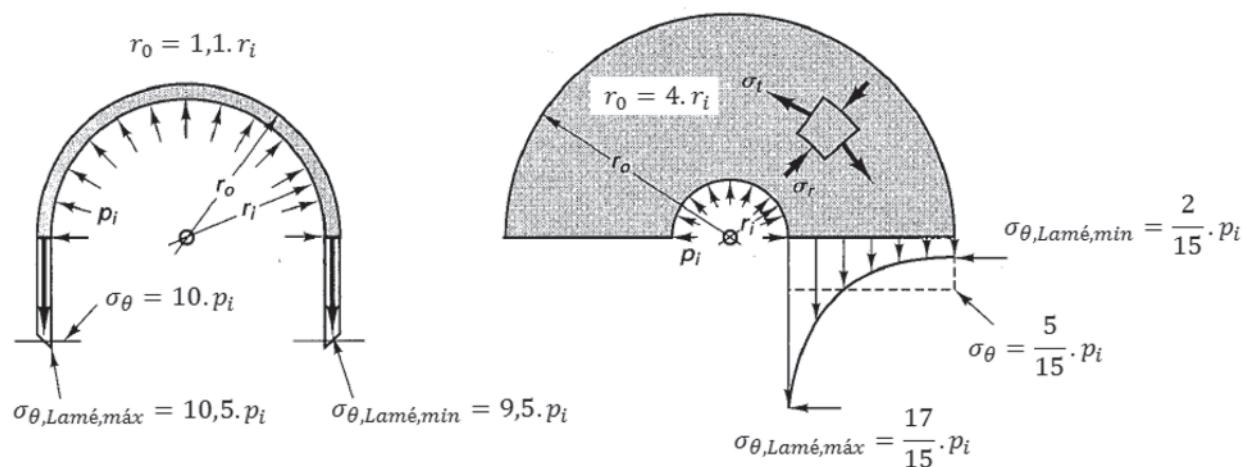
O objetivo deste trabalho é apresentar um processo pela teoria de membrana para análise e definição de geometria de uma cúpula axissimétrica submetida ao peso próprio, com variação de espessura e raios de curvatura, de modo a obter tensões normais e tangenciais constantes.

2. Método

2.1 Equações de equilíbrio

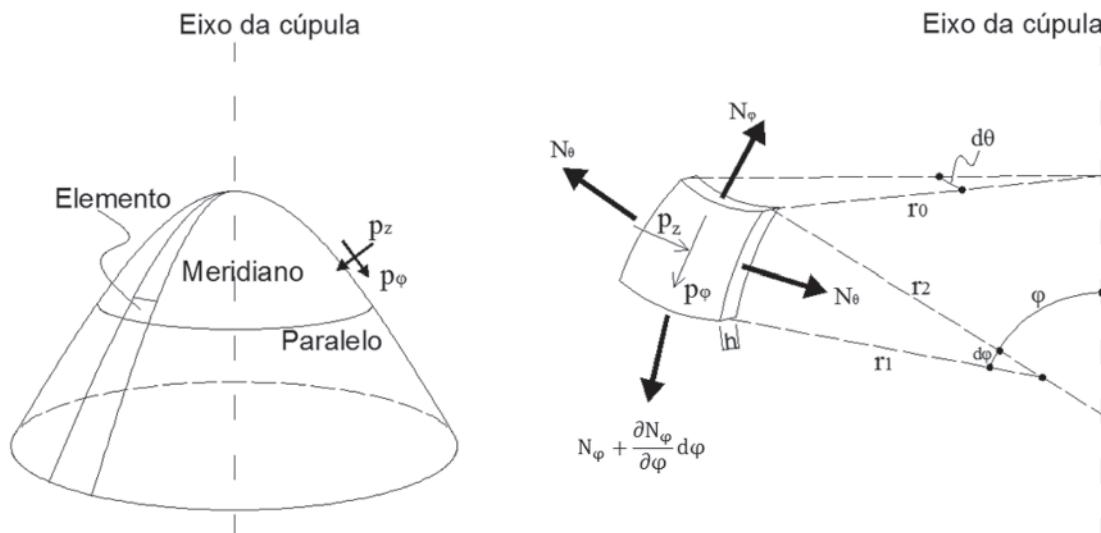
Nos casos de cúpulas estudados neste trabalho, apresentam-se

Figura 2 – Variação nas tensões tangenciais nas paredes de cascas de revolução submetidas a pressão interna em função de sua espessura (11)



1 <http://www.mathworks.com> - Student version.

2 Licensed Software to Santa Catarina Federal University. Mix System is a system developed by Engineer Ricardo Sergio Pinheiro Medeiros and marketed by TQS Informática Ltda.

Figura 3 – Cúpula e elemento infinitesimal da superfície

as equações de equilíbrio da teoria de membrana para cascas finas submetidas a carregamentos com simetria de revolução. Para tais estruturas, devido à sua simetria, têm-se as seguintes características:

- $N_\phi = N_\phi(\varphi)$;
- $N_\theta = N_\theta(\theta)$;
- $N_{\phi\theta} = N_{\theta\phi} = 0$;
- $p_\phi = p_\phi(\varphi)$;
- $p_\theta = 0$;
- $p_z = p_z(\varphi)$.

Onde:

Força normal por unidade de comprimento na direção do meridiano; N_θ - Força normal por unidade de comprimento na direção do paralelo;

$N_{\phi\theta}$, $N_{\theta\phi}$ - Forças de cisalhamento por unidade de comprimento;

p_ϕ - Carregamento tangente à superfície da casca na direção do meridiano;

p_θ - Carregamento tangente à superfície da casca na direção do paralelo;

p_z - Carregamento perpendicular à superfície da casca.

Pode-se definir completamente a geometria de uma cúpula pela sua espessura h e pelos raios de curvatura r_1 e r_2 , arbitrariamente variáveis (Figura 3). O raio r_2 tem seu centro de curvatura localizado no eixo da casca e ele gera a superfície da casca na direção perpendicular à direção tangente ao meridiano. Na geometria das cascas, pode-se definir também o raio, que reside em um plano perpendicular ao eixo da casca e tem uma relação com r_2 igual a $r_0 = r_2 \cdot \text{sen}\varphi$. Admite-se que a espessura h é muito pequena em relação a r_1 e r_2 , portanto não se faz distinção entre os raios interno, médio e externo da cúpula.

Em virtude da simetria das cúpulas, há uma condição de carregamento axissimétrico. Esta situação leva a estrutura a ter forças

tangenciais N_θ constantes em cada lado do elemento infinitesimal da superfície da cúpula, o que não ocorre com a força meridional N_ϕ . As forças de cisalhamento $N_{\phi\theta}$ e $N_{\theta\phi}$ se anulam devido à simetria do problema.

Considere-se o elemento infinitesimal da superfície da cúpula da Figura 2. O elemento está submetido a forças externas de superfície na direção do meridiano (p_ϕ) e na direção normal à superfície (p_z positiva entrando na cúpula).

Sendo a equação:

$$r_0 = r_2 \cdot \text{sen}\varphi \quad (1)$$

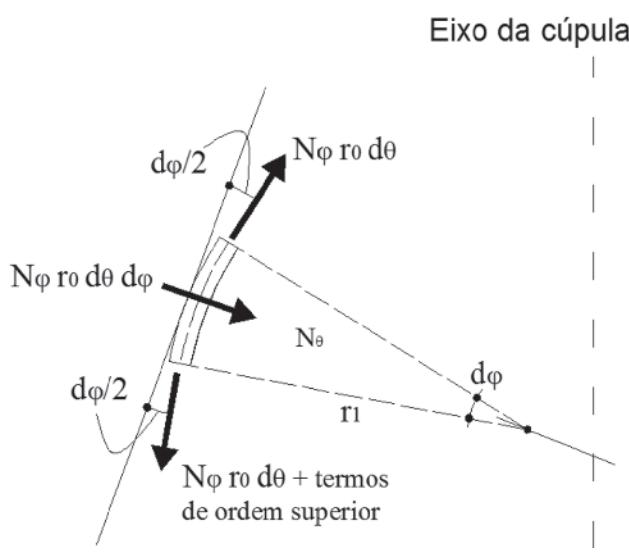
tem-se no lado superior do elemento:

$$N_\phi r_0 d\varphi = N_\phi r_2 \cdot \text{sen}\varphi d\varphi \quad (2)$$

e no lado inferior:

$$\left(N_\phi + \frac{\partial N_\phi}{\partial \varphi} d\varphi \right) \left(r_0 + \frac{dr_0}{d\varphi} d\varphi \right) d\theta \quad (3)$$

Figura 4 – Componente normal da força meridional N_φ



Como estas forças não são colineares (Figura 4), surge uma componente na direção z igual a:

$$N_\varphi r_0 d\theta d\varphi \quad (4)$$

Na direção do paralelo, as forças no lado direito e esquerdo do elemento também não são colineares (Figura 5), portanto surge uma componente de força.

$$N_\theta r_1 d\varphi d\theta \quad (5)$$

Esta força está projetada no sentido horizontal no plano médio da cúpula. Projetando-se esta força na direção tangente ao meridiano, tem-se:

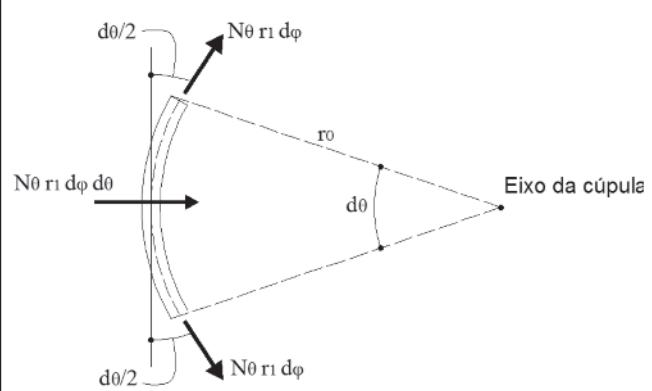
$$N_\theta r_1 d\varphi d\theta \cos \varphi \quad (6)$$

e na direção normal à superfície média:

$$N_\theta r_1 d\varphi d\theta \sin \varphi \quad (7)$$

Fazendo-se o somatório de forças na direção tangente ao meridiano,

Figura 5 – Componente normal da força tangencial N_θ



no nas equações (2), (3) e (6) igual a zero, desprezando termos de segunda ordem e dividindo a equação por $d\varphi d\theta$, tem-se a equação (8):

$$\frac{d(N_\varphi r_0)}{d\varphi} - N_\theta r_1 \cos \varphi + p_\varphi r_0 r_1 = 0 \quad (8)$$

Fazendo-se o somatório de forças na direção normal à superfície nas equações (4) e (7) igual a zero e dividindo a equação por $d\varphi d\theta$ e por $r_1 r_2 \sin \varphi$, tem-se:

$$\frac{N_\varphi}{r_1} + \frac{N_\theta}{r_2} = -p_z \quad (9)$$

Figura 6 – Diagrama de equilíbrio do segmento de uma casca

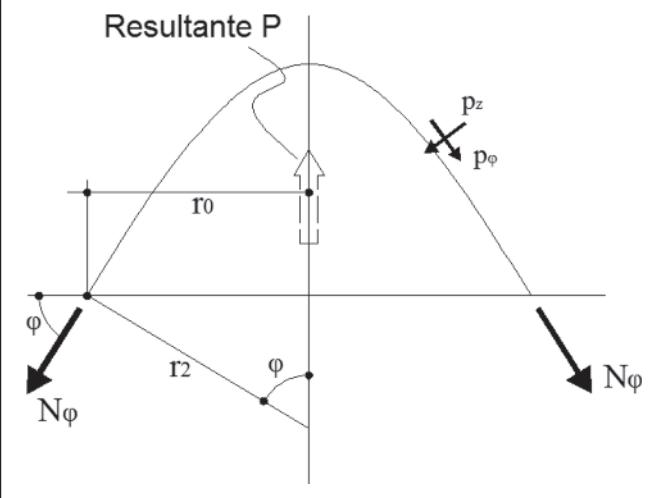
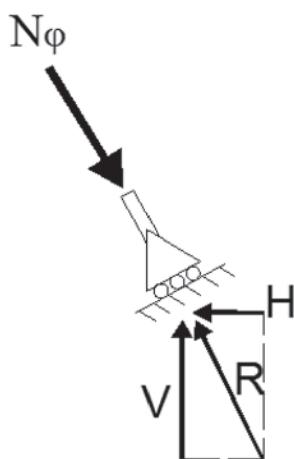


Figura 7 - Diagrama de equilíbrio da força de compressão em um contorno



Podem-se determinar as forças desconhecidas na membrana por meio da análise do corpo livre da casca toda, acima de um círculo paralelo. A partir da equação (9) escreve-se a equação (10):

$$N_\theta = -p_z r_2 - \frac{N_\phi}{r_1} r_2 \quad (10)$$

e substituindo (10) em (8), obtém-se:

$$\frac{d(N_\phi r_0)}{d\varphi} - \left(-p_z r_2 - \frac{N_\phi}{r_1} r_2 \right) r_1 \cos \varphi = -p_\phi r_0 r_1 \quad (11)$$

Substituindo (1) em (11) e multiplicando por , chega-se a:

$$\begin{aligned} \frac{d(N_\phi r_0)}{d\varphi} \sin \varphi + N_\phi r_0 \cos \varphi = \\ -p_z r_1 r_2 \sin \varphi \cos \varphi - p_\phi r_1 r_2 \sin^2 \varphi \end{aligned} \quad (12)$$

onde

$$\frac{d(N_\phi r_0)}{d\varphi} \sin \varphi + N_\phi r_0 \cos \varphi = \frac{d}{d\varphi} [(N_\phi r_0) \sin \varphi]$$

tem-se portanto:

$$\frac{d}{d\varphi} [(N_\phi r_0) \sin \varphi] = -r_1 r_2 \sin \varphi (p_z \cos \varphi + p_\phi \sin \varphi) \quad (13)$$

Integrando-se os dois lados da equação (13), chega-se a:

$$N_\phi r_0 \sin \varphi - F(\varphi) - C = 0 \quad (14)$$

onde:

$$F(\varphi) = \int r_1 r_2 \sin \varphi (p_z \cos \varphi + p_\phi \sin \varphi) d\varphi$$

No caso das cúpulas sem abertura no topo, a constante C será igual a zero. Então, multiplicando-se (14) por 2π , tem-se:

$$2\pi r_0 N_\phi \sin \varphi - 2\pi F(\varphi) = 0 \quad (15)$$

A resultante vertical R devida ao carregamento p_z e p_ϕ é mantida em equilíbrio pela componente vertical da força N_ϕ . A resultante P (Figura 6) para cúpulas sem aberturas no topo é dada por:

$$P = 2\pi \int_0^\varphi r_1 r_2 \sin \varphi (p_z \cos \varphi + p_\phi \sin \varphi) d\varphi \quad (16)$$

Substituindo a (16) em (15) e isolando N_ϕ , tem-se:

$$N_\phi = \frac{P}{2\pi r_0(\varphi) \sin \varphi} \quad (17)$$

Pode-se assim determinar as forças de membrana em cascas de revolução axissimétricas.

As condições de suporte das cúpulas deverão ser sempre tangenciais à força Figura 7.

Pela Figura 7 percebe-se que apenas uma componente vertical V não preenche a condição de equilíbrio. Pode-se equilibrar a componente horizontal H com a adição de um anel resistente por exemplo. No entanto, a adoção de tal artifício causa tensões locais de flexão significativas, o que não será abordado neste trabalho.

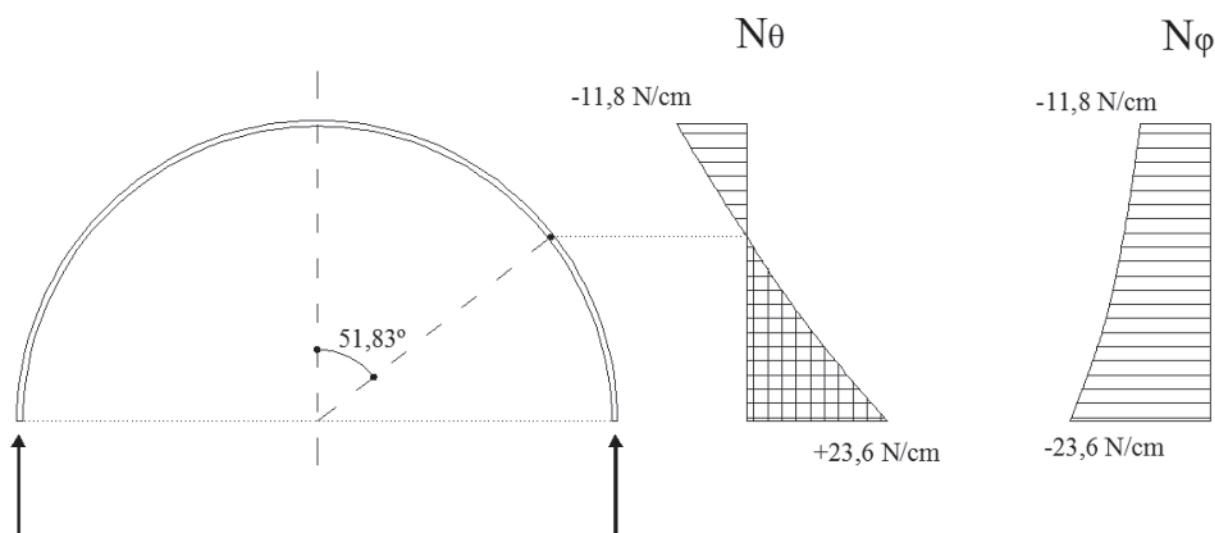
2.2 Cúpula esférica

Para a análise de uma cúpula esférica submetida ao peso próprio, considera-se a espessura h constante e o raio de curvatura $r_1 = r_2$. Considere-se, portanto, uma cúpula esférica de raio $r_1 = r_2 = a$ e espessura h constante submetida ao peso próprio, com φ variando de 0° a 90° . A resultante P é dada por p (peso próprio, força por unidade de área) multiplicado por A (área da seção infinitesimal), onde A é dado por:

$$A = \int dA \Rightarrow dA = 2\pi r_0 ds$$

$$A = \int_0^\varphi 2\pi a \sin \varphi a d\varphi \Rightarrow A = 2\pi a^2 \int_0^\varphi \sin \varphi d\varphi$$

Figura 8 – Forças tangencial N_θ e meridional N_φ em função do ângulo φ na cúpula esférica



Sendo a resultante $P=p.A$, pode-se obter a expressão (18):

$$P=p \cdot 2\pi a^2 \int_0^\varphi \sin \varphi d\varphi \Leftrightarrow P=-2\pi p a^2(1-\cos \varphi) \quad (18)$$

substituindo as equações (18) e (1) em (17), tem-se a força ou a tensão meridional:

$$N_\varphi = \frac{-2\pi p a^2(1-\cos \varphi)}{2\pi a \sin^2 \varphi}$$

$$\therefore N_\varphi = -\frac{ap}{(1+\cos \varphi)} \text{ ou } \sigma_\varphi = -\frac{ap}{h(1+\cos \varphi)}$$

Figura 9 – Tensões tangenciais σ_θ e tensões meridionais σ_φ , respectivamente (N/cm^2)

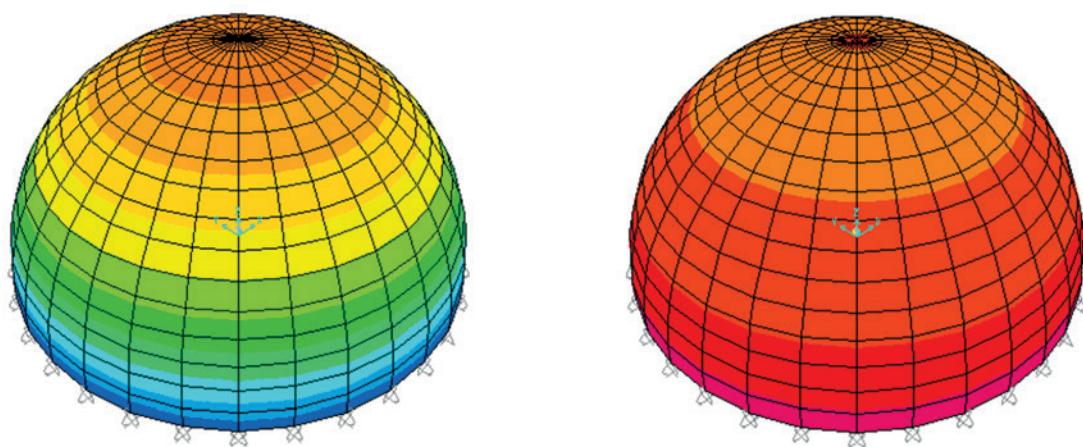
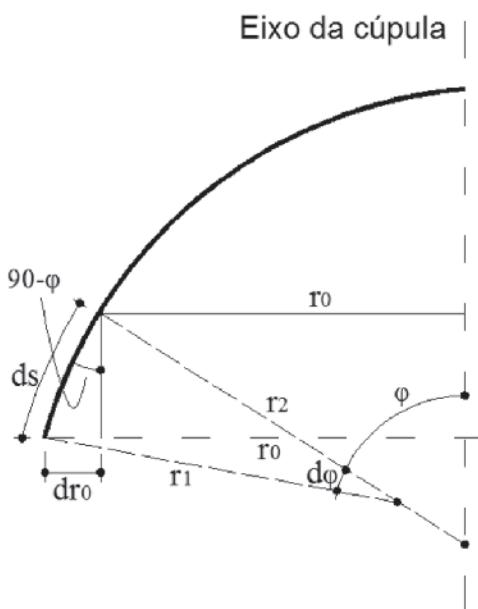


Figura 10 – Segmento de casca

Da (9) tem-se que:

$$N_\theta = -p_z a - N_\varphi$$

$$\therefore N_\theta = -p \cos \varphi a + \frac{ap}{(1+\cos \varphi)}$$

Solucionando obtém-se a força ou tensão tangencial da cúpula esférica:

$$N_\theta = ap \left(\frac{1}{(1+\cos \varphi)} - \cos \varphi \right) \text{ ou } \sigma_\theta = \frac{ap}{h} \left(\frac{1}{(1+\cos \varphi)} - \cos \varphi \right)$$

Supondo uma espessura $h=1$ cm, $a=10$ m e $p=0,0236$ N/cm², traça-se os diagramas de forças meridional e tangencial em função de φ . Os resultados são apresentados na Figura 8.

Nota-se que de $\varphi=0$ até $\varphi=51.827^\circ$, nenhuma força de tração se desenvolve na cúpula, apenas forças de compressão.

Solucionando o problema usando o método dos elementos finitos, obtém-se uma força máxima de compressão igual a 11,983 N/cm² e de tração igual a 26,243 N/cm². O ângulo φ em que não há tensão tangencial se desenvolve na cúpula na direção do paralelo é de aproximadamente 52°. O diagrama de tensões é apresentado na Figura 9.

2.3 Cúpula com tensões constantes

Na análise da cúpula com tensões constantes, considera-se uma cúpula com espessura variável submetida ao peso próprio p .

Tais cúpulas devem não apenas variar sua espessura ao longo da altura, mas também seus raios de curvatura, de modo que as tensões tangenciais e meridionais sejam iguais e constantes.

O peso por unidade de área no plano médio destas cúpulas é dado por:

$$p=\gamma h$$

(19)

Portanto, as componentes p_z e p_φ são dadas por:

$$p_z=\gamma h \cos \varphi \quad p_\varphi=\gamma h \sin \varphi$$

(20)

No caso de cúpulas com tensões constantes, a geometria dos meridianos é determinada de tal forma que as tensões meridionais de compressão sejam constantes e iguais a σ em todas as direções em seu plano médio, sendo:

$$N_\varphi = N_\theta = -\sigma h$$

Substituindo em (9), tem-se:

$$\sigma h \left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} \right) = \gamma h \cos \varphi$$

(21)

Substituindo (1) e isolando r_1 , obtém-se:

$$r_1 = \frac{r_0}{\frac{\gamma}{\sigma} r_0 \cos \varphi - \sin \varphi}$$

(22)

Da Figura 10 é possível deduzir a seguinte relação:

$$ds=r_1 d\varphi \quad r_1 d\varphi = \frac{dr_0}{\cos \varphi}$$

(23)

Substituindo a (23) em (22), obtém-se:

$$\frac{dr_0}{d\varphi} = \frac{r_0 \cos \varphi}{\frac{\gamma}{\sigma} r_0 \cos \varphi - \sin \varphi}$$

(24)

Integrando-se ambos os lados da equação (24)

$$r_0 = \int_0^\varphi \frac{r_0 \cos \varphi}{\frac{\gamma}{\sigma} r_0 \cos \varphi - \sin \varphi} d\varphi$$

obtém-se:

$$r_0 = -r_0 \frac{\sigma^2}{(\sigma^2 + \gamma^2 r_0^2)} \ln \left[\frac{\gamma r_0 \tan \left(\frac{\varphi}{2} \right)^2 - \gamma r_0 + 2 \tan \left(\frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sigma}{\sigma^2} \right] + r_0 \frac{\sigma^2}{(\sigma^2 + \gamma^2 r_0^2)} \cdot \ln \left[1 + \tan \left(\frac{\varphi}{2} \right)^2 \right] + 2 \frac{\sigma^2}{(\sigma^2 + \gamma^2 r_0^2)} \cdot \gamma r_0^2 \cdot \left(\frac{\varphi}{2} \right)$$

(25)

No topo da cúpula, onde $\varphi = 0$, o lado direito da equação (24) se torna indefinido. Para solucionar este problema se usa as equações (21) e (23). Como no topo o raio $r_1 = r_2$, conclui-se que:

$$r_1 = r_2 = \frac{2\sigma}{\gamma} \quad dr_0 = r_1 d\varphi = \frac{2\sigma}{\gamma} d\varphi$$

Portanto, no topo da cúpula tem-se:

$$\frac{dr_0}{d\varphi} = \frac{2\sigma}{\gamma} \quad (26)$$

Define-se então a forma do meridiano da cúpula com tensões constantes pelas equações (24) e (26).

A variação da espessura da cúpula pode ser determinada pelas equações (8) e (20), onde se obtém, dividindo a equação por σ :

$$-\frac{d}{d\varphi}(hr_0) + hr_1 \cos \varphi + \frac{\gamma}{\sigma} hr_1 r_0 \sin \varphi = 0 \quad (27)$$

Para $\varphi=0$, obtém-se pela equação (27):

$$\frac{d}{d\varphi}(hr_0)_{\varphi=0} = h \frac{dr_0}{d\varphi}_{\varphi=0}$$

Substituindo (22) em (27), obtém-se:

$$\frac{d}{d\varphi}(hr_0) = hr_0 \frac{\cos \varphi + \frac{\gamma}{\sigma} r_0 \sin \varphi}{\frac{\gamma}{\sigma} r_0 \cos \varphi - \sin \varphi} \quad (28)$$

e integrando nos dois lados de 0 a φ , chega-se a:

$$h.r_0 = h.r_0 \ln \left[1 + \tan^2 \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] - h.r_0 \ln \left[\gamma.r_0 \tan \left(\frac{\varphi}{2} \right)^2 \right] - \gamma.r_0 + 2 \cdot \tan \left(\frac{\varphi}{2} \right) \cdot \sigma \quad (29)$$

Figura 11 – Determinação gráfica da geometria da cúpula com tensões constantes (5)

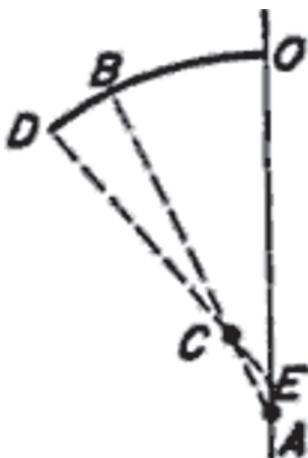
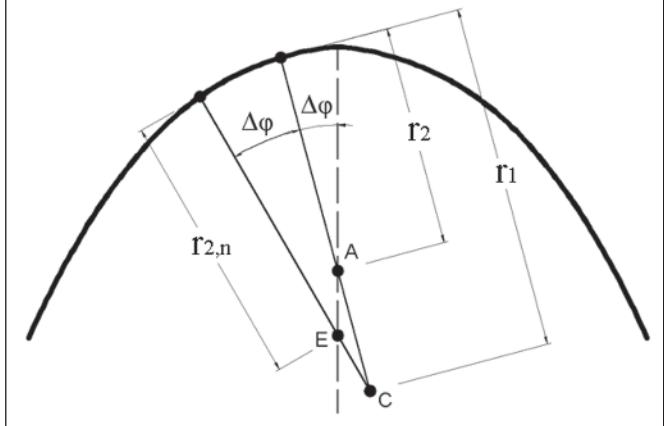


Figura 12 – Geometria do meridiano da cúpula



Pode-se então definir a espessura da cúpula com tensões constantes pelas equações (27) e (28).

As equações (25) e (29) foram obtidas por programa computacional MathCAD. No entanto, por se tratar de funções cujas integrais não são fáceis de obter uma solução analítica, é possível usar a integração numérica para sua determinação, de modo a calcular o valor aproximado das integrais definidas - uma vez que não se tem conhecimento da expressão analítica para a sua primitiva usando, por exemplo, a Regra dos Trapézios e a Regra de Simpson [10]. Pode-se obter os raios de curvatura r_1 e r_2 por processo iterativo mais simples, apresentado por [5].

Da equação (26) se determina o raio no topo da cúpula, onde:

$$r_{topo} = r_1 = r_2 = \frac{2\sigma}{\gamma}$$

Rearranjando (21), chega-se a:

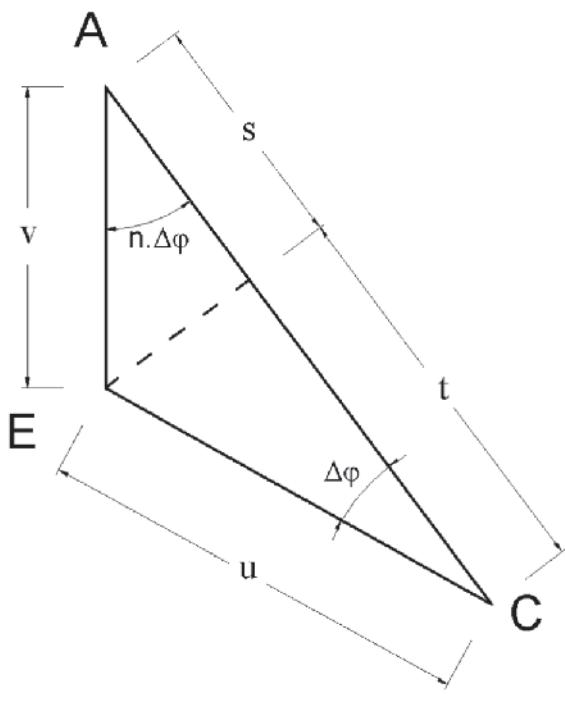
$$r_1 = \left(\frac{\gamma \cos \varphi}{\sigma} - \frac{1}{r_2} \right)^{-1} \quad (30)$$

Conhecendo-se o raio de curvatura no topo, pode-se iniciar a determinação da geometria da cúpula com tensões constantes, conforme mostra a Figura 11.

Faz-se uma construção gráfica gradativa usando a equação (30) a partir do raio do topo r_{topo} , então seguindo os pontos A, B, C, etc. Inicialmente, traça-se o arco do ponto O ao B. No ponto B se calcula o novo peso p_Z pela equação (30) e sendo $r_2 = AB$, é possível determinar um novo raio de curvatura r_1 anterior. O prolongamento do novo r_1 , que resulta maior que o raio de r_1 no raio r_2 , tem um novo centro C, que tem uma nova curvatura, maior que a anterior. A elaboração da geometria deve ser feita com $\Delta\varphi$ aproximadamente iguais. Quanto menor o $\Delta\varphi$, mais próximos serão os valores obtidos em relação à solução exata.

Percebe-se pela equação (30) que a forma do meridiano é determinada unicamente pela tensão que se deseja estabelecer como constante e pelo peso específico do material empregado.

Figura 13 – Triângulo ACE para automatização do processo



A Figura 12 apresenta o eixo da superfície de uma cúpula submetida ao peso próprio, com tensão constante $\sigma=20 \text{ N/cm}^2$ e peso específico do material $\gamma=0,0236 \text{ N/cm}^2$, com ϕ até 70° .

A automatização proposta, baseada no processo iterativo apresentada por [5], é feita tomando-se o triângulo ACE da Figura 12, apresentado na Figura 13. Uma vez calculado o escolhe-se um $\Delta\varphi$ para a determinação dos raios r_2 , $r_{\text{topo}} \cdot r_1$, $r_{2,n}$, e assim por diante. O raio $r_{2,n}$ será dado por:

$$r_{2,n} = r_1 - u \quad (31)$$

onde

$$u = \sec(\Delta\varphi) \left\{ \left[s + t \right] \div \left[\frac{\tan(\Delta\varphi)}{\tan(n.\Delta\varphi)} + 1 \right] \right\}$$

O valor de n refere-se à iteração em que se está determinando o valor de r_2 . A geometria do meridiano pode ser obtida sem haver dependência da espessura h , usando apenas a equação (30). No entanto, diferentemente de outras cascas finas de revolução como o cilindro ou reservatórios fechados, o uso apenas desta equação não é suficiente para estabelecer uma condição de tensões constantes em toda a cúpula. Para se determinar a variação da espessura h ao longo da altura da cúpula, deve-se tomar um elemento infinitesimal da superfície média da casca de lado ds , conforme a Figura 14.

Observa-se pela Figura 14 que a presença de uma componente

do carregamento na direção do meridiano necessita de uma força para equilibrá-lo, portanto deve-se ter um incremento dh no lado inferior do elemento infinitesimal.

A equação de equilíbrio aproximada das forças no meridiano da cúpula pode ser obtida da Figura 14 e é dada por:

$$\sigma h ds + \gamma h ds^2 \sin \varphi - \sigma(h + dh) ds = 0$$

Ou dividindo a equação por ds :

$$\sigma dh = \gamma h ds \sin \varphi$$

Pela Figura 14 é possível observar que $ds \sin \varphi = dl$, onde dl é a variação da altura vertical da cúpula, a contar do seu topo. Chega-se então a:

$$\frac{dh}{h} = \frac{\gamma}{\sigma} dl \quad (32)$$

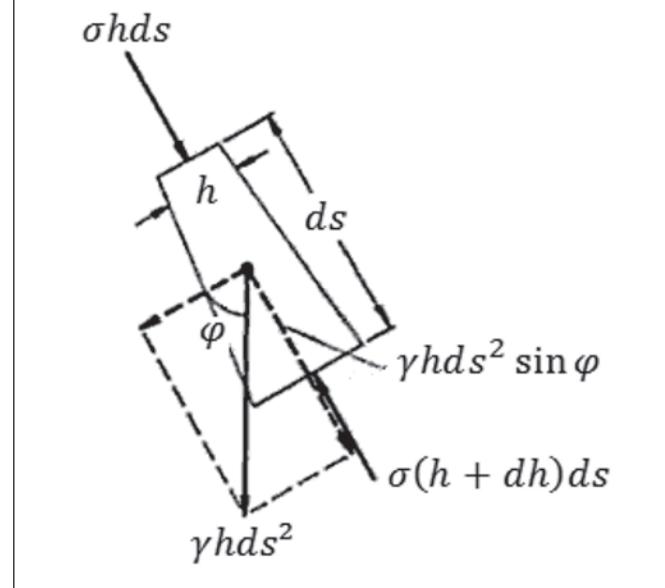
Integrando (32), obtém-se:

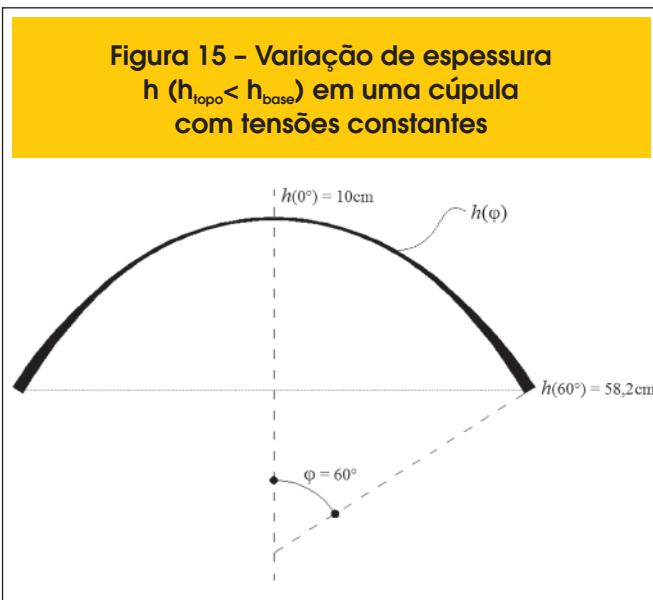
$$\ln h = \frac{\gamma}{\sigma} l + C \quad (33a)$$

ou

$$h = C e^{\gamma l / \sigma} = h_0 e^{\gamma l / \sigma} \quad (33b)$$

Figura 14 – Equilíbrio meridional de um elemento infinitesimal da cúpula (5)





Sendo h_0 a espessura da cúpula no seu topo, onde $l = 0$. A Figura 15 apresenta uma cúpula submetida ao peso próprio com tensões constantes. Pelas equações (27) e (33), observa-se que a espessura no topo da cúpula não depende de nenhum fator externo, portanto pode ter qualquer valor h_0 inicial, uma vez que depende apenas do peso próprio.

A automatização do cálculo de h pode ser feita usando novamente a Figura 13, em que o valor de l para cada j pode ser obtido por:

$$l_n = r_{\text{topo}} + \sum_{n=1}^i v_n - r_{2,n} \cdot \cos(n \cdot \Delta\varphi) \quad (34)$$

onde n é o número da iteração em que se está obtendo o valor de l para o $\Delta\varphi$ acumulado.

3. Resultados

3.1 Cúpula com tensões constantes

Para explicitar as diferenças entre cúpulas esféricas com espessura constante e cúpulas com tensões constantes submetidas ao peso próprio, apresenta-se um exemplo para comparação. A cúpula com tensões constantes $\sigma = 20 \text{ N/cm}^2$ (compressão nas duas direções) tem espessura no topo $h_0 = 10 \text{ cm}$, peso específico $\gamma = 0,0236 \text{ N/cm}^3$, o que resulta em um raio de curvatura inicial no topo $r_1 = r_2 = r_{\text{topo}} = 1.695 \text{ cm}$. Fez-se o ângulo φ variando até 60° , com $\Delta\varphi$ igual a $0,1^\circ$.

A cúpula esférica tem espessura constante $h = 10 \text{ cm}$ e seu raio de curvatura é igual ao raio de curvatura do topo da cúpula com tensões constantes ($r = 1.695 \text{ cm}$). O peso específico é de $\gamma = 0,0236 \text{ N/cm}^3$, onde também se faz a variação do ângulo φ até 60° .

A Figura 16 mostra o diagrama de tensões desenvolvidas na cúpula esférica. A Figura 17 e a Tabela 1 demonstram a variação da espessura e raios de curvatura r_1 e r_2 ao longo da altura da cúpula com tensões constantes.

O meridiano e a espessura das duas cúpulas (escala 2:1 em relação aos raios de curvatura) são apresentados na Figura 18.

Percebe-se que, no exemplo, a cúpula esférica apresenta tensões de compressão maiores ao longo de φ , além de tensões de tração na direção θ . Como a relação γ/σ é muito pequena, mesmo quando se considera uma tensão solicitante conservadora, os raios de curvatura da cúpula com tensões constantes sempre aumentam conforme se aumenta φ , o que faz que com que estas cúpulas submetidas ao peso próprio sejam maiores em altura que as equivalentes em raio inicial esféricas quando se considera um mesmo φ , mas menores em altura quando se considera um mesmo r_0 . Isso se repete para praticamente todos os materiais usados em construção civil. Por haverem tensões constantes só de compressão, permite a utilização de materiais não resistentes à tração e melhora as condições necessárias para suporte da cúpula. Além disso, o fato de haver apenas uma tensão solicitante nos dois eixos leva a um aumento do desem-

Figura 16 – Tensões tangenciais σ_θ e meridionais σ_φ na cúpula esférica, com raio de curvatura e espessura constantes

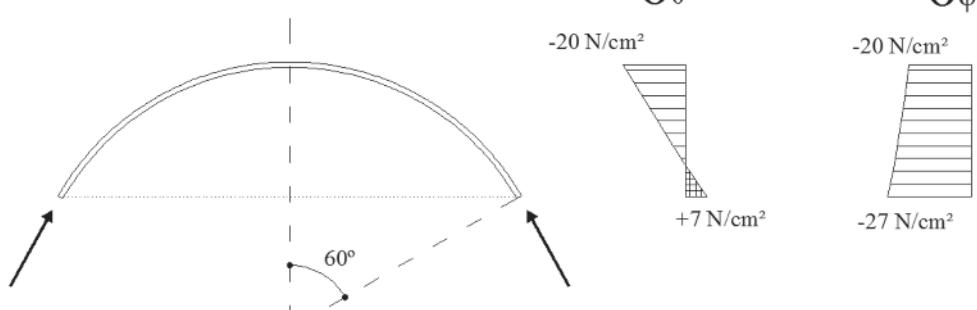
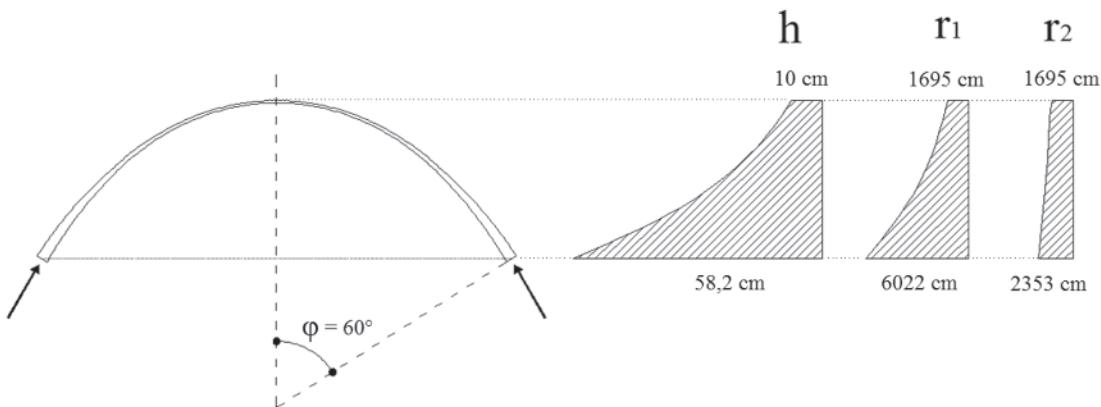


Figura 17 – Raios de curvatura e espessuras da cúpula com tensões constantes

penho estrutural da cúpula em função do melhor aproveitamento do material utilizado.

A espessura inicial da cúpula com tensões constantes h_0 conforme se aumenta φ com o fator é multiplicada pelo exponencial e γ/σ . Percebe-se que o inverso da relação γ/σ é igual à metade de r_{topo} . Dessa maneira, h_0 aumenta exponencialmente em função de φ quando l é maior que $r_{topo}/2$, conforme se observa na Tabela 1 com $\varphi \geq 50^\circ$.

3.2 Convergência do processo e limites da geometria

Os resultados obtidos pelo processo apresentado são dependentes dos dados de entrada tensão inicial σ , peso específico do material γ e do passo de integração $\Delta\varphi$. Quanto maior o valor de $\Delta\varphi$, menor será a qualidade dos valores obtidos. A Figura 18 apresenta a convergência do raio de curvatura do meridiano com $\varphi = 60^\circ$. Pode-se verificar que com r_1 conforme se reduz $\Delta\varphi$ para a cúpula do exemplo anterior $\Delta\varphi$ próximo a $0,1^\circ$, os resultados do raio de curvatura começam a convergir. O mesmo se observa na Figura 20 para a espessura h , em que a convergência se dá também

com $\Delta\varphi$ próximo a $0,1^\circ$. Em outras simulações este mesmo valor de $\Delta\varphi$ pareceu adequado para a convergência dos resultados. De modo a se fazerem válidas as formulações do modelo de membrana apresentado para cúpulas, devem ser satisfeitas as condições de:

$$h \leq 0,1 \cdot r_0 \quad (35)$$

conforme apresentado na Figura 2. A Figura 21 apresenta a convergência do ângulo máximo de φ em função de $\Delta\varphi$, de modo a atender a relação (35). Observa-se que a partir de $\Delta\varphi=1^\circ$ já há convergência do valor máximo de φ para a validade do modelo de membrana no exemplo apresentado. O valor máximo de φ é dependente da tensão inicial e peso específico do material, portanto variável.

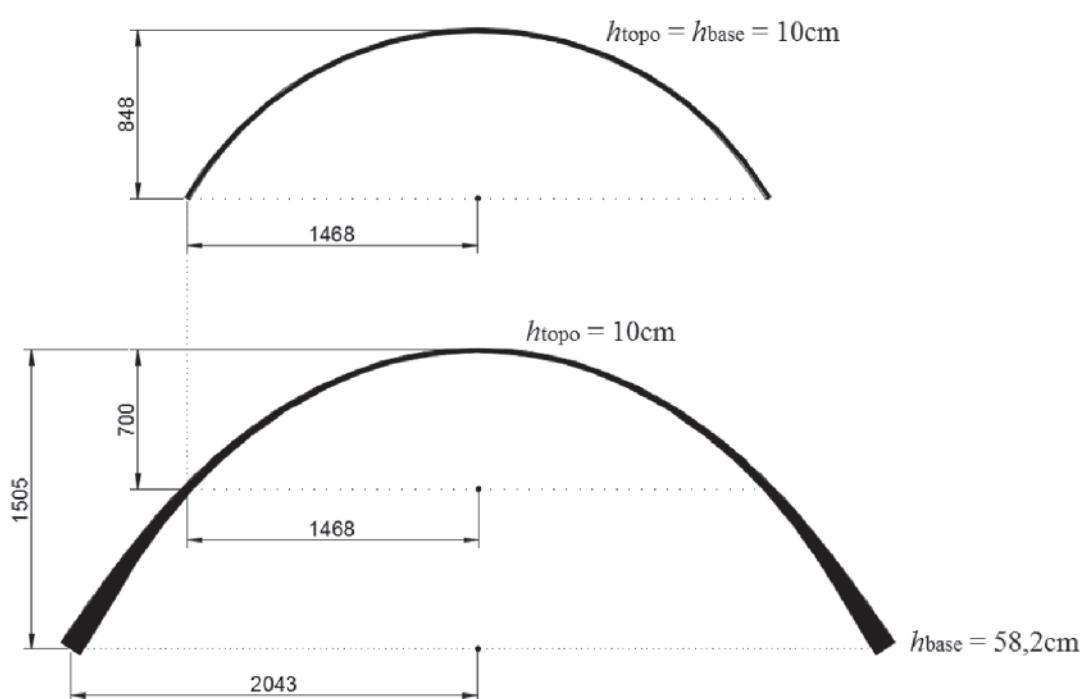
4. Conclusões

Este artigo apresentou um processo automático para definição da

Tabela 1 – Geometria da cúpula com tensões constantes em função de φ com $\Delta\varphi = 0,1^\circ$

Ângulo φ	Altura l (cm)	Espessura h (cm)	Raio de curvatura r_1 (cm)	Raio de curvatura r_2 (cm)
0°	0	10,0	1695	1695
10°	21	10,3	1728	1704
20°	107	11,6	1866	1745
30°	252	13,5	2123	1815
40°	485	17,7	2601	1925
50°	853	27,4	3566	2092
60°	1492	58,2	6022	2359
69°	2744	254,9	14932	2810

Figura 18 – Cúpula esférica e cúpula com tensões constantes



geometria de cúpulas axissimétricas submetidas ao peso próprio pela teoria de membrana, com variação de espessura e raios de curvatura, com a finalidade de obter tensões meridionais e tangenciais constantes.

Os resultados mostram que cúpulas submetidas ao peso próprio geralmente têm alturas maiores que as equivalentes em raio inicial esféricas para um mesmo φ , mas apresentam alturas menores para um mesmo r_0 devido à relação γ/σ ser muito pequena. Portanto, mesmo quando se adota uma tensão inicial conservadora,

os raios de curvatura de cúpula com tensões constantes sempre aumentam conforme se aumenta φ .

Com relação ao processo apresentado, percebe-se que a precisão dos resultados é função do passo $\Delta\varphi$. Para diferentes configurações de γ e σ , verificou-se que a convergência dos resultados começa com valores de $\Delta\varphi$ abaixo de $0,1^\circ$. Quanto à validade do modelo de membrana, assegurou-se que a relação (35) fosse atendida de modo a manter o erro da variação da tensão normal constante ao longo da espessura da cúpula. A convergência no exemplo apresentado ficou em torno de $\varphi = 69^\circ$, no entanto esse

Figura 19 – Convergência de r_1 em função de $\Delta\varphi$ para $\varphi = 60^\circ$

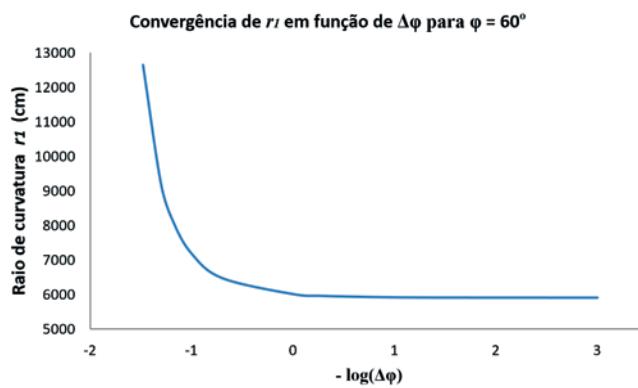


Figura 20 – Convergência de h em função de $\Delta\varphi$ para $\varphi = 60^\circ$

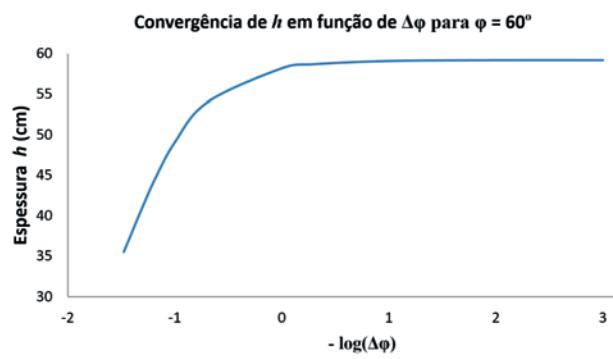
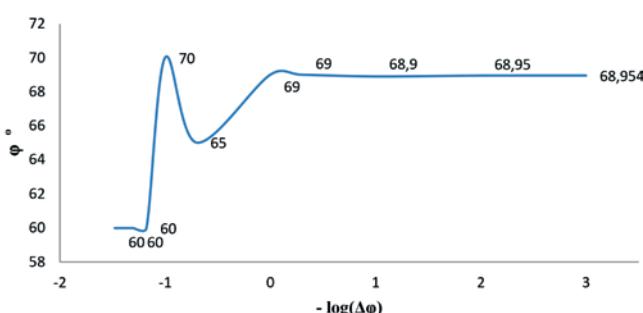


Figura 21 – Convergência do valor limite de φ para validade do modelo de membrana



valor varia conforme os valores iniciais usados para a cúpula com tensões constantes.

O processo automático proposto para definição da geometria de cúpulas axissimétricas com tensões constantes submetidas ao peso próprio é de simples aplicação e apresenta grande vantagem sobre métodos numéricos usuais de casca. Como também não são fáceis de se obterem soluções analíticas para o problema, o processo apresentado se torna bastante interessante para solução de tais estruturas. A ferramenta se mostra adequada, portanto, para o lançamento estrutural de cúpulas com tensões constantes para posterior dimensionamento.

5. Referências bibliográficas

- [1] ABDESSALEM, J. FAKHREDDINE, D. SAID, A. MOHAMED, H. Shape optimization for a hyperelastic axisymmetric structure. *Journal of Engineering, Design and Technology*, v.12, n.2, 2014; p.177-194.
- [2] BLETZINGER, K.U. WÜCHNER, R. DAOUD, F CAMPURBÍ, N. Computational methods for form finding and optimization of shell and membranes. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, v.194, n.30, 2005; p.3438-3452.
- [3] CAMPURBÍ, N. BISCHOFF, M. BLETZINGER, K.U. Shape optimization of shells and locking. *Computers and Structures*, n.82, 2004; p.2551-2561.
- [4] ESPATH, L.F.R. LINN, R.V. AWRUCH, A.M. Shape optimization of shell structures based on NURBS description using automatic differentiation. *Internatiotnal Journal for Numerical Methods in Engineering*, v.88, n.7, 2011; p.613-636.
- [5] HARTOG, J. P. D. Advanced Strength of Materials. McGraw-Hill Book Company, New York, 1952, 401 p.
- [6] ITALY'S best, The Pantheon. Disponível em <<http://www.italys-bestrome.com/the-pantheon/>> Acesso em 27 de julho de 2015.
- [7] KIENDL, J. SCHMIDT, R. WÜCHNER, R., BLETZINGER, K.U. Isogeometric shape optimization of shells using semi-analytical sensitivity analysis and sensitivity weighting. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, v.274, 2014; p.148-167.
- [8] LINN, R. V. Otimização de forma de cascas axissimétricas utilizando diferenciação automática. Monografia de graduação. UFRG. Porto Alegre, 2010, 92 p.
- [9] MARK, R. HUTCHINSON, P. On the structure of the Roman Pantheon. College Art Association. *The Art Bulletin*. Vol. 68, No. 1, p. 24-34. Março de 1986.
- [10] POPOV, E. P. Introdução à Mecânica dos Sólidos. Editora Edgard Blücher Ltda. São Paulo, 1978, 534 p.
- [11] POPOV, E. P. *Engineering Mechanics of Solids*. Prentice-Hall. New Jersey, 1999, 891 p.
- [12] RASCH, J. The Dome of the Roman Architecture. Development, Design, Construction. *Architectura* 15; p. 117-139. 1985.
- [13] TIMOSHENKO, S. P. GERE, J. M. Mecânica dos sólidos, v.1. LTC. Rio de Janeiro, 1983, 258 p.
- [14] TIMOSHENKO, S. P. GOODIER, J. N. *Theory of Elasticity*. McGraw-Hill Book Company, Nova Yorque, 1951.
- [15] TIMOSHENKO, S. P. WOINOWSKY-KRIEGER, S. *Theory of Plates and Shells*, McGraw-Hill Kogagusha LTD., International Student Edition, 1959, 591 p.

Study of effect of electric arc furnace slag on expansion of mortars subjected to alkali-aggregate reaction

Estudo dos efeitos do uso da escória de aciaria na expansão de corpos de prova sujeitos à reação álcali-agregado

L. SOUZA^a
luciene_@hotmail.com

E. R. ZOLETT^b
eliszolett@hotmail.com

R. CARRAZEDO^b
rogcarrazedo@sc.usp.br

Abstract

Alkali-aggregate reaction is a chemical reaction between cement alkalis and some reactive mineral present in some aggregates, leading to concrete expansion and cracking. One kind usually observed and studied in Brazil is the alkali-silica reaction, due to its fast development. There are several methods that are effective to control and mitigate this reaction, and one of them is the partial replacement of cement by mineral additions such as pozzolans like fly-ash, silica fume and slag. In this study, we propose the use of electrical steel slag as a partial replacement of cement, evaluating its effectiveness by NBR 15577:2008, employing different proportions as replacement. It seems that the electrical steel slag, despite its expansive behavior, has been effective in the control of the ASR.

Keywords: concrete expansion, alkali-aggregate reaction, alkali-silica reaction, pozzolans, steel slag.

Resumo

A reação álcali-agregado (RAA) é uma reação que ocorre entre os álcálios do cimento e alguns compostos minerais presentes em determinados agregados, gerando consequências ao concreto, como por exemplo, fissuração. A reação com maiores ocorrências registrada no Brasil é a reação álcali-sílica (RAS), devido à rapidez com que esta ocorre em função das formas minerais reativas envolvidas. Vários métodos estudados já se comprovaram eficazes para o controle desta reação, sendo um deles a substituição parcial de cimento por adições como as pozolanas, dentre as quais podem ser citadas as cinzas volantes e as escórias de origem siderúrgica. Neste sentido, este trabalho tem por objetivo o estudo da utilização da escória de aciaria elétrica como redutor da reação álcali-agregado, sendo desenvolvido com base nas orientações da NBR 15577:2008 Agregados – Reatividade Álcali-Agregado, avaliado para diferentes proporções de substituição parcial de cimento por escória. A escória de aciaria elétrica, uma pozolana não tradicional resultante do processo de produção do aço e de características expansivas, teve êxito ao reduzir a expansão da RAS.

Palavras-chave: expansão do concreto, reação álcali-agregado, reação álcali-sílica, pozolanas, escória de aciaria.

^a Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Câmpus Pato Branco, Pato Branco, PR, Brasil;
^b Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil.

Received: 16 Mar 2015 • Accepted: 18 Feb 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introduction

Alkali aggregate reaction (AAR) is a chemical reaction, which occurs between alkalis from cement paste and some alkaline reactive minerals in aggregates. This reaction form a viscous hygroscopic gel that fills concrete voids leading to damage and reducing the concrete structure life span [1].

There are mainly two types of AAR, alkali-silica reaction (ASR) and alkali-carbonate reaction (ACR), according to the aggregate reactive minerals.

Alkali-silicate reaction can be classified as a specific type of ASR, for its resemblance, because low degree of crystalline silicates or amorphous silicates usually develop alkali-silica reaction while highly crystalline silicates develop alkali-silicate reaction [2]. In this sense, alkali-silicate is observed in opal, amorphous silica, chert or chalcedony, cristobalite or tridymite, natural volcanic and borosilicate glasses, when reacts with cement alkalis and calcium hydroxide. Alkali-silica reaction and alkali-silicate reaction is the most common type of AAR in Brazil, been found in several structures [3].

If properly identified, it is possible to minimize the expansion and related cracking. If the aggregate is potentially reactive, replacement may be considered, but cost must be evaluated. Reactive aggregate partial replacement may reduce the potential for expansion. Collins and Bareham [4] partially replaced a reactive aggregate by a porous aggregate, suppressing the expansion through the dilution of alkali concentrations by water absorbed in the porous aggregate. Ducman *et al* [5] also employed a porous aggregate, yet highly reactive. The porous structure of the aggregate were able to accommodate the gel produced, without causing expansion or cracks in the evaluated mortar bars.

Low-alkali cement can also minimize alkali hydroxide concentration in the concrete pore solution, reducing the potential for expansion. Nevertheless supplementary cementitious materials and external sources of alkalis like deicers and seawater, can contribute to total alkali content of concrete [6].

The expansion reduction may also be attained by chemical additions to the concrete, like lithium compounds. Qinghan *et al* [7] and Lumley [8] indicate that lithium compounds are effective to inhibit ASR expansion, because it replaces sodium and potassium alkaline ions in ASR gel, densifying it. Notice that, if insufficient lithium is used, the expansion may increase, because lithium compounds may combine with calcium hydroxide as well, producing calcium salts and lithium hydroxide, and increasing hydroxyl ions concentration in the pore solution [9]. Mo *et al* [10] say that some lithium salts do not release hydroxyl ions in the pore solution as it reacts, leading to best results.

Diamond [11] studied lithium nitrate (LiNO_3) as a chemical addition, and observed that it did not increase hydroxyl ions in the concrete pore solution, and was able to inhibit ASR expansion. Qian *et al* [12] observed that lithium hydroxide and lithium salts were effective to suppress ASR but started Alkali-Carbonate Reaction. Silva [13] observed that, beyond a threshold, lithium nitrate had no more influence on the ASR inhibition, and, after a 30 days test, lithium nitrate hold ASR expansion while fly-ash did not.

Mineral additions can be used as supplementary cementitious material and suppress ASR expansion [14]. The most common materials are natural pozzolans, fly-ash, slag, silica fume and rice husk ash. These materials can suppress ASR expansion and also improve some concrete properties, such as permeability, heat resistance (slower conductivity rate), smaller diffusivity (due a denser matrix) and overall durability increase [15].

Munhoz [16] verified that, as blast furnace slag, fly-ash, metakaolin, silica fume are mixed in concrete at increasing amounts, expansion due AAR is reduced. Silveira [17] had similar results with rice husk ash.

Ramachandran [18] stated that mineral additions, such as natural pozzolans, fly-ash, blast furnace slag, silica fume and rice husk ash, would only be effective to inhibit alkali-aggregate reaction according to their chemical composition (SiO_2 percentage and free alkali ions), to the mixed amount, to the aggregate type (kind of AAR) and to the cement alkali (Sodium, Potassium or Lithium).

Electric arc furnace steel slag is a by-product of steel production, without commercial value and treated like waste, because is made of impurities removed during steel refining operation. Steel slag is mainly composed by lime (calcium oxide – CaO) and magnesia (magnesium oxide – MgO), with porous structure where water migrates, reacting with free calcium oxide to form lime slurry (calcium hydroxide - Ca(OH)_2) that has crystalline structure and twice volume. This volume change leads to stresses, cracks and expansion [19]. Steel slag has high Calcium/Silicate ratio, which means that free calcium oxide has potential to expand when mixed in concrete [20]. Notice that the concrete expansion due AAR is dependent on Ca content [21].

Luxán *et al* [22] studied the chemical stability and the mineralogical compounds of electric arc furnace slag, stating that the studied slag may be employed as building material. Tsakiridis *et al* [23] employed steel slag as raw material for the production of cement clinker, showing that the addition of steel slag did not affect cement sintering, the hydration process during production, and had similar mechanical characteristics to usual Portland cement clinker. Qiang and Peiyu [24] also pointed out that the hydration compounds of steel slag are mainly CSH gel and lime slurry, very similar with those of cement.

Table 1 – Cement characteristics – CP V ARI RS

Property	Test method	Results	Limits NBR 15577-4
Na_2O alkali equivalent*	NBR 14 656	0.780 %	$(0.90 \pm 0.10) \%$
Free calcium oxide	NBR NM 12	1.31 %	-
Blaine fineness	NBR NM 76	4743 cm^2/g	$(4900 \pm 200) \text{ cm}^2/\text{g}$
Autoclave expansion	ASTM C 151	0.08 %	< 0.20%

(* Na_2O alkali equivalent = $0.658 \text{ K}_2\text{O} + \text{Na}_2\text{O}$)

Table 2 – Standard sand characteristics

Property	Results	Limits NBR 7412:1982
Material passing through 0.075 mm sieve	0.0%	≤ 1.0%
Conglomerate clayey	0.0%	≤ 0.2%
Feldspar content of sieves 2.4 and 1.2 mm	2.4 %	≤ 15.0 %
Mica content of sieve 0.3 and 0.15 mm	1.9 %	≤ 2.0 %
Organic impurities	< 100 ppm	≤ 100 ppm

Source: IPT [28]

Xuequan *et al* [25] developed a cement made of clinker, steel slag and fly-ash, with cementitious properties close to Portland cement, consuming part of the alkali during hydration, which would reduce expansion due to AAR.

This paper evaluates the electric arc furnace steel slag as partial replacement of Portland cement, instead of raw material for cement clinker production, aiming to suppress alkali-silica reaction, based on the methodology established by the Brazilian standard NBR 15577:2008 [26]. Next, we present the characteristics of the material employed in this study and the techniques to evaluate it. Then, the results are presented, and finally some conclusions are drawn.

2. Materials and methods

The materials used were: high early strength Portland cement with improved resistance to sulphate attack (CP V ARI RS), with characteristics presented in Table 1 and following the features required by NBR 15577:2008; fine grained basalt with volcanic glass scattered throughout the rock; Brazilian standard sand – a reference sand that must be used for cement

tests, with characteristics presented in Table 2; and electric arc furnace steel slag.

The slag has been crushed and milled in a ball mill into powder form, using only the material passing through 0.075 mm sieve. Figure 1 presents a sample employing scanning electron microscopy (SEM). One may notice that slag grain shows a round form, with particle size under 10 µm, but most of it has size under 3 µm. Figure 2, obtained with the aid of a laser diffraction particle size analyzer, shows that the particle size distribution of the slag is close to particle size distribution of the cement, meaning that the slag can be used as a mineral addition.

To identify the composition of the slag, an X-ray diffraction was carried out. The main compounds present were periclase (magnesium oxide), quartz (silicate), lime (calcium oxide), alkalies (potassium and sodium), dolomite ($\text{CaCO}_3\text{-MgCO}_3$) and calcite (CaCO_3), that can be verified through the diffractogram of Figure 3.

Table 3 shows the slag chemical composition obtained by X-ray fluorescence spectrometer, while Table 4 shows its apparent (bulk) density and volumetric instability, evaluated with Brazilian standard NBR 11582:2012 [27]. Notice that the slag did not show expansion, but it was only evaluated until 7th day.

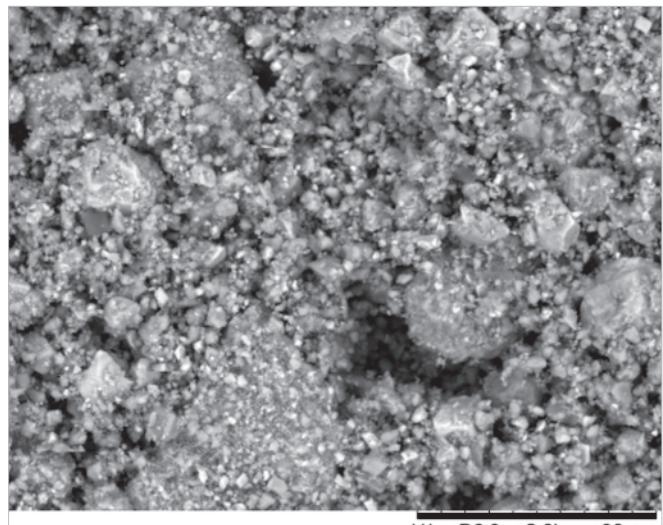
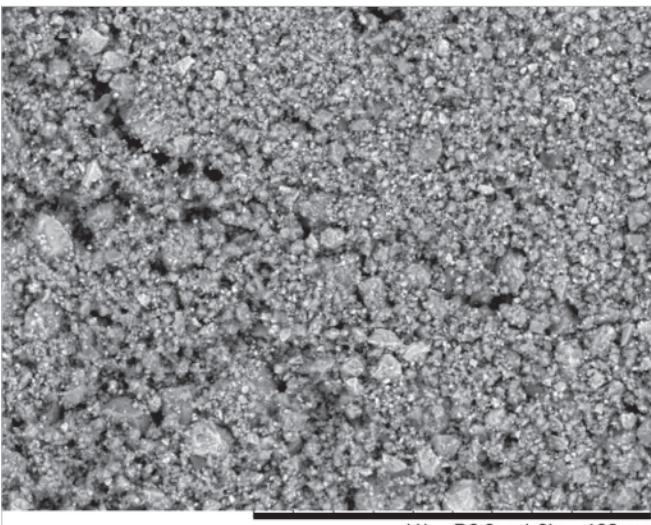
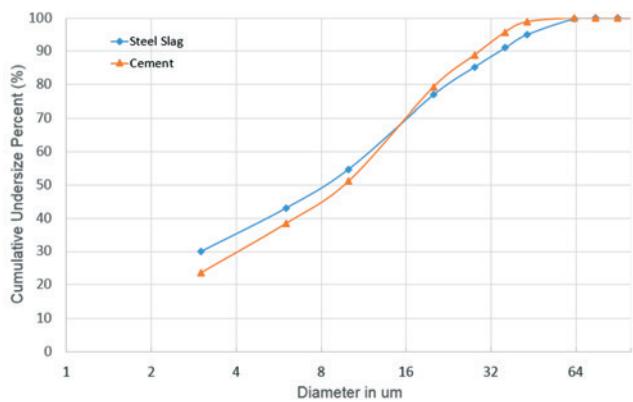
Figure 1 – Scanning electron microscopy of crushed steel slag (1000x e 2000x)

Table 3 – Steel slag chemical composition by X-ray fluorescence spectrometer**Figure 2 – Particle size distribution of slag and cement by laser diffraction particle size analyzer**

Following NBR 15577:2008, parts 4 and 5, three mortar bars (25 ± 0.7 mm by 25 ± 0.7 mm by 285 mm) were cast for each mixture, with mix design by mass of 1 part of cement, 2.25 parts of selected aggregate (either fine grained basalt or standard sand), and water/

Chemical composition	Results
Fe_2O_3 (%)	30.7
SiO_2 (%)	24.1
CaO (%)	21.3
Al_2O_3 (%)	7.0
MgO (%)	6.3
MnO (%)	4.0
Cr_2O_3 (%)	1.1
TiO_2 (%)	0.9
P_2O_5 (%)	0.5
Na_2O (%)	0.4
K_2O (%)	0.4
SO_3 (%)	0.4
BaO (%)	0.4
V_2O_5 (%)	0.1
SrO (%)	0.1
ZrO_2 , Nb_2O_5 , ZnO , Cl (%)	<0.1
Basicity	1.85
Free CaO	0.97

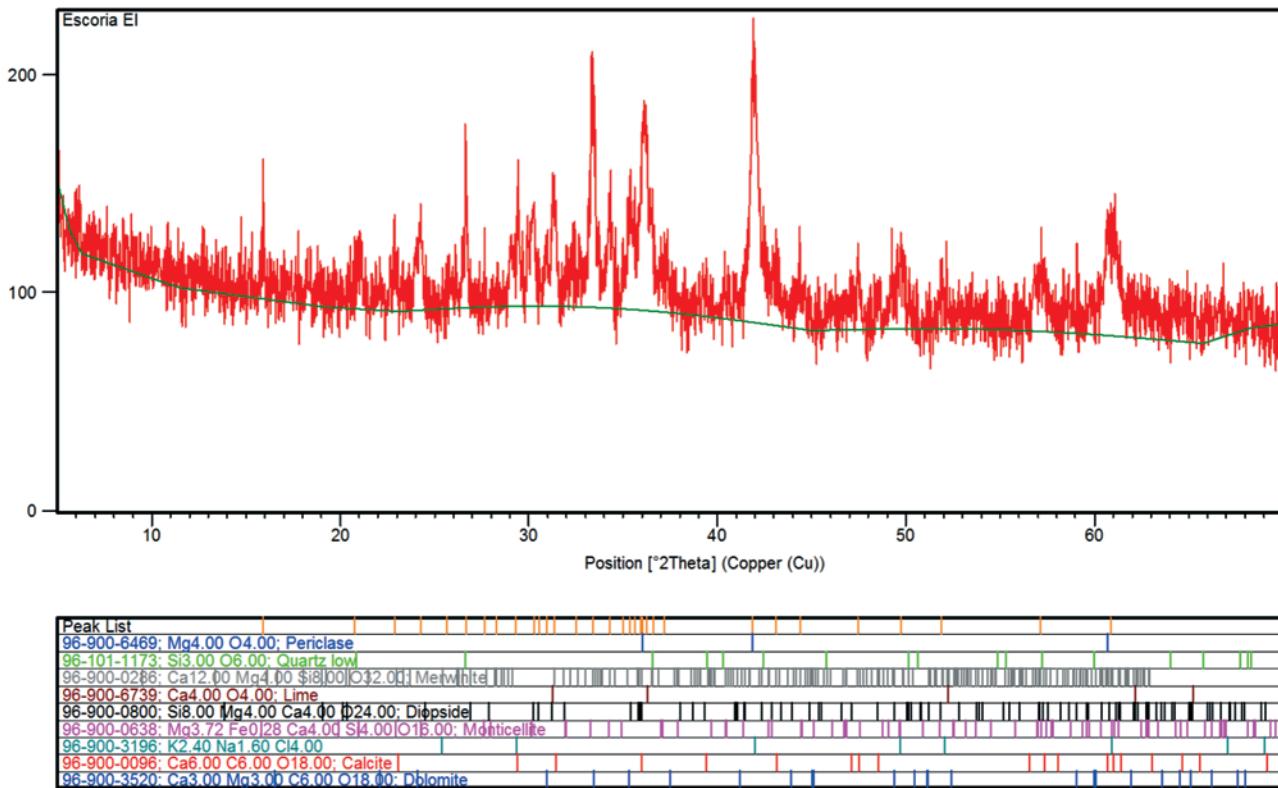
Figure 3 – Steel slag diffractogram

Table 4 – Steel slag characteristics

Property	Steel slag
Apparent (bulk) density	3.76 g/cm ³
Expansibility (NBR 11582)	0 mm

binder ratio of 0.47. Twelve different mixtures were prepared containing 0, 10, 20 and 30% by mass replacement of cement by slag. Three mortars were mixed without reactive aggregate and without slag, only with standard sand and Portland cement, for reference. The cement replacement ratio is shown in Table 5. The specimens were cured in a moisture room for a period of 24 hours. After that, mortars received identification tags and the initial length of each specimen was measured. The specimens were then stored in a climatic chamber with temperature of 80°C immersed in distilled water. After another measurement was taken, the specimens were immersed in a 1N sodium hydroxide (NaOH) solution, at a temperature of 80°C. Expansion rate is increased due temperature, while the sodium hydroxide solution provides enough alkaline ions. Following NBR 15577:2008, the specimens were measured at 8, 16, 22 and 30 days.

3. Results and discussion

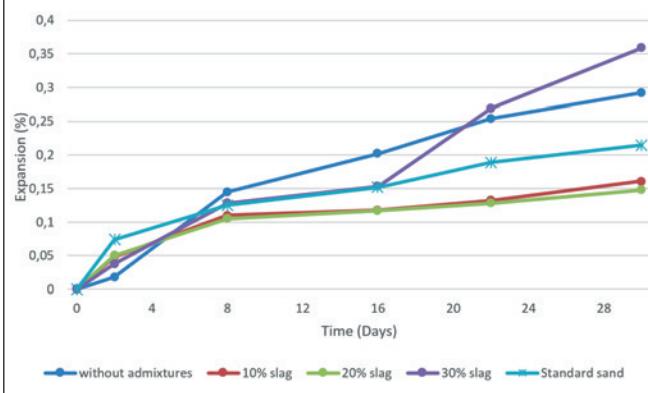
Figure 4 presents the average expansion measured in all specimens. The relative expansion is obtained by the following expression:

$$R = 100 \frac{E_4 - E_5}{E_4} \quad (1)$$

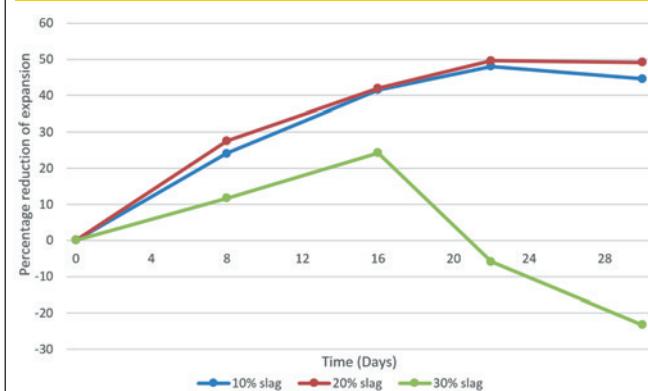
where R is the percentage reduction of mortar expansion, E_4 is the average expansion of the mortar without mineral addition (without slag - %) and E_5 is the average expansion of mortars with mineral addition (%). Results are presented in Figure 5.

Figures 4 and 5 show that slag was able to reduce expansion due AAR. Nevertheless, it should be employed with caution. Good reduction is achieved with 20% of cement replacement by slag, with expansion of 0.12% at 16 days and 0.15% at 30 days.

According to NBR 15577-1:2008, a mineral addition is considered

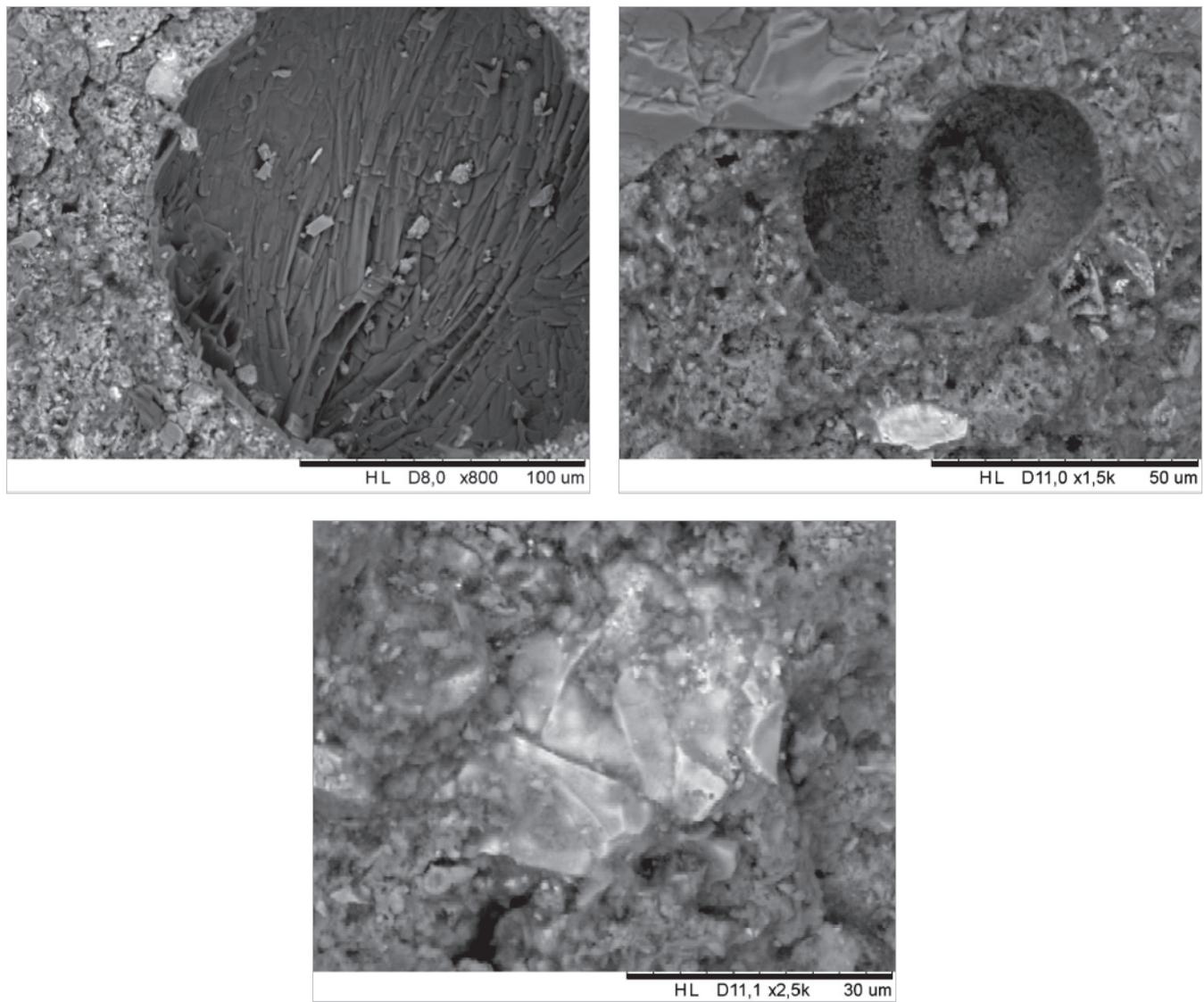
Figure 4 – Mortar expansion with and without steel slag

effective only if expansion is under 0.10% at 16 days, which was not attained by any of the proposed replacements. It worth notice, nevertheless, that the expansion was reduced about 40%, as seen in Figure 5. Probably the basaltic aggregate is highly reactive to

Figure 5 – Percentage reduction (R) of mortar expansion, related to mortar without slag**Table 5 – Cement replacement ratio**

Replacement ratio	1		2.25	0.47
	Cement (g)	Slag (g)		
0% (Reference)	146.67	-	330.00	68.93
10%	132.00	14.67	330.00	68.93
20%	117.34	29.33	330.00	68.93
30%	102.66	44.01	330.00	68.93
Sand (no reactive)	146.67	-	330.00	68.93

Figure 6 – Microscopy of mortar specimens with 30% replacement by steel slag (800x, 1500x, and 2500x)



alkalis, and it might be interesting to test the replacement with a less reactive aggregate, as stated by the Brazilian standard.

It is also worth point out that the expansion in mortar with 30% of cement replacement by slag was reduced about 25% at 16 days, but expansion is observed after 30 days. Figure 6 shows a scanning electron microscopy made in a mortar with 30% of cement replacement. The first and second sub-image, with zoom of 800x and 1500x, show a slag grain, with reaction rim. The third sub-image shown an aggregate grain, with no reaction rim, indicating that the reaction is probably restrained, maybe even suppressed. Latter expansion could then be caused by free calcium oxide [20].

A point to be clarified remains, in which the excess calcium rather than assist in expansion as would be expected (see [21] for example), reduced the alkali-aggregate reaction.

4. Conclusions

Evaluation of the effectiveness of the use of steel slag in reducing expansion due to alkali-aggregate reaction has been studied. The fine grained basalt with volcanic glass scattered throughout the rock was highly reactive, with expansion of 0.86 mm (0.29%) at 30 days in the accelerated mortar-bar test set by Brazilian standard NBR 15577:2008.

Regarding the steel slag addition, it is observed that at 16 days there was significant reduction in the mortar expansion due AAR with 10% and 20% of cement replacement, setting almost 54% of expansion reduction. Despite it, expansion is above the limit of 0.10% set by Brazilian standard NBR 15577:2008. Furthermore, expansion still develops the end of the measurement, at 30 days, which implies that the reason behind expansion is still there.

It has been considered that the reason for the expansion is the excess of free calcium oxide and magnesium oxide, since no reaction rim or gel bags were observed in the specimens with 10, 20 or 30% of cement replacement by steel slag.

In this sense, we conclude that a steel slag with high content of calcium oxide (CaO) may have opposite effect to the expected, which may mitigate AAR yet expansion still develop due the presence of free calcium oxide and magnesium oxide.

5. Acknowledgment

Authors acknowledge UTFPR-PB for financial support and LAC-TEC – Institute of Technology for Development by providing the reactive aggregate. We also acknowledge prof. Dr. Caroline Angulski da Luz for the assistance in the analysis of X-ray diffraction and laser diffraction particle size analyzer.

6. Bibliography

- [1] Pan, J. W.; Feng, Y. T.; Wang, J. T.; Sun, Q. C.; Zhang, C. H.; Owen, D. R. J. Modeling of alkali-silica reaction in concrete: a review. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, v.6, n.1, 2012; p.1-18.
- [2] Tiecher, F. Influence of the crystallinity and deformation of quartz on alkali-aggregate reaction – in portuguese. Ph.D. Thesis, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.
- [3] Couto, T. A. Alkali-aggregate reaction: a study of the phenomenon in siliceous rocks – in portuguese. Master thesis, Federal University of Goiás, Goiânia, 2008.
- [4] Collins, R. J.; Bareham, P. D. Alkali-silica reaction: suppression of expansion using porous aggregate. *Cement and Concrete Research*, v.17, n.1, 1987; p.89-96.
- [5] Ducman, V.; Mladenovic, A.; Suput, J. S. Lightweight aggregate based on waste glass and its alkali-silica reactivity. *Cement and Concrete Research*, v.32, n.2, 2002; p.223-226.
- [6] Jensen, A. D.; Chatterji, S.; Christensen, P.; Thaulow, N.; Gudmundsson, H. Studies of alkali-silica reaction. Part 1: a comparison of two accelerated test methods. *Cement and Concrete Research*, v.12, n.5, 1982; p.641-647.
- [7] Qinghan, B.; Nishibayashi, S.; Xuequan, W.; Yoshino, A.; Hong, Z.; Tiecheng, W.; Mingshu, T. Preliminary study of effect of LiNO₂ on expansion of mortars subjected to alkali-silica reaction. *Cement and Concrete Research*, v.25, n.8, 1995; p.1647-1654.
- [8] Lumley, J. S. ASR suppression by lithium compounds. *Cement and Concrete Research*, v.27, n.2, 1997; p.235-244.
- [9] Diamond, S. Alkali Silica Reactions - some paradoxes. *Cement and Concrete Composites*, v.19, n.5-6, 1997; p.391-401;
- [10] Mo, X.; Jin, T.; Li, G.; Wang, K.; Xu, Z.; Tang, M. Alkali-aggregate reaction suppressed by chemical admixture at 80°C. *Construction and Building Materials*, v.19, 2005; p.473-479.
- [11] Diamond, S. Unique response of LiNO₃ as an alkali silica reaction-preventive admixture. *Cement and Concrete Research*, v.29, n.8, 1999; p.1271-1275.
- [12] Qian, G.; Deng, M.; Tang, M. Expansion of siliceous and dolomitic aggregates in lithium hydroxide solution. *Cement and Concrete Research*, v.32, n.5, 2002; p.763-768.
- [13] Silva, D. J. F. Study of effects of lithium nitrate on expansion of mortars subjected to alkali-silica reaction – in portuguese. Master thesis, São Paulo State University, Ilha Solteira, 2007.
- [14] Monteiro, P. J. M.; Wang, K.; Sposito, G.; Santos, M. C.; Andrade, W. P. Influence of mineral admixtures on the alkali-aggregate reaction. *Cement and Concrete Research*, v.27, n.12, 1997; p.1899-1909.
- [15] Bijen, J. Benefits of slag and fly-ash. *Construction and Building Materials*, v.10, n.5, 1996; p.309-314.
- [16] Munhoz, F. A. C. Effect of mineral admixtures in controlling the alkali-silica reaction and alkali-silicate reaction – in portuguese. Master Thesis, Polytechnic School of the University of São Paulo, São Paulo, 2007.
- [17] Silveira, A. A. Contribution to the study of rice husk ash admixtures on concretes submitted to alkali-aggregate reactions – in portuguese. Ph.D. Thesis, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.
- [18] Ramachandran, V. S. Alkali-aggregate expansion inhibiting admixtures. *Cement and Concrete Composites*, v.20, n.2-3, 1998; p.149-161.
- [19] Masuero, A. B.; Dal Molin, D. C. C.; Vilela, A. C. F. Stabilization and technical feasibility of electric steel slag – in portuguese. *Ambiente Construído (On-line)*, v.4, n.2, 2004; p.57-81.
- [20] Hermann, A.; Souza, L.; Luz, C. A.; Pereira Filho, J. I. Valorização da escória de aciaria em cimentos aluminosos e cimento Portland. In: Encontro Latino-americano sobre Edificações e Comunidades Sustentáveis, Vitória-ES, 2011.
- [21] Lindgard, J.; Andiç-Çakir, O.; Fernandes, I.; Ronning, T. F.; Thomas, M. D. A. Alkali-silica reactions (ASR): Literature review on parameters influencing laboratory performance testing. *Cement and Concrete Research*, v. 42, 2012; p.223-243.
- [22] Luxaân, M. P.; Sotolongo, R.; Dorrego, F.; Herrero, E. Characteristics of the slags produced in the fusion of scrap steel by electric arc furnace. *Cement and Concrete Research*, v. 30, 2000; p. 517-519.
- [23] Tsakirids, P. E.; Papadimitriou, G. D.; Tsivilis, S.; Koroneos, C. Utilization of steel slag for Portland cement clinker production. *Journal of Hazardous Materials*, v. 152, 2008; p. 805-811.
- [24] Qiang, W.; Peiyu, Y. Hydration properties of basic oxygen furnace steel slag. *Construction and Building Materials*, v. 24, 2010; p. 1134-1140.
- [25] Xuequan, W.; Hong, Z.; Xinkai, H.; Husen, L. Study on steel slag and fly ash composite Portland cement. *Cement and Concrete Research*, v. 29, 1999; p. 1103-1106.
- [26] Brazilian Technical Standards Association. Aggregates: Alkali-aggregate reactivity. NBR 15577, Rio de Janeiro, 2008.
- [27] Brazilian Technical Standards Association. Portland cement – Determination of soundness by the Le Chatelier method – Method of test. NBR 11582, Rio de Janeiro, 2012.
- [28] Instituto de Pesquisas Tecnológicas. Brazilian standard sand. In: <<http://www.apt.br/solucoes/255.htm>>

Study of effect of electric arc furnace slag on expansion of mortars subjected to alkali-aggregate reaction

Estudo dos efeitos do uso da escória de aciaria na expansão de corpos de prova sujeitos à reação álcali-agregado

L. SOUZA^a
luciene_@hotmail.com

E. R. ZOLETT^b
eliszolett@hotmail.com

R. CARRAZEDO^b
rogcarrazedo@sc.usp.br

Abstract

Alkali-aggregate reaction is a chemical reaction between cement alkalis and some reactive mineral present in some aggregates, leading to concrete expansion and cracking. One kind usually observed and studied in Brazil is the alkali-silica reaction, due to its fast development. There are several methods that are effective to control and mitigate this reaction, and one of them is the partial replacement of cement by mineral additions such as pozzolans like fly-ash, silica fume and slag. In this study, we propose the use of electrical steel slag as a partial replacement of cement, evaluating its effectiveness by NBR 15577:2008, employing different proportions as replacement. It seems that the electrical steel slag, despite its expansive behavior, has been effective in the control of the ASR.

Keywords: concrete expansion, alkali-aggregate reaction, alkali-silica reaction, pozzolans, steel slag.

Resumo

A reação álcali-agregado (RAA) é uma reação que ocorre entre os álcálios do cimento e alguns compostos minerais presentes em determinados agregados, gerando consequências ao concreto, como por exemplo, fissuração. A reação com maiores ocorrências registrada no Brasil é a reação álcali-sílica (RAS), devido à rapidez com que esta ocorre em função das formas minerais reativas envolvidas. Vários métodos estudados já se comprovaram eficazes para o controle desta reação, sendo um deles a substituição parcial de cimento por adições como as pozolanas, dentre as quais podem ser citadas as cinzas volantes e as escórias de origem siderúrgica. Neste sentido, este trabalho tem por objetivo o estudo da utilização da escória de aciaria elétrica como redutor da reação álcali-agregado, sendo desenvolvido com base nas orientações da NBR 15577:2008 Agregados – Reatividade Álcali-Agregado, avaliado para diferentes proporções de substituição parcial de cimento por escória. A escória de aciaria elétrica, uma pozolana não tradicional resultante do processo de produção do aço e de características expansivas, teve êxito ao reduzir a expansão da RAS.

Palavras-chave: expansão do concreto, reação álcali-agregado, reação álcali-sílica, pozolanas, escória de aciaria.

^a Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Câmpus Pato Branco, Pato Branco, PR, Brasil;
^b Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos, SP, Brasil.

Received: 16 Mar 2015 • Accepted: 18 Feb 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introdução

A reação álcali-agregado (RAA) é uma reação química originada a partir da junção dos álcalis do cimento e certos tipos de minerais reativos presentes nos agregados. Essa reação pode ou não resultar em um gel expansivo, o qual ao se dispor nos vazios do concreto e na superfície do agregado em contato com a pasta de cimento pode resultar em fissuras generalizadas e desta forma comprometer a qualidade da estrutura [1].

Usualmente a RAA é dividida segundo a composição mineralógica reativa do agregado, em reação álcali-sílica (RAS) e reação álcali-carbonato (RAC).

A reação álcali-silicato, comumente observada no Brasil, pode ser classificada como um tipo específico da RAS por suas semelhanças, pois os silicatos com baixa cristalinidade em geral promovem a reação álcali-sílica e os de melhor cristalização desencadeiam a reação álcali-silicato [2]. Assim a reação álcali-silicato é, em geral, observada em opalas, sílica amorfa, calcedônica, cristobalita e tridimita, além de vidros naturais ou vulcânicos e artificiais (pyrex). A RAS foi identificada em diversas obras de grande porte no Brasil, como pode ser visto no trabalho de Couto [3].

Diversas ações podem ser realizadas para minimizar os efeitos da RAA. A ação mais eficiente é a substituição do agregado por outro não reativo, mas os custos para tal operação podem tornar a execução da obra inviável. Não obstante misturar um agregado reativo com um não reativo pode minimizar os efeitos. Collins e Bareham [4] constataram que os íons metálicos são diluídos pela água absorvida pelos agregados porosos, levando à redução da expansão. Ducman *et al* [5] utilizaram um agregado altamente reativo, porém bastante poroso. Os poros se mostraram suficientes para acomodar todo o gel formado, sem provocar danos ao concreto.

Outra ação interessante é empregar cimento de baixa alcalinidade, reduzindo a disponibilidade de íons alcalinos. No entanto esta medida pode ser ineficaz caso existam outras fontes de íons alcalinos, como de adições e aditivos, assim como sais degelantes e água do mar [6].

O emprego de adições químicas pode levar a resultados expressivos, como os sais de lítio. Para Qinghan *et al* [7] e Lumley [8], o lítio participa da formação do gel mais ativamente que os íons metálicos sódio e potássio, sendo seu produto não expansivo, visto que o lítio reduz o esqueleto da parte sólida do gel, dificultando a absorção da água. Porém seu uso deve ser cauteloso. Os sais de lítio, assim como o hidróxido de lítio, carregam consigo íons hidroxila, e, ao participar dos produtos de hidratação, liberam este íons hidroxila para os poros do concreto, aumentando o pH do ambiente [9]. Interessante notar que, para Mo *et al* [10], o emprego do sal

de lítio não promove aumento na concentração de íons hidroxila, o que contribuiria para sua eficácia.

Ao mesmo tempo, o lítio entra na composição do C-S-H, deixando mais íons metálicos alcalinos em solução, aumentando o potencial reativo do sistema. Assim sendo, quando a quantidade de lítio for pequena, além de haver mais álcalis nos poros do concreto, não sobraram íons de lítio para participar da formação do gel de sílica. Além dos sais de lítio, Diamond [11] estudou a adição de nitrato de lítio (LiNO_3). O nitrato de lítio não aumenta a concentração de íons hidroxila (e, por consequência, não aumenta o pH) por não se dissolver na água de amassamento. Assim a quantidade adicionada pode ser menor, respeitando a parte que será absorvida durante a hidratação do concreto. Qian *et al* [12] observaram que o hidróxido de lítio e outros sais de lítio foram eficientes no combate a reação álcali-sílica, porém causaram aumento ou até iniciaram a reação álcali-carbonato. Silva [13] observou que, a partir de um limite, a adição de nitrato de lítio não mais alterava sua eficiência, e que, em testes de mais de 30 dias, a mistura com nitrato conseguiu manter sua redução, em contraste ao observado com a adição de cinza volante.

De qualquer forma, a ação mais empregada para minimizar e até suprimir a reação álcali-agregado é substituir parcialmente o cimento por adições minerais, principalmente materiais pozolânicos [14]. Dentre esses materiais pode-se citar as pozolanas naturais, a cinza volante (fly-ash), cinza de casca de arroz, escória de alto forno e o fumo de sílica (sílica ativa) como sendo as mais comuns. Além de combaterem a expansão causada pela reação álcali-agregado, a adição de materiais pozolânicos melhora outras propriedades do concreto, como, por exemplo, a permeabilidade, a resistência ao calor, a difusividade (devido à densificação da matriz) e o tamanho da zona de transição, devido à presença de partículas sólidas menores [15]. Munhoz [16] verificou que, conforme o aumento do teor de adições de escória de alto-forno, cinza volante, metacaulim e de sílica ativa, a expansão devida a RAA é reduzida, assim como Silveira [17], que analisou os efeitos da adição de cinzas de casca de arroz.

Cabe ressaltar que, de acordo com Ramachandran [18], a eficácia com que as misturas de pozolanas naturais, cinza volante, cinza de casca de arroz, escória de alto forno e sílica ativa previnem os efeitos da reação álcali-agregado, vai depender da composição química das misturas (como porcentagem de SiO_2 e íons alcalinos livres), a quantidade adicionada, o tipo de agregado (o tipo de reação que será combatida) e o tipo de álcalis no cimento (Sódio, Potássio ou Lítio).

Dos produtos com características pozolânicas, a escória de acaria, resultante do processo de produção do aço, é considerada um subproduto sem valor para comercialização e tratada como

Tabela 1 – Características do cimento empregado – CP V ARI RS

Propriedade	Método de ensaio	Resultado	Especificação da NBR 15577-4
Equivalente alcalino em Na_2O^*	NBR 14 656	0,780 %	$(0,90 \pm 0,10) \%$
Óxido de cálcio livre	NBR NM 12	1,31 %	-
Área específica Blaine	NBR NM 76	4743 cm^2/g	$(4900 \pm 200) \text{ cm}^2/\text{g}$
Expansibilidade em autoclave	ASTM C 151	0,08 %	< 0,20%

(*) Equivalente alcalino em $\text{Na}_2\text{O} = 0,658 \text{ K}_2\text{O} \% + \text{Na}_2\text{O} \%$

Tabela 2 – Características da areia empregada

Determinação	Resultados	Limites NBR-7412/82
Material fino passante na peneira 0,075 mm	0,0%	≤ 1,0%
Conglomerados argilosos	0,0%	≤ 0,2%
Teor de feldspato entre peneiras 2,4 e 1,2 mm	2,4 %	≤ 15,0 %
Teor de mica entre peneiras 0,3 e 0,15 mm	1,9 %	≤ 2,0 %
Impurezas orgânicas	< 100 ppm	≤ 100 ppm

Fonte: IPT (28)

refugo, pois é composta por elementos que não são importantes para a constituição do aço. A escória de aciaria é caracterizada pela sua composição de óxidos como o óxido de cálcio (CaO) e óxido de magnésio (MgO), e apresenta uma estrutura porosa, por onde migra a água, reagindo com o óxido de cálcio livre e originando o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), cuja estrutura cristalina tem maior volume, aumentando cerca de 99% do volume inicial. Esse aumento de volume deforma a estrutura cristalina já definida da escória de aciaria, gerando tensões de tração que, posteriormente, geram microfissuras e expansão [19]. No concreto a alta relação Ca/Si da escória de aciaria faz com que haja cal livre com potencial de expansão [20], lembrando que o cálcio é imprescindível para o processo expansivo do gel [21].

A escória de aciaria é objeto de estudo para emprego na construção civil. Luxaán *et al* [22] realizaram estudos de estabilidade química e mineralógica em escórias produzidas em fornos de arco elétrico, observando que não há impedimentos para emprego como material de construção. Já Tsakiridis *et al* [23] utilizaram a escória de aciaria como substituição parcial de matéria prima na produção do clinquer de cimento Portland, tendo obtido por meio de ensaios físicos e mecânicos que a substituição não afeta de forma nega-

tiva a qualidade de um cimento. Qiang e Peiyu [24] corroboram o estudo anterior ao concluir que a escória de aciaria tem hidratação similar ao cimento, quando devidamente particularizada, formando compostos de C-S-H e hidróxido de cálcio.

É interessante observar que Xuequan *et al* [25] empregaram a escória de aciaria, juntamente com cinza volante (fly ash), para produção de um cimento com propriedades cimentícias condizentes, inclusive consumindo parte dos álcalis durante a hidratação, o que leva a redução da expansão devido a reação álcali-agregado. Este artigo apresenta uma avaliação quanto o emprego da escória de aciaria elétrica na minimização da expansão decorrente da reação álcali-agregado, baseado nos métodos de ensaio estabelecidos pela NBR 15577:2008 [26], ou seja, como substituição parcial do cimento, não na produção do clinquer. A segunda parte do artigo apresenta as características dos materiais empregados e as técnicas para realizar os ensaios. A terceira parte apresenta os resultados obtidos e na quarta as conclusões do estudo.

2. Materiais e programa experimental

Para elaboração dos trabalhos foram utilizados os métodos de ensaio

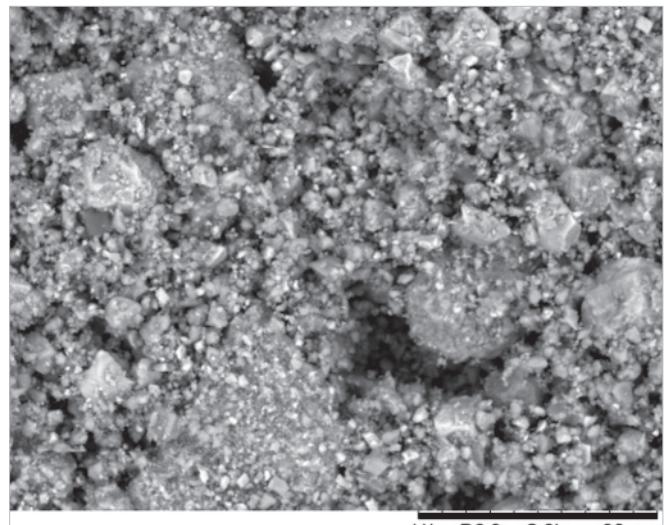
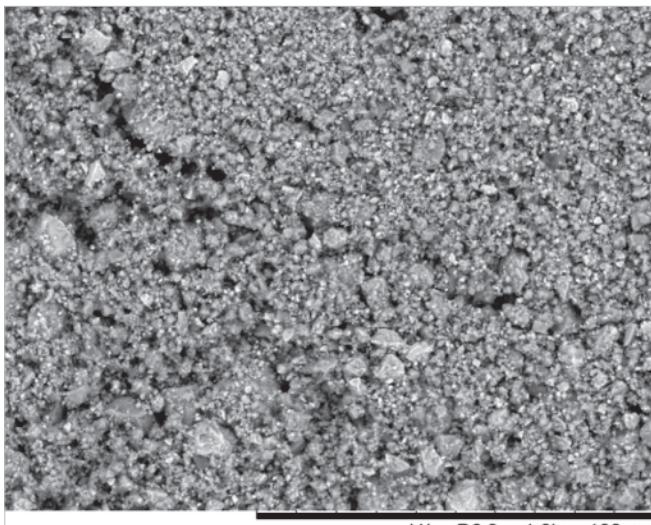
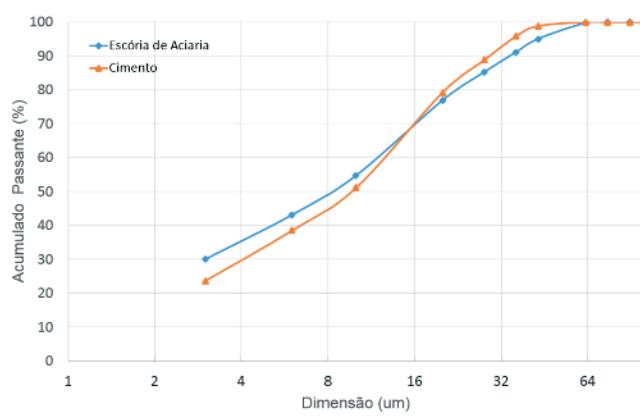
Figura 1 – Microscopia da escória de aciaria elétrica moída (1000x e 2000x)

Figura 2 – Granulometria a laser da escória de aciaria e do cimento empregado



estabelecidos pela NBR 15577:2008 e os materiais empregados foram: cimento CP V ARI RS, que contém características semelhantes ao recomendado pela NBR 15577, conforme pode ser observado na Tabela 1; agregado basáltico de granulação fina, contendo vidro

Tabela 3 – Composição química da escória, por espectrômetro de fluorescência de raio X

Composição química	Escória de aciaria
Fe ₂ O ₃ (%)	30,7
SiO ₂ (%)	24,1
CaO (%)	21,3
Al ₂ O ₃ (%)	7,0
MgO (%)	6,3
MnO (%)	4,0
Cr ₂ O ₃ (%)	1,1
TiO ₂ (%)	0,9
P2O ₅ (%)	0,5
Na ₂ O (%)	0,4
K ₂ O (%)	0,4
SO ₃ (%)	0,4
BaO (%)	0,4
V ₂ O ₅ (%)	0,1
SrO (%)	0,1
ZrO ₂ , Nb ₂ O ₅ , ZnO, Cl (%)	<0,1
Basicidade	1,85
CaO livre	0,97

Figura 3 – Difração de raio X da escória de aciaria

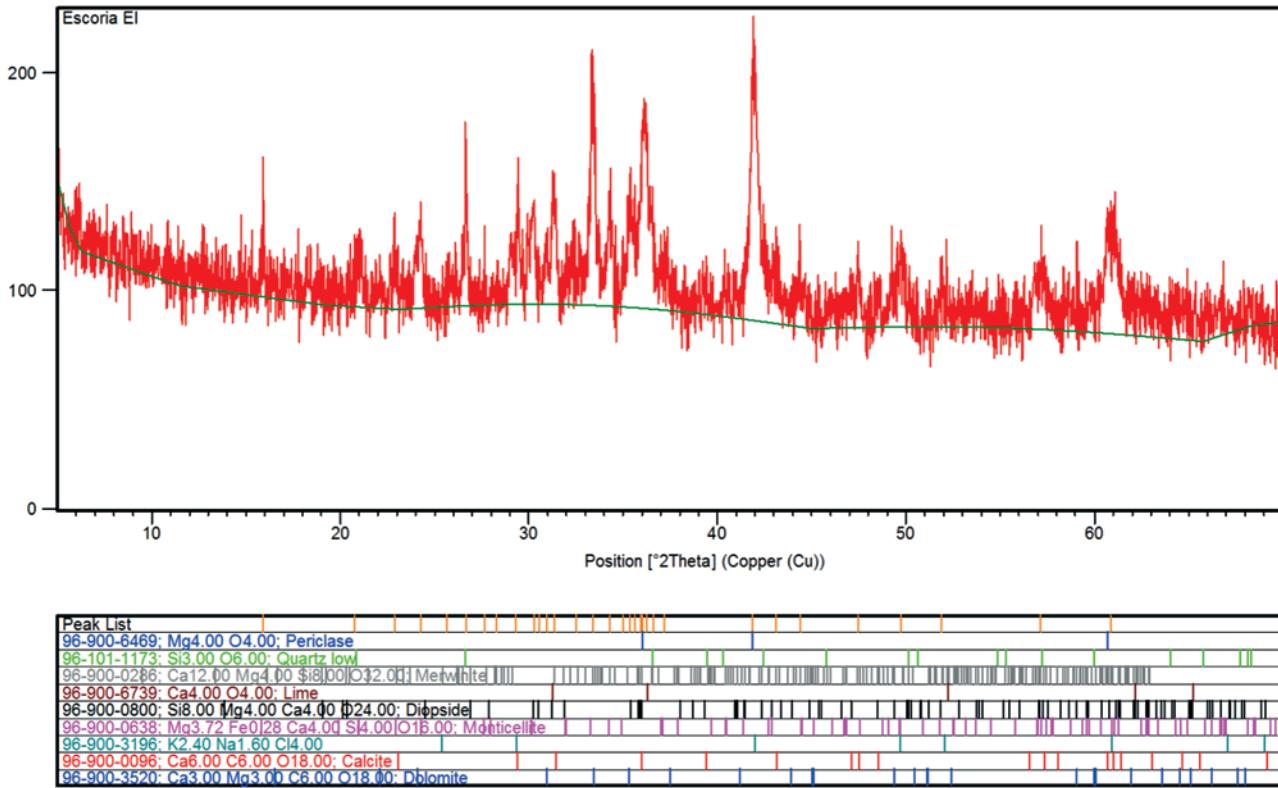


Tabela 4 – Composição física da escória

Composição física	Escória de aciaria
Massa específica aparente	3,76 g/cm ³
Expansibilidade (NBR 11582)	0 mm

vulcânico disseminado na matriz; areia normal brasileira, adquirida no IPT, com características apresentadas na Tabela 2; e escória de aciaria elétrica. A escória foi moída em um moinho de bolas, sendo separado o material passante da peneira 0,075 mm. Sua microscopia é vista na Figura 1. Percebe-se que os grãos de escória apresentam formas não-lamelares e distribuição granulométrica com diâmetros inferiores a 10µm, com grande quantidade de grãos com diâmetro inferior a 3µm. Na granulometria a laser, apresentada na Figura 2, percebe-se que o resíduo tem granulometria semelhante ao cimento empregado, adequado para uso como adição mineral.

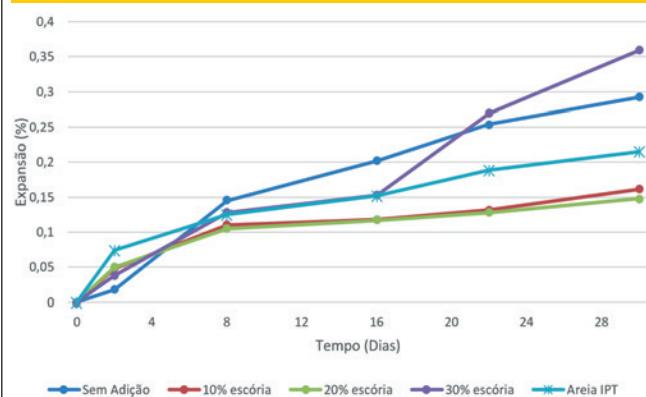
Na difração de raio X, apresentada na Figura 3, os principais compostos observados são o periclásio (óxido de magnésio), quartzo (sílica), cal (óxido de cálcio), álcalis (potássio e sódio), dolomita ($\text{CaCO}_3\text{-MgCO}_3$), e calcita (CaCO_3).

Na sequência, as Tabelas 3 e 4 apresentam as principais características da escória de aciaria empregada. Interessante notar que no ensaio de expansibilidade, realizado conforme as recomendações da NBR 11582:2012 [27], não apresentou expansão. No entanto o ensaio foi avaliado apenas até o 7º dia.

Após a separação dos materiais necessários foi dado início aos ensaios, seguindo as recomendações da NBR 15577:2008, partes 4 e 5. As quantidades de agregados reativos indicados pela norma utilizada dizem respeito à moldagem de três barras prismáticas de argamassa, de seção quadrada com $(25 \pm 0,7)$ mm de lado e 285 mm de comprimento. Para dosagem da argamassa foi utilizada uma parte de cimento para 2,25 partes, em massa, de agregado classificado, e relação água/aglomerante (cimento + escória) igual a 0,47 em massa. Assim, foram moldadas três barras prismáticas de argamassa para cada percentual de substituição de cimento por escória, bem como barras de referência (apenas com cimento e agregado reativo) e ainda barras com cimento e areia. Um resumo é apresentado na Tabela 5.

Após a moldagem, as barras foram colocadas em repouso por 24 h em cura úmida. Decorrido o período de cura, as mesmas foram identificadas e feita uma leitura orientativa por meio de um relógio

Figura 4 – Expansão das barras de argamassa



comparador de comprimento.

Posteriormente as barras foram colocadas em um recipiente com água destilada, suficiente para imergi-las totalmente, onde as mesmas permaneceram cobertas por 24 horas em estufa aque-

Figura 5 – Redução de expansão (R), relativa às barras sem adição de escória de aciaria

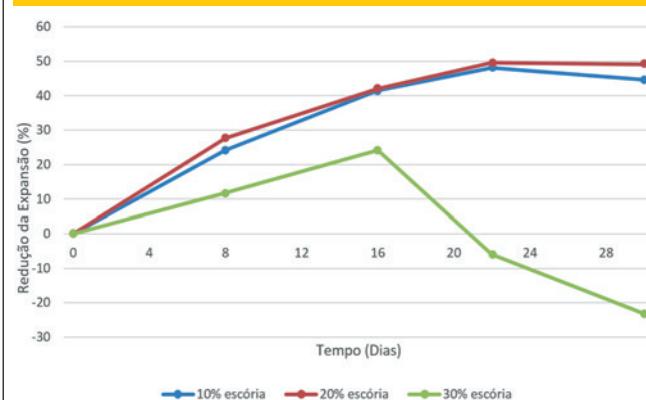
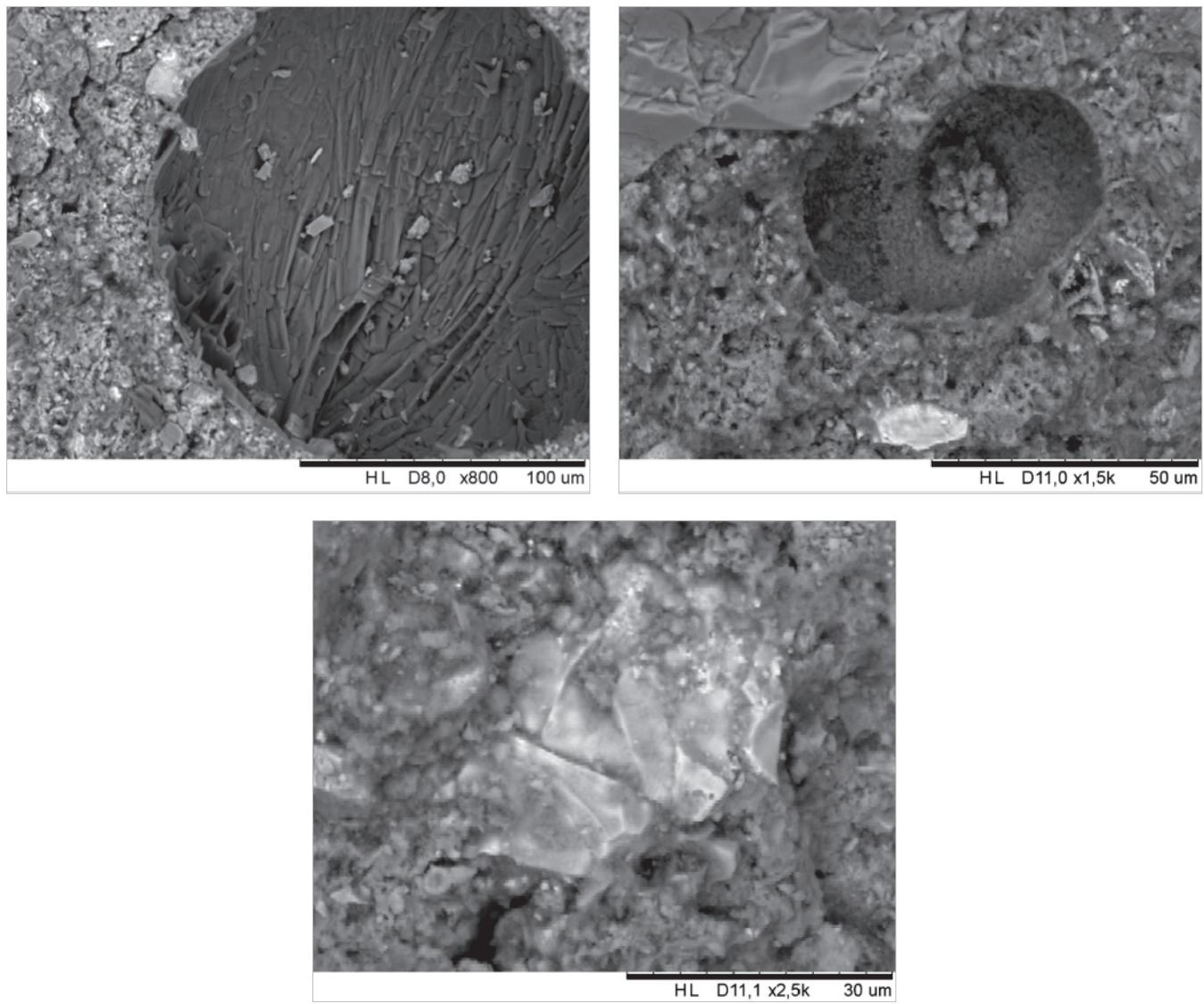


Tabela 5 – Traços e substituições empregados

Traço/substituição	1		Agregado (g)	Água (g)
	Cimento (g)	Escória (g)		
0% (Ref)	146,67	-	330,00	68,93
10%	132,00	14,67	330,00	68,93
20%	117,34	29,33	330,00	68,93
30%	102,66	44,01	330,00	68,93
Areia	146,67	-	330,00	68,93

Figura 6 – Microscopia dos prismas de argamassa para substituição de 30% de escória (800x, 1500x, e 2500x)



cida previamente a 80,0°C . Em seguida foi efetuada uma nova medição e então colocadas em um recipiente de inox coberto, com solução suficiente de NaOH, com concentração de 4%, para que ficassem totalmente imersas e retornadas a estufa regulada em 80,0°C. A temperatura acelera as reações, enquanto que a solução fornece íons alcalinos suficientes, tornando possível a identificação de resultados em um curto espaço de tempo.

Seguindo o prescrito pela norma, foram efetuadas leituras aos 8, 16, 22 e 30 dias, contados a partir da moldagem, para registro das reações apresentadas em cada amostra.

3. Resultados e discussões

Ao término das atividades em laboratório foi possível constatar expansão já nas primeiras medições. A Figura 4 apresenta gráfi-

camente a evolução da expansão média pelo tempo. O percentual de expansão foi obtido pela seguinte expressão:

$$R = 100 \frac{E_4 - E_5}{E_4} \quad (1)$$

em que R é a porcentagem de redução da expansão, E_4 é a expansão média das barras sem adição (%) e E_5 é a expansão média das barras com adição (%). Os resultados são apresentados na Figura 5.

Pode-se observar na Figura 5, assim como na Figura 4, que a escória de aciaria foi efetiva na redução decorrente da reação álcali-agregado, devendo, no entanto, ser empregada com critério.

Das barras com adição, o menor percentual de expansão média foi observado na barra com 20% de substituição, com 0,12% aos 16 dias e 0,15% aos 30 dias.

Segundo especificações da NBR 15577-1, apenas quando a expansão for menor que 0,10% aos 16 dias houve a mitigação da reação, o que não foi atingido pelas substituições propostas. No entanto, conforme pode ser observado na Figura 5, houve redução contundente na expansão, na ordem de 40%. É provável que o agregado possua potencial reativo muito elevado, e, como a própria norma reporta, é interessante realizar análise, neste caso, com agregados de menor reatividade.

Outro ponto a ser observado é que a barra com substituição de 30% apresentou significativa redução da expansão aos 16 dias, porém aos 30 dias foi observada expansão. Microscopia eletrônica por varredura foi empregada nas barras com 30% de substituição de cimento por escória de aciaria, que pode ser vista na Figura 6. As duas primeiras imagens, a uma aproximação de 800x e 1500x respectivamente, apresentam uma partícula da escória, com uma aparente borda de reação. Na terceira imagem, de uma partícula de agregado, não há qualquer indício de borda de reação (gel), indicando que a expansão por reação álcali-agregado foi contida, talvez até mitigada. A causa provável da expansão, então, seria o óxido de cálcio livre [20].

Fica um ponto a ser elucidado, em que o excesso de cálcio, ao invés de auxiliar na expansão como seria esperado (vide [21], por exemplo), conteve a reação álcali-agregado.

4. Conclusões

O estudo realizado permitiu a avaliação da eficácia do emprego da escória de aciaria na redução da expansão decorrente da reação álcali-agregado. O agregado basáltico, que contém vidro vulcânico disseminado na matriz, se mostrou reativo, apresentando expansão de 0,86 mm (0,29%) aos 30 dias, acima do limite estabelecido pela norma NBR 15577:2008.

Com relação às adições, observa-se que aos 16 dias ocorreu redução significativa da expansão das barras moldadas com 10% e 20% de escória de aciaria, obtendo redução de quase 54%. Não obstante a redução não levou a expansão inferior ao preconizado por norma, de 0,10%. Ademais, é importante observar que a expansão continua a se desenvolver até a idade de 30 dias de ensaio, o que implica que o agente que desenvolve a expansão não foi contido.

É levantada a hipótese de que a expansão tenha decorrido por excesso de óxido de cálcio livre e de óxido de magnésio, pois não foram observadas bordas de reação ou bolsas de gel nos corpos de prova com teor de 10, 20 e 30% de escória.

Estes fatos levam a conclusão de que uma escória com alto teor de óxido de cálcio (CaO) pode ter efeito inverso ao esperado, podendo mitigar a RAA, mas mesmo assim expandir pela existência de óxido de cálcio livre e óxido de magnésio.

5. Agradecimentos

Os autores agradecem à UTFPR-PB pelo financiamento da pesquisa, e ao Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento – LACTEC, pelo fornecimento do agregado reativo. Também agradecem a prof. Dr. Caroline Angulski da Luz por auxiliar na realização dos ensaios de DR-X e granulometria a laser.

6. Referências bibliográficas

- [1] Pan, J. W.; Feng, Y. T.; Wang, J. T.; Sun, Q. C.; Zhang, C. H.; Owen, D. R. J. Modeling of alkali-silica reaction in concrete: a review. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, v.6, n.1, 2012; p.1-18.
- [2] Tiecher, F. Influence of the crystallinity and deformation of quartz on alkali-aggregate reaction – in portuguese. Ph.D. Thesis, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.
- [3] Couto, T. A. Alkali-aggregate reaction: a study of the phenomenon in siliceous rocks – in portuguese. Master thesis, Federal University of Goiás, Goiânia, 2008.
- [4] Collins, R. J.; Bareham, P. D. Alkali-silica reaction: suppression of expansion using porous aggregate. *Cement and Concrete Research*, v.17, n.1, 1987; p.89-96.
- [5] Ducman, V.; Mladenovic, A.; Suput, J. S. Lightweight aggregate based on waste glass and its alkali-silica reactivity. *Cement and Concrete Research*, v.32, n.2, 2002; p.223-226.
- [6] Jensen, A. D.; Chatterji, S.; Christensen, P.; Thaulow, N.; Gudmundsson, H. Studies of alkali-silica reaction. Part 1: a comparison of two accelerated test methods. *Cement and Concrete Research*, v.12, n.5, 1982; p.641-647.
- [7] Qinghan, B.; Nishibayashi, S.; Xuequan, W.; Yoshino, A.; Hong, Z.; Tiecheng, W.; Mingshu, T. Preliminary study of effect of LiNO₂ on expansion of mortars subjected to alkali-silica reaction. *Cement and Concrete Research*, v.25, n.8, 1995; p.1647-1654.
- [8] Lumley, J. S. ASR suppression by lithium compounds. *Cement and Concrete Research*, v.27, n.2, 1997; p.235-244.
- [9] Diamond, S. Alkali Silica Reactions - some paradoxes. *Cement and Concrete Composites*, v.19, n.5-6, 1997; p.391-401.
- [10] Mo, X.; Jin, T.; Li, G.; Wang, K.; Xu, Z.; Tang, M. Alkali-aggregate reaction suppressed by chemical admixture at 80°C. *Construction and Building Materials*, v.19, 2005; p.473-479.
- [11] Diamond, S. Unique response of LiNO₃ as an alkali silica reaction-preventive admixture. *Cement and Concrete Research*, v.29, n.8, 1999; p.1271-1275.
- [12] Qian, G.; Deng, M.; Tang, M. Expansion of siliceous and dolomitic aggregates in lithium hydroxide solution. *Cement and Concrete Research*, v.32, n.5, 2002; p.763-768.
- [13] Silva, D. J. F. Study of effects of lithium nitrate on expansion of mortars subjected to alkali-silica reaction – in portuguese. Master thesis, São Paulo State University, Ilha Solteira, 2007.
- [14] Monteiro, P. J. M.; Wang, K.; Sposito, G.; Santos, M. C.; Andrade, W. P. Influence of mineral admixtures on the alkali-aggregate reaction. *Cement and Concrete Research*, v.27, n.12, 1997; p.1899-1909.
- [15] Bijen, J. Benefits of slag and fly-ash. *Construction and Building Materials*, v.10, n.5, 1996; p.309-314.
- [16] Munhoz, F. A. C. Effect of mineral admixtures in controlling the alkali-silica reaction and alkali-silicate reaction – in portuguese. Master Thesis, Polytechnic School of the University of São Paulo, São Paulo, 2007.
- [17] Silveira, A. A. Contribution to the study of rice husk ash admixtures on concretes submitted to alkali-aggregate reactions – in portuguese. Ph.D. Thesis, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

- [18] Ramachandran, V. S. Alkali-aggregate expansion inhibiting admixtures. *Cement and Concrete Composites*, v.20, n.2-3, 1998; p.149-161.
- [19] Masuero, A. B.; Dal Molin, D. C. C.; Vilela, A. C. F. Stabilization and technical feasibility of electric steel slag – in portuguese. *Ambiente Construído (On-line)*, v.4, n.2, 2004; p.57-81.
- [20] Hermann, A.; Souza, L.; Luz, C. A.; Pereira Filho, J. I. Valorização da escória de aciaria em cimentos aluminosos e cimento Portland. In: Encontro Latino-americano sobre Edificações e Comunidades Sustentáveis, Vitória-ES, 2011.
- [21] Lindgard, J.; Andiç-Çakir, O.; Fernandes, I.; Ronning, T. F.; Thomas, M. D. A. Alkali-silica reactions (ASR): Literature review on parameters influencing laboratory performance testing. *Cement and Concrete Research*, v. 42, 2012; p.223-243.
- [22] Luxâan, M. P.; Sotolongo, R.; Dorrego, F.; Herrero, E. Characteristics of the slags produced in the fusion of scrap steel by electric arc furnace. *Cement and Concrete Research*, v. 30, 2000; p. 517-519.
- [23] Tsakirids, P. E.; Papadimitriou, G. D.; Tsivilis, S.; Koroneos, C. Utilization of steel slag for Portland cement clinker production. *Journal of Hazardous Materials*, v. 152, 2008; p. 805-811.
- [24] Qiang, W.; Peiyu, Y. Hydration properties of basic oxygen furnace steel slag. *Construction and Building Materials*, v. 24, 2010; p. 1134-1140.
- [25] Xuequan, W.; Hong, Z.; Xinkai, H.; Husen, L. Study on steel slag and fly ash composite Portland cement. *Cement and Concrete Research*, v. 29, 1999; p. 1103-1106.
- [26] Brazilian Technical Standards Association. Aggregates: Alkali-aggregate reactivity. NBR 15577, Rio de Janeiro, 2008.
- [27] Brazilian Technical Standards Association. Portland cement – Determination of soundness by the Le Chatelier method – Method of test. NBR 11582, Rio de Janeiro, 2012.
- [28] Instituto de Pesquisas Tecnológicas. Brazilian standard sand. In: <<http://www.ikt.br/solucoes/255.htm>>

Concrete modulus of elasticity assessment using digital image correlation

Determinação do módulo de elasticidade do concreto utilizando a correlação de imagem digital

A. H. A. SANTOS ^a
ayrtonhugo@yahoo.com.br

R. L. S. PITANGUEIRA ^a
roque@dees.ufmg.br

G. O. RIBEIRO ^a
gabriel@dees.ufmg.br

E. V. M. CARRASCO ^a
mantilla@dees.ufmg.br

Abstract

This paper presents the use of the technique of digital image correlation for obtaining the elasticity modulus of concrete. The proposed system uses a USB microscope that captures images at a rate of five frames per second. The stored data are correlated with the applied loads, and a stress-strain curve is generated to determine the concrete compressive modulus of elasticity. Two different concretes were produced and tested using the proposed system. The results were compared with the results obtained using a traditional strain gauge. It was observed a difference in the range of 4% between the two methods, wherein this difference depends on some parameters in the case of the DIC results, as focal length and a video capture resolution, indicating that DIC technique can be used to obtain mechanical properties of concrete.

Keywords: experimental testing, concrete strain, concrete structures.

Resumo

O presente artigo apresenta o uso da técnica de correlação de imagem digital para a obtenção do módulo de elasticidade do concreto. O sistema proposto utiliza um microscópio USB que capta as imagens a uma taxa de 5 quadros por segundo. Posteriormente, os dados armazenados são compatibilizados com as cargas aplicadas e a curva tensão-deformação é gerada para determinação do módulo de elasticidade longitudinal do concreto à compressão. Dois concretos distintos foram produzidos e ensaiados utilizando o sistema proposto. Os resultados foram comparados com os obtidos com a metodologia tradicional, que utiliza Clips Gauges. Foi observada uma diferença na faixa de 4% entre os dois métodos, sendo que essa diferença depende de alguns parâmetros no caso dos resultados do DIC, a distância focal e a resolução do vídeo, indicando que a técnica de correlação de imagem digital pode ser utilizada para a obtenção de propriedades mecânicas do concreto.

Palavras-chave: análise experimental, deformação do concreto, estruturas de concreto.

^a Department of Structural Engineering, School of Engineering of the Federal University of Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brazil.

Received: 28 Aug 2015 • Accepted: 29 Mar 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introduction

An evaluation of the concrete compressive modulus of elasticity is obtained directly from the stress-strain curve experimentally. Normal techniques, such as the Brazilian standard (NBR 8522 [1]) and the American standard (C469 [2]), suggest methods for concrete strain determination using an electrical resistance strain gauge, a demec mechanical strain gauge and a compressometer. An electrical strain gauge is the most widely used method for concrete strain determination (HUANG[3]). However, the adhesion of the strain gauge in a concrete sample requires time and attention from the workers, and the adhesion is not reused and results in a technique that is unsustainable. Additionally, the use of a strain gauge determines the size of the concrete samples for this application. Consequently, a strain gauge cannot be attached to smaller or larger parts unless the size is specified by the strain gauge producers. In recent decades, new technologies, such as acoustic emission (HUANG et al. [4] and KORENSKA et al.[5]), digital image correlation (CHU et al. [6], SUTTON et al.[7], BRUCK et al.[8], LUO et al. [9], HUANG et al. [10], SANTOS et al.[11]) and shearography (HUNG [12], HUANG et al.[13]), have been used for certain mechanical parameters of concrete, including the elasticity modulus. Among these techniques, digital image correlation (DIC) has gained rapid recognition. The DIC technique has several advantages, including accuracy, dynamics and the rapid analysis of data. This technique uses speckle patterns (natural or artificial) as information carriers. By matching the surface speckles captured be-

fore and after a deformation or displacement using a correlation function, adequate speckle displacement can be easily obtained (SUTTON et al.[14]).

The use of the DIC technique has been widely accepted in structures engineering because it is an important method for characterizing the mechanical response of homogenous (LAGATTU et al. [15], LOCKWOOD et al. [16], REYNOLDS and REYNOLDS[17], YAN and SUTTON[18]) and heterogeneous materials (PETERS and RANSON[19], CHOI and SHAH [20], PAN et al. [21], MCCORMICK and LORD [22], SUTTON et al.[23] undergoing nominally planar deformation, especially when evaluating the fracture behavior (CORR et al. [24], HELM [25], SUBRAMANIAN et al.[26], WU et al. [27]. When using the DIC technique for an evaluation of the elasticity modulus of concrete, the work of ROBERT et al. [28] was the first to demonstrate excellent correlation between the results obtained for the DIC technique with the results obtained by the traditional method. Other work which also made this comparison was to HUANG et al.[3]. In this study, HUANG et al.[3] used two high-resolution CCD cameras equipped with long working distance lens. The proposed system that is presented in this paper uses a single USB microscope.

Using the principle of DIC, the motion estimated for each point is obtained from the expansion of the imaging system (correlation in mm/pixel). According to PAN et al.[21] and SUTTON et al. [29], this estimate only depicts the real point of movement if two requirements are met: (a) the sample surface must be at an angle of 90 degrees to the sensor pickup and remain in this position during loading; (b) the image should not suffer from geometric distortion. Figure 1 shows images of a random pattern of a surface captured

Figure 1 – Object deformed texture pattern and “overall dimensions”

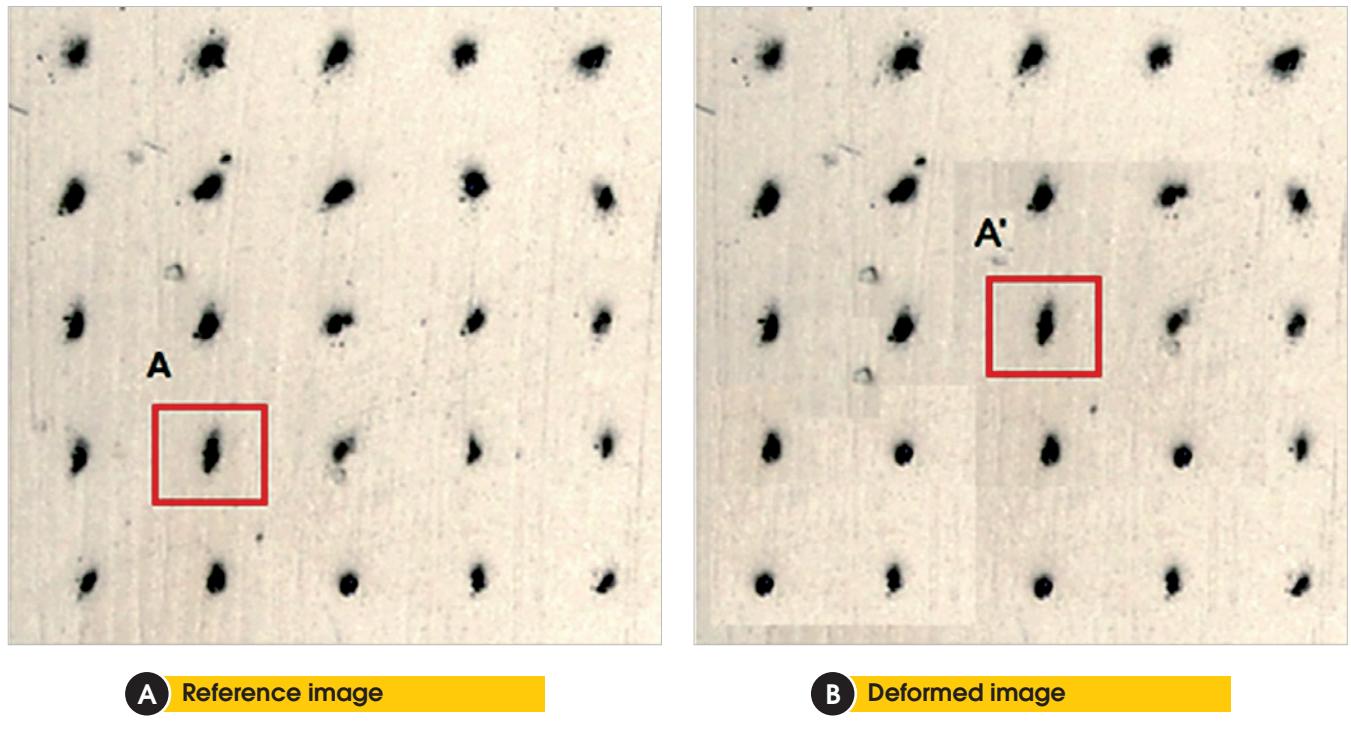
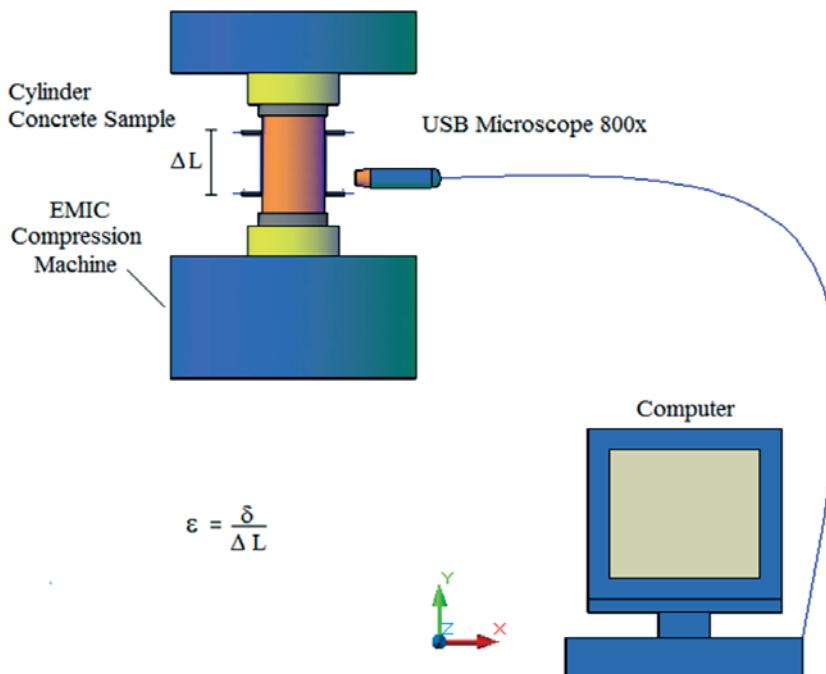


Figure 2 – System that captures digital images

before and after deformation. To determine the displacement of point A, a region near this point is chosen in the reference image (Figure 1a) and in the combined deformed image (Figure 1b). The centroid of the selected rectangular area is used as a reference point for measuring the relative displacements. Additionally, the vertices of the rectangle are used by the image processing software to check the rotation and/or translation of the point.

After capturing the images and the definition of the reference points, subroutines are processed using specific software to store the displacements as rotations (image by image) or as generating coordinates (x, y) (point by point), which are converted using the ratio of pixels per unit length and are adopted as "overall dimensions" as shown in Figure. 1.

This article aims to evaluate the DIC technique for obtaining the elasticity modulus of concrete. Next, specimens of concrete, which were prepared for two different compositions, were used for the test of uniform axial compression. The DIC technique results were compared with the results obtained using the strain gauge methods.

The DIC technique was applied using the USB microscope (800x) and specific software. The elasticity modulus of the concrete was determined using the stress-strain diagram.

2. Material and methods

According to Pan et al.[21], the DIC technique consists of three consecutive steps: (a) The preparation of the sample surface and the experiment, (b) The recording images from the planar surface

of the sample before and after the application of the load, (c) The processing of images acquired using appropriate algorithms to obtain the desired displacements and deformations.

Figure 2 shows the schematic setup of the proposed system for monitoring the deformation of the concrete. A single high-resolution USB microscope was used to capture images in a region (2.0 cm x 1.5 cm). The USB digital microscope (800x) has an image sensor of 1.2 megapixels and a video capture resolution of 1280 x 960 pixels. The rate of capture of the images is five frames per second and is recorded in an AVI video format no compression. The lighting is generated by an LED lamps' microscope.

For the image processing was developed an software using the LabVIEW platform. This software was divided into four parts: 1) Digital Image Acquisition; 2) Data Input; 3) the image processing and 4) Results presentation. In the first stage, images of the specimen, which is already subjected to axial loading, are captured using the USB Microscope 800x. These images are stored in the software memory. In the second step, on first captured image is performed the marking of the area of interest to be studied, from points of interest (Figure 3). These points have a ratio pixel / mm that is transferred to the software memory. The area of interest's center of mass is the reference for the displacement measurements, while the vertices of the area of interest's rectangle are the references used by the processing routines to indicate whether there was rotation or not at the selected point on the surface of the specimen during the test. The point of interest's shape is stored in the software memory by contrast variation of pixels and its distance from the area of interest's center of mass.

Figure 3 – Determination of analysis points



In the third step, the software calculates, frame to frame, the movements of translation and rotation of the points of interest. The determination of these points coordinates is performed using two specific routines implemented in the software for processing images, which are: *shift invariant* and *rotation invariant*. The first routine considers that occurs only small rotations of the area of inter-

est during image processing and that these rotations are up to by four degrees. The second routine considers that will have rotations above four degrees of the area of interest. After the image processing matrices are generated with the coordinates (x, y) to the area of interest's center of mass displacement in each processed image. These displacements are measured in pixels. The last part of the

Figure 4 – Grading curve for (a) fine aggregate, (b) coarse aggregate limestone

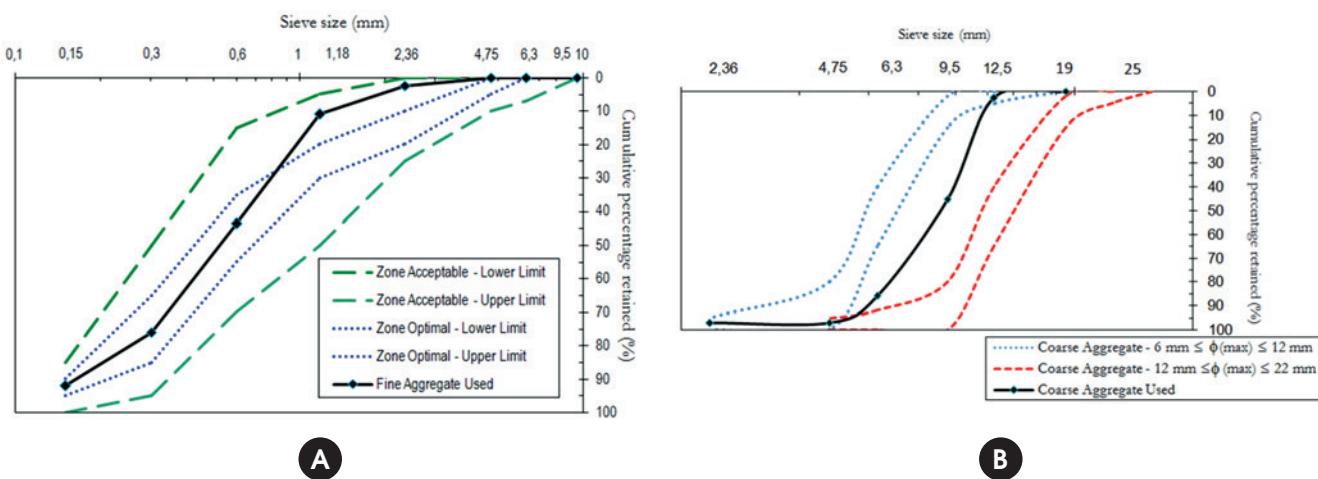


Table 1 – Cement characteristics – CP V ARI RS

Concrete	Cement (kg/m ³)	Coarse aggregate (kg/m ³)	Fine aggregate (kg/m ³)	Water (kg/m ³)	Water/cement ratio A/C	F _c 28 (MPa)
L ₁	400	1200	600	220	0,50	40
L ₂	400	1200	600	220	0,55	33

software searches for these matrices and converts the distance from pixels to millimeters. Stress - strain curve are generated from these matrices and load cell data.

Ten standard cylindrical concrete samples that have a 100-mm diameter and a 200-mm length were produced.

The specimen is under uniform axial compression, which is calculated using the ratio between the load and the initial cross-sectional area of the specimen (Figure 2). The longitudinal strain of the concrete cylinder is obtained from the relative displacement (δ) in the axial direction of two points, is used as the basis of measurement ΔL) and is located on the surface on the specimen surface in the cylinder generatrix. Using the stress-strain diagram, the elasticity modulus of the concrete is determined.

In this paper the surface of the specimen cylindrical is not at angle of 90 degree to the sensor as indicated by PAN et al. [21] and SUTTON et al.[29]. However, for calculation of the deformation using the DIC was used the average value between pairs of points within the monitored area, so that the distortion occurred can be disregarded.

The studied region was prepared prior to testing by sanding the surface and was sprayed with black and white speckles to provide a good contrast image. A template with points spaced at 0.5 mm is generated. The test can be performed without any surface preparation, but the assurance of the monitoring points will be dependent on the randomness of the medium. The focal length of the microscope was 5 cm with an optical zoom of 200 times (200x). Next, the obtained digital scale was approximately 2 $\mu\text{m}/\text{pixel}$ in both image directions. This ratio is suitable for determining deformations that are uniform and constant, when the precision of the deformation attainable is from 153 $\mu\epsilon$.

The proposed method uses samples that were created with a concrete mixture. Both were produced by coarse aggregate limestone, river sand and cement (CP II - E32). No additives were included in the mixture. Figure 4 shows the grading curves of the coarse and fine aggregates, which have a maximum diameter (ϕ_{\max}) of 2.4 mm and 12.5 mm, respectively.

The two types of concrete are denoted by L₁ and L₂. The mix proportions are listed in Table 1. The compressive strength test was performed, and the samples were healed outdoors for 28 days and were protected from direct sunlight.

The average compressive strength that was determined at 28 days (f_c 28) was 40 MPa (for L₁ concrete) to 33 MPa (for L₂ concrete).

Following a standard concrete testing method indicated by technical standards [1,2], specimens were prepared with a surface flatness of contact using sulfur-based capping. The axial compression tests were performed using a servo-hydraulic machine EMIC, Model PC 200. When the cylinder sample was compressed, a series of images was captured and analyzed. To determine the elas-

tic modulus, the elastic section of the stress-strain curve was considered in the narrow range between 0.5 MPa and was 30% of the ultimate concrete strength. The data of the compressive strength were previously estimated using the uniaxial compression test, and the strength data were used to determine the ultimate loading for the cylinder specimens and to determine the static modulus of elasticity in compression. The value of 0.5 MPa is used to ensure a uniform contact between the specimen and the machine, which leads to an approximate initial deformation of 0.0001 mm / mm

Figure 5 – Real setup of the experiment using a servo-hydraulic machine EMIC, Model PC 200 and an USB microscope (800x). The sample is also affixed with traditional strain gauges (mechanical extensometer)



Loading and unloading cycles were performed to stabilize the test at a rate of 0.45 MPa/s for intervals of 30 seconds between loading and unloading.

Using the system of data capture called SPIDER 8, the displacements' information and the applied loads were stored in time. The images captured by the microscope were simultaneously stored on a hard disk in parallel. Once, the data capture system and the microscope are decoupled the variable "time" was adopted as the parameter compatibility information.

The compatibility was performed using an electronic spreadsheet, where, before performing the assay, the simultaneity of the system clocks data capture and the USB microscope was done. Additionally, an equivalent definition for the sampling frequency of the numerical data (5 Hz) and for the rate of image capture (5 fps) was performed before the test. Figure 5 shows a photograph of the experiment assembly.

In addition to the USB microscope (800x), traditional strain gauges (Clip Gauges) were installed diametrically (i.e., opposite the surface of the specimen) to obtain the deformation, and the results were used for comparison with the proposed method.

3. Results and discussion

Figure 6 shows the deformation versus the time curves for the fourth specimen of concrete L1 obtained from the USB microscope and the traditional strain gauges. The loading and unloading cycles are very evident in the curves (Figure 6). This variation was captured by the DIC technique even though the reference length ($\Delta L = 13$ mm) of the image was different from the reference length of the traditional strain gauges ($\Delta L = 100$ mm). The difference between the two curves can be attributed to the non-homogeneity of the composite material as well the difference between the reference length adopted for each of the methods for calculating the deformation.

The DIC technique has always presented a greater deformation than the traditional strain gauges (Figure 6). For the highest stress levels, this difference is reduced. The difference percentage between the curves at point A is 6.5% and at point B is 47.8%.

An improved fitting in the curves for the highest stress may demonstrate that the DIC technique enhances their sensitivity as the deformation increases.

Figure 7 shows typical stress-strain curves for the cylindrical concrete sample CP4 - L₁, that is obtained from the USB microscope and the traditional strain gauges. The resulting curves are very similar to each other. The horizontal shift in the axis of the deformation is a direct consequence of the difference observed and discussed in Figure. 5.

The dispersion of the data (Figure 7) that occurred in the loading and unloading cycles could be related to the fact that the test is held at the same stress level for 30 seconds to stabilize. The cycles may vary because of the apparatus oscillation in the load, which occurs to maintain the stress. For this sample, the difference between the values of the elasticity modulus for the DIC technique and the traditional strain gauges was approximately 3%.

For the other samples, similar curves were obtained, and the average of the elasticity modulus and the standard deviation was calculated (Table 2).

For concrete L₁, the average elasticity modulus that was obtained using the DIC technique was 30.56 GPa, and the average elasticity modulus that was obtained using the traditional strain gauges was 29.49 GPa. For concrete L₂, the average elasticity modulus obtained using the DIC technique was 28.75 GPa, and the average elasticity modulus that was obtained using the traditional strain gauges was 27.97 GPa. The values obtained for the two types of gauges are similar. The difference between these values for the L₁ concrete was 3.63%, and the difference between these values for the L₂ concrete was 2.8%. This divergence can be attributed to the differences of the analysis points, the difference between the reference lengths (ΔL) used to compute the strain for each method and the very characteristic of the inhomogeneous concrete.

For table 2, it is noticed that to DIC strain values using a microscope, thus with a small "optical" strain gauge size (13 mm, of same order of the mean size of the coarse aggregates), has very similar results with a large strain gauge size (100 mm). Analyzing the traditional strain gauge it is observed that it utilizes two diametrically opposed measures, so that the result is an average between these two val-

Figure 6 – Curve deformation versus time for specimen CP4 - L₁

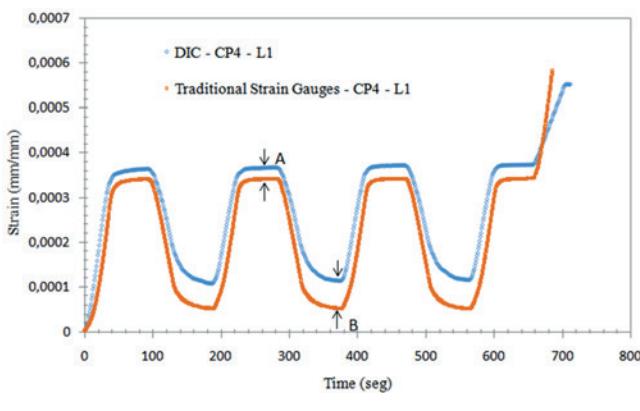


Figure 7 – Stress-strain curve for a 28-day cylindrical concrete sample CP4 - L₁

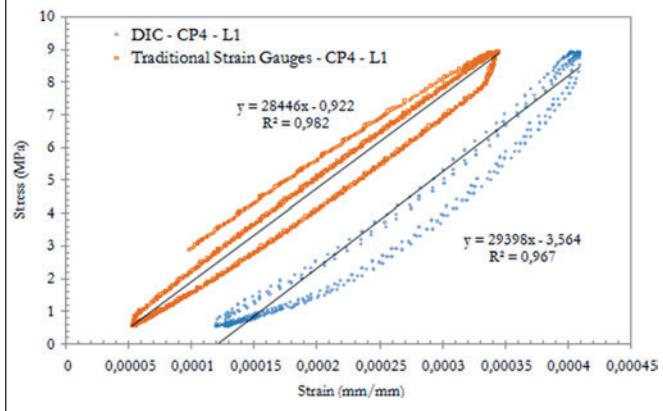


Table 2 – Comparative data between the results obtained using the DIC technique and the traditional strain gauges (MPa)

Type strain gauge	Concrete type							
	L ₁				L ₂			
Specimens	Elasticity modulus	Average	Standard deviation	Specimens	Average	Elasticity modulus	Standard deviation	
DIC	CP1	31541	30557	1431	CP1	29221	28748	1460
	CP2	28317	30557	1431	CP2	27580	28748	1460
	CP3	31811	30557	1431	CP3	26800	28748	1460
	CP4	29398	30557	1431	CP4	31015	28748	1460
	CP5	31719	30557	1431	CP5	29127	28748	1460
Traditional strain gauges	CP1	30763	29487	1072	CP1	30283	27971	1542
	CP2	29084	29487	1072	CP2	28284	27971	1542
	CP3	28376	29487	1072	CP3	25576	27971	1542
	CP4	28446	29487	1072	CP4	28446	27971	1542
	CP5	30767	29487	1072	CP5	27267	27971	1542

ues, which minimizes the possible effect of bending that can occur in the test. In the case of DIC as the monitored area (the reference length $\Delta L = 13 \text{ mm}$) is small, the effect of bending is practically nonexistent. In order to validate this hypothesis the test was performed using DIC repeatedly changing the position of the microscope. The values found for the same specimen were different, but within the range of the standard deviation shown in Table 2. This result shows that the response DIC, even though localized, representing the macroscopic behavior of the axial compression test.

The results showed that the DIC technique provides values equivalent to the values obtained using traditional strain gauges as well as significant advantages. The first major advantage is that the DIC technique can be used without surface preparation or for the preparation of only a small region. Currently, no dependence exists for the randomness of the medium for this technique. The second major advantage is that the dynamics and flexibility of the DIC technique can be applied for studies in which the electrical strain gauge or mechanical strain gauge are not possible, including samples of various sizes. The third advantage includes the accuracy of the system, which can be improved in accordance with the situation by changing both the focal length and the focus area to achieve greater precision. Finally, the proposed system offers low-cost, easy use and sustainability because the hardware can be reused indefinitely.

4. Conclusions

A method for obtaining the concrete strain and displacements using a USB microscope (800x) and for determining the concrete elasticity modulus of compression has been proposed and validated in this paper. The values obtained by the proposed system were of the same order of magnitude of the values generated using the traditional strain gauge. A difference of up to 4% was found for the values of the modulus of elasticity.

New tests will be performed to improve this analysis. For example,

a system will be developed for coupling the load to the images without the need for human intervention. In addition, the installation of other microscopes simultaneously will enable the identification of strains in the longitudinal and transverse plane as well as the outside shooting plane.

Generally, the digital image correlation technique is a technology with a wide range of applications in structures engineering and can be used with any type of material, such as wood and steel.

5. Acknowledgments

The authors gratefully acknowledge the important support received from FAPEMIG (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais) and Pró-Reitoria de Pesquisa da Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG.

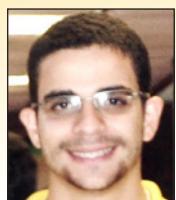
6. Bibliographical references

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 8522. Concreto - Determinação do Módulo Elástico de Elasticidade à Compressão e Diagrama Tensão-Deformação. ABNT, p. 1-9, 2008.
- [2] C469-02, Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. ASTM, p. 1-5, 2002.
- [3] HUANG, H.; LIU, L.; SHAM, F. C.; CHAN, Y. S.; NG, S. P. Optical Strain Gauge vs. Traditional Strain Gauges for Concrete Elasticity Modulus Determination. Optik - International Journal for Light and Electron Optics, v. 121, p. 1635-1641, 2010.
- [4] HUANG, M.; JIANG, L.; LIAW, P. K.; BROOKS, C. R.; SEELEY, R.; KLARSTROM, D. L. Using Acoustic Emission in Fatigue and Fracture Materials Research. JOM – The Minerals, Metals & Materials Society, v. 50, n.11, p.1-12, 1998.

- [5] KORENSKA, M.; PADZERA ,L.; MANYCHOVA, M. Effects of Material Structure of Concrete on Acoustic Emission Signal Parameters. European Working Group on Acoustic Emission (EWGAE), 2010.
- [6] CHU, T. C.; RANSON, W. F.; SUTTON, M. A. Applications of digital-image-correlation techniques to experimental mechanics. *Experimental Mechanics*, v. 25, p. 232-244, 1985.
- [7] SUTTON, M.A.; CHENG, M.; PETERS, W. H.; CHAO, Y. J.; MCNEILL, S. R. Application of an Optimized Digital Correlation Method to Planar Deformation Analysis. *Image Vision Computer*, v. 4, p. 143-150, 1986.
- [8] BRUCK, H.; McNEILL, S.; SUTTON, M. A.; PETERS, W. Digital Image Correlation Using Newton-Raphson Method of Partial Differential Correction. *Experimental Mechanics*, v. 29, p. 261-267, 1989.
- [9] LUO, P. F.; CHAO, Y. J.; SUTTON, M. A.; PETERS, W. H. Accurate Measurement of Three Dimensional Deformations in Deformable and Rigid Bodies Using Computer Vision. *Experimental Mechanics*, v. 33, p. 123-132, 1993.
- [10] HUANG, Y.H.; QUAN, C.; TAY, C.J.; CHEN, L. J. Shape Measurement by The Use of Digital Image Correlation. *Optical Engineering*, v. 40 n.8, p. 1-7, 2005.
- [11] SANTOS, A. H. A.; PITANGUEIRA, R. L. S.; RIBEIRO, G. O; CALDAS, R. B. Study of size effect using Digital Image Correlation. *Revista Ibracon*, v.8 n.3, p.323-340, 2015
- [12] HUNG, Y. Y.; SHEAROGRAPHY: A New Optical Method for Strain Measurement and Nondestructive Testing. *Optical Engeeniring*, v. 21, n.3, p.391-395, 1982.
- [13] HUANG, Y. H.; NG, S.P.; LIU, L.; CHEN, Y. S.; HUNG, M.Y. Y. Shearographicphase Retrieval Using One Single Specklegram: A Clustering Approach. *Optical Engeenring*, v. 47, n. 5, 2008.
- [14] SUTTON, M. A.; McNEILL, S. R.; HELM, J. D.; CHAO, Y. J. Advances in Two-Dimensional and Three-Dimensional Computer Vision. *Topics in Applied Physics*, v. 77, p. 323-372, 2000.
- [15] LAGATTU F, BRILLAUD J, LAFARIE-FRENOT MC. High strain gradient measurements by using digital image correlation technique. *Mater Charact* 2004;53:17–28.
- [16] LOCKWOOD WD, TOMAZ B, REYNOLDS AP. Mechanical response of friction stir welded AA2024: experiment and modeling. *Mater Sci Eng* 2002;A323: 348–53.
- [17] Reynolds AP, Duvall F. Digital image correlation for determination of weld and base metal constitutive behavior. *Welding J* 1999;78(10):355s–60s.
- [18] YAN J, SUTTON MA, REYNOLDS AP, SAMERA, HORSLEY D. Characterization of heterogeneous response of pipeline steel weld using digital image correlation. In: Proceedings of the 2006 SEM annual conference and exposition on experimental and applied mechanics, June 4–7 2006, St Louis, Missouri, USA, 2006, vol. 1. p. 90–6.
- [19] PETERS, W. H.; RANSON, W. F.; Digital Imaging Techniques in Experimental Stress Analysis. *Optical Engineering*, v. 21, p. 427-431, 1981.
- [20] CHOI, S.; SHAH, S. P. Measurement of Deformations on Concrete Subjected to Compression Using Image Correlation. *Experimental Mechanics*, v. 37, p. 307-313, 1997.
- [21] PAN, B.; QUIAN, K.; XIE, H.; ASUNDI, A. Two-dimensional Digital Image Correlation for in-plane Displacement and Strain Measurement: A Review. *Measurement Science and Technology*, v. 20, p. 1-17, 2009.
- [22] McCORMICK, N.; LORD, J. Digital Image Correlation for Structural Measurements. *Civil Engineering*, v. 165, p. 185-190, 2012.
- [23] SUTTON, M.A.; ORTEU, J.-J.; SCHREIER, H.W.. *Image Correlation for Shape, Motion and Deformation Measurements - Basic Concepts, Theory and Applications*, Springer, 2009. ISBN 978-0-387-78746-6.
- [24] CORR, D.; ACCARDI, M.; GRAHAN-BRADY,L.; SHAH, S. P.; Digital Imaging Correlation Analysis of Interfacial Debonding Properties and Fracture Behavior in Concrete. *Engineering Fracture Mechanics*. v. 74, n.1-2, p. 109-121, 2007.
- [25] HELM, J. D.; Digital Image Correlation for Specimens with Multiple Growing Cracks. *Experimental Mechanics*, v. 48, p. 753-762, 2008.
- [26] SUBRAMANIAN, K.V.; ALI-AHMAD, M.; GHOSN, M. Freeze- Thaw Degradation of FRP-Concrete Interface: Impact on Cohesive Fracture Response. *Engineering Fracture Mechanics*, v. 75, n. 13, p. 3924–3940, 2008.
- [27] WU, Z.; RONG, H.; ZHENG, J.; XU, F.; DONG, W. An Experimental Investigation on the fpz Properties in Concrete Using Digital Image Correlation Technique. *Engineering Fracture Mechanics*, v. 78, p. 2978-2990, 2011.
- [28] ROBERT, F. NAZARET, J.-J. ORTEU, T. CUTARD. Use of 3-D Digital Image Correlation to characterize the mechanical behavior of a Fiber Reinforced Refractory Castable, *Experimental Mechanical*. v. 47(6), p.761-773, 2007.
- [29] M.A. SUTTON, J.H. YAN, V. TIWARI, H.W. SCHREIER, J.J. ORTEU; “The effect of out of plane motion on 2D and 3D digital image correlation measurements” *Optics and Lasers in Engineering*, V.46(11), p.746-757, 2008
- [30] GUETTI, P. C., Contribuição ao Estudo das Propriedades Mecânicas do Concreto Autoadensável e do Concreto Autoadensável Reforçado com Fibras de Aço, Phd Dissertation, University Federal of Minas Gerais - UFMG, 2012 <<http://www.pos.dees.ufmg.br/defesas/420D.PDF>>

Effects of the zinc and zinc-nickel alloys electroplating on the corrodibility of reinforced concrete rebars

Efeito da eletrodeposição de zinco e da liga zinco-níquel na corrosibilidade das armaduras de concreto armado



F. A. CEDRIM ^a
felipecedrim@hotmail.com

V. L. S. ALMEIDA ^a
vlsalmeida@hotmail.com

C. A. C. SOUZA ^a
caldassouza@hotmail.com

M. D. JESUS ^a
cheledavid13@yahoo.com.br

D. V. RIBEIRO ^a
verasribeiro@hotmail.com

Abstract

This paper shows the analysis performed on the corrosion parameters of three groups of reinforcing steel bars, two of these coated by electroplating process with Zinc (Zn) and Zinc-Nickel (Zn-Ni), and the other without any coating. It was used reinforced concrete specimens, which ones were grouped and then subjected to two different corrosion accelerating methods: aging wetting/drying cycles and salt spray exposure. Corrosion potential was measured to qualitative monitoring of the process and, after the end of the tests, corrosion rate was estimated by measuring the mass loss, to quantitative analyses. As it was expected, coated bars presented a better performance than the average bars regarding the corrosion resistance in chloride ions containing environments. It was also observed that the drying/ NaCl solution wetting cycles seems to be more severe than salt spray fog apparatus with respect to the acceleration of corrosion process.

Keywords: electroplating, zinc, reinforced concrete, corrosion.

Resumo

O presente trabalho avaliou os parâmetros de corrosão das barras de aço revestidas com Zinco (Zn) e com a liga Zinco-Níquel (Zn-Ni), por eletrodeposição, comparando-as com as tradicionalmente utilizadas, sem revestimento. Para isso, utilizaram-se amostras de concreto armado que foram submetidas a ensaios acelerados de corrosão por ação de cloreto (câmara de névoa salina – “salt spray” e ciclos de imersão e secagem). O potencial de corrosão das armaduras foi medido para monitoramento qualitativo do processo e, após o fim dos ensaios, estimaram-se as taxas de corrosão das barras, através da perda de massa, para análise quantitativa. As barras revestidas com Zn e Zn-Ni se mostraram mais resistentes à corrosão, quando comparadas com as barras convencionais, em ambientes com forte ação de cloreto e o envelhecimento por ciclos se mostrou muito mais eficiente na aceleração do processo de corrosão.

Palavras-chave: eletrodeposição, zinco, concreto armado, corrosão.

^a Universidade Federal da Bahia, Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais, Escola Politécnica, Salvador, BA, Brasil.

Received: 23 Set 2015 • Accepted: 10 Mar 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introduction

Corrosive processes in reinforced concrete structures put at risk the integrity of their users and have become usual in Brazil, mainly in coastal constructions since most of Brazil's population lives along the coast [1]. It is estimated that around 5% of a nation's GDP (Gross Domestic Product) are spent solving corrosion related problems. In Brazil specifically, this costs exceeds 10 billion of reais per year [2].

Frequently, the durability of the reinforced concrete structures is overlooked, but this matter is extremely important and should be paid more attention. Yeomans [3] says that good practices, such as the correct positioning of the reinforcing bars in the moulds and the assuring of a right pouring, compaction and curing of the concrete structures would be enough to ease the corrosion problems. However, due to the perceivable deficiencies in Brazilian construction processes, it is still frequent the appeal for techniques that improve the concrete/reinforcement bars interface.

Among the most used techniques, the application of galvanic coatings with metals more noble than steel in the reinforcing bars has a special place. The zinc (Zn) is the metal more frequently used in these coatings [3], mainly because of its ability to create a dense and adherent protective film on the bar surface, causing the corrosion rates to become lower than the ones observed in ferrous materials. It is also common to add other components to the Zinc coating, such as cobalt (Co), iron (Fe) and nickel (Ni), forming the alloys Zn-Co, Zn-Fe and Zn-Ni, which present better properties when compared to the pure Zinc coatings. In this context, the compounds based in Zn-Ni are drawing more interest regarding the protection against corrosion due to the presenting of superior chemical and mechanical properties [4].

There are two main methods to make the Zinc protective layer: hot dip galvanizing and electroplating. In the first one, the steel bar is immersed in molten Zinc, while in the second one ions of a more noble metal are deposited on the substrate due to the application of an electric current. This last method is a quite common process in the industry, producing a layer that is extremely thin and relatively free of pores, avoiding material waste [5-7]. The thickness of the coating is influenced by some factors, for instance the current density, the salt concentration, the bath temperature, the presence of additives and the nature of the base metal [8]. Furthermore, the electroplating method does not generate intermetallic alloys like the hot dip galvanizing method, pro-

viding a more homogenous and thin coating that will not affect mechanic properties of its substrate [9].

There are various techniques to evaluate and assess the corrosion, and among the most used ones we have the electrochemical techniques, which can be used both in field and inside a laboratory. More specifically, the assessment of the potential of corrosion is one of the electrochemical techniques that allows us to record the changes in the electrochemical process of corrosion (due to the considerable variation in the potential), what ends up being a very interesting way to monitor reinforced concrete structures. However, the values measured by this method indicate only the balance between the anodic and cathodic reactions, not offering any information regarding the real velocity of the bars corrosion [10].

Nevertheless, the assessment of the corrosion potential enables the mapping of the regions of the reinforced concrete structure where the corrosion process has begun. Due to this, its application is becoming more and more frequent [4]. Based on reference values provided by the United States standard ASTM C-876/91 ("Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete"), it is possible to have an idea of the corrosion process situation.

The mentioned standard informs the potential reference ranges regarding the type of electrodes used to gather the values. According to the table 1, for the calomel electrode, which was used in this research, it is given the range of values where there is a probability of less than 10% of occurrence of corrosion, thus indicating a passive state ($E_{corr} > -0.124$ V), an unsureness of corrosion state ($-0.124 > E_{corr} > -0.247$ V), and a probability higher than 90% of corrosion occurrence ($E_{corr} < -0.247$ V).

It is important to remember that the standard provides guidelines for the analysis of reinforcing bars made of steel only, without any type of coating. Since the interpretation of the results from the electrochemical procedures will be influenced by the change in the potentials of Zinc, Zinc-Nickel and steel, it is fundamental to know how to interpret these Zinc and Zn-Ni values, because the standard corrosion and passivation ranges do not suit them [4].

As it was observed before by Sherine et al. [11] and Panek et al.[12], when steel is electroplated with Zinc, its potential of corrosion regarding the saturated calomel electrode gets lower values to indicate high probability of corrosion, that is below -1.043 V, and passivation state, which is above -0.650 V. Still according to Panek et al. [12], the potential of corrosion that indicates high probability of corrosion of the steel electroplated with a Zinc-Nickel alloy is

Table 1 – Probability of corrosion of the steel bars according to its potential for each electrode

Type of electrode	Probability of corrosion occurrence		
	< 10%	10% - 90%	> 90%
SHE*	> 0,118 V	0,118 V to -0,032 V	< -0,032
Cu/CuSO ₄ , Cu ²⁺ (ASTM C876)	> -0,200 V	-0,200 V to -0,350 V	< -0,350
Hg,Hg ₂ Cl ₂ /KCl (saturated sol.)**	> -0,124 V	-0,124 V to -0,274 V	< -0,274
Ag,AgCl/KCl (1M)	> -0,104 V	-0,104 V to -0,254 V	< -0,254

* Standard Hydrogen Electrode; ** Saturated Calomel Electrode, used in this research.

Table 2 – Potential of corrosion zones indicating the high probabilities of corrosion or passivation according with the surface condition (using as reference the SCE)

Surface condition	Potential that indicates passivation (V)	Potential that indicates corrosion (V)
Conventional steel bar	> -0.124	< -0.274
Electroplated with Zn	> -0.650	< -1.043
Electroplated with Zn-Ni (5%)	> -0.550	< -0.953

below -0.953 V, and its passivation potential would be -0.550 V. These values were adopted as parameters to interpret the readings of corrosion potential found in the bars galvanized with Zinc and Zinc-Nickel alloy, respectively, as it can be seen in the table 2. This research aims to study the influence of the Zinc and Zinc-Nickel electroplating galvanization in the corrosibility of the reinforcing bars embedded in the concrete. In order to make this slow process possible to be fully studied in a short time scale, the reinforced concrete specimens were subjected to accelerated corrosion test, being monitored by the electrochemical technique of the potential of corrosion and in the end they had the rate of corrosion of theirs reinforcing bars estimated by the loss of mass measured in each bar.

2. Materials and methods

2.1 Materials

In this research, it was used the Portland cement CP II Z-32, brand Poty. The crushed stone used is of basaltic origin, while the sand is commercialized in the metropolitan region of Salvador-BA. The steel bars used belong to the CA 50-A class (Brazilian Standard) and have a 6.3mm diameter.

2.2 Methods

2.2.1 Characterization of the raw materials and concrete dosage

The Portland cement characterization covered parameters such as specific surface area (SSA), which was estimated by BET using a Micrometrics Gemini 2370 V1.02), density, using a Helium Pyc-

nometer Accupyc 1330 V2.01 from Micrometrics), and the particle-size distribution (PSD), using a laser sedigraph Mastersizer 2000. The sand and the crushed stone had their granulometry obtained following the Brazilian standard NBR NM 248:2003, and so it was to their fineness module and Maximum aggregate size as well. The sand density was determined by following the Brazilian standard NBR NM 52:2009, while the crushed stone density followed instructions of the NBR NM 53:2009. The density of the cement used the Le Chatelier's bottle method, according to the NBR NM 23:2001.

The concrete mixing ratio adopted in this research was 1.0:1.5:1.3:0.5 (cement, sand, crushed stone, water), based in RIBEIRO et al. [14] studies, that used the dosage method proposed by ACI (*American Concrete Institute*). The mortar content was of 70% and the cement consumption was of 534 kg/m³. After mixing, a vibrating table was used to ensure efficient compaction. Then, the concrete specimens with different types of embedded bars (conventional and with Zinc and Zinc-Nickel coatings) were manufactured and subjected to the tests. The fundamental characteristics of the concrete, as well as their materials consumption per cubic meter are shown in Table 3.

For the potential of corrosion measurements, it was made prismatic specimens (50x70x90 mm³) in which were embedded the bars with the diameter of 6.3mm. These bars were fixed in the mould waiting for the concrete to be poured. All specimens rested for 24 hours and then were taken off the moulds to go to the curing process for 28 days. A minimum of four specimens were tested for each type of electrodeposited coatings, as well as reference specimens.

2.2.2 Concrete characterization

The concrete used for the preparation of the samples was

Table 3 – Materials consumption and fundamental characteristics of the concrete

Proportion (cement : dust : crushed stone : water)	1.0 : 1.5 : 1.3 : 0.5
Materials consumption	Cement (kg/m ³)
	Dust (kg/m ³)
	Crushed stone (kg/m ³)
	Water (kg/m ³)
Fundamental characteristics of the concrete	Water/cement ratio
	Dry mortar (%)
	Water/Dry materials ratio (%)
	Slump (mm)

Table 4 – Composition of the electrolyte solution used for zinc electroplating

Zinc solution (g/L)	
Potassium chloride	208.0
Zinc chloride	19.6
Boric acid	20.0

characterized as to its fundamental properties: workability (slump test), apparent porosity and density, capillary water absorption and resistance to axial compression.

The workability of the concrete was evaluated by the slump test method, according to Brazilian NBR NM 67: 1998 standard ABNT NBR. The apparent porosity and density were verified using the technique based on the Archimedes principle. The samples were weighed while they were still dry (M_s). They were then left immersed in water for 24 h until they became fully saturated, after which the immersed mass (M_i) and the wet mass (M_w) were determined. Thus, the apparent porosity (P_A) and the apparent density (D_A) were calculated according to equations (1) and (2)

$$\%P_A = 100 \cdot \frac{M_w - M_s}{M_w - M_i} \quad (1)$$

$$D_A = \rho_L \cdot \frac{M_s}{M_w - M_i} \quad (2)$$

Table 5 – Composition of the electrolyte solution used for zinc-nickel alloy electroplating

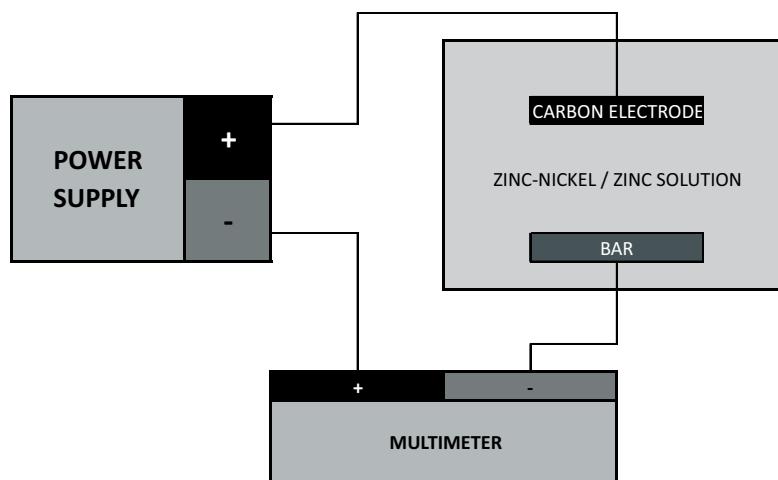
Zinc-10% Nickel Solution (g/L)	
Nickel chloride	34.5
Ammonium chloride	150.0
Zinc chloride	38.5
Boric acid	20.0

The ρ_L is the liquid density (in this case, the water, $\rho_L = 1.0 \text{ g/cm}^3$ at 25°C). The specimens used in the test, in a number total of five, all had 28 days of age.

Checking the water absorption by capillary of the mortar is very important because excessive absorption of water is an indicator of a greater diffusion of elements and solutions to the interior of the material which, consequently, increases the chances of occurrence of rebar corrosion.

The specimens used in the test, in a number total of 3, all had 28 days of age. The procedure was carried out according to the NBR 9779 standard. The capillary absorption coefficient is thus estimated, which represents the weight of water absorbed by square meter of mortar in contact with water according to the square root of time to reach this level of absorption. Numerically, this value corresponds to the slope of the plot straight from the "absorption (kg.m^{-2}) x square root of time (minutes $^{0.5}$)" graph until it reached the point of saturation, according to equation 3.

$$A = S \cdot \sqrt{t} \quad (3)$$

Figure 1 – Representation of electric circuit used for the bars electroplating

The values of axial compression correspond to the average of three values obtained 28 days after molding, and were obtained with an Contenco HD-120T testing machine and a load of 1.5 mm/min. The specimens that presented an error of more than 5% were excluded and replaced by others, following the procedure established by the Brazilian NBR 5739:2007 standard.

2.2.3 Zinc and zinc nickel electroplating

The galvanization process chosen in this research was the electroplating one. It was assembled an electric circuit for the Zinc or Zinc Nickel electrolytes of the electrolyte solution to be deposited on the steel bar due to an electric current applied. The compositions of these two solutions, proposed by PEDROZA [18] studies, are presented in the tables 4 and 5.

Before the electroplating process, the bars were cleaned with an iron brush and then bathed with distilled water and ethylic alcohol in order to remove any speck that would stick onto its surface, assuring the efficiency of the deposition.

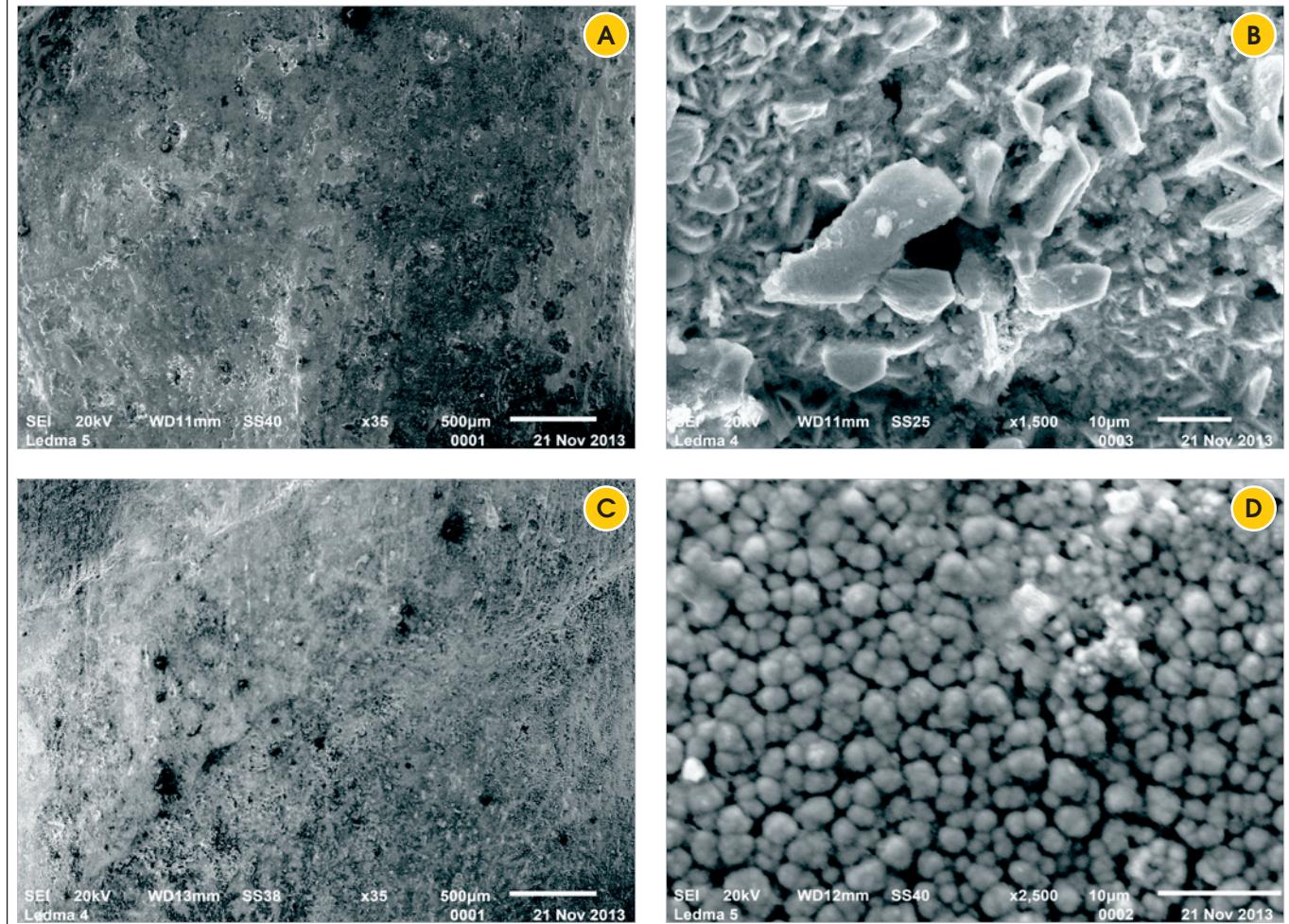
Besides the bars to be coated, the assembled circuit comprises a power supply and a carbon electrode, which was also immersed into the electrolyte solution to close the circuit. A multimeter was a component of the circuit as well so the current could be double checked. The circuit can be seen in figure 1.

Unlike the hot dip galvanizing process, which deposits thicker layers, above 80 µm [4, 19] and in accordance with ASTM A767-09:05 standard (*Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement*), a typical coating of zinc obtained by electrodeposition does not exceed 20 micrometers. In this study, a cover thickness of 5µm was used, in order to obtain comparative results and verify the effectiveness of coatings , even with layers of small thickness .

Aiming to achieve a 5µm thickness coating, it was calculated the current value of 314.6 mA. The duration of the immersion was also calculated to be 9 and 8 minutes for the Zinc and Zinc-Nickel coatings respectively.

According to the microphotographs showed in Figure 2, the obtained coatings presented an uniform distribution of the

Figure 2 – Microphotographs of the bars surface after the Zinc (A and B) and Zinc-Nickel Alloy (C and D) bars electroplating process



electrodeposited ions, creating a homogeneous layer in each case, but with different morphologies for each case. While the Zinc coating exhibited a surface formed by flat grains randomly scattered and of various sizes, the Zinc-Nickel coating presented spherical same sized grains distributed all over the surface, as it was previously observed in other researches [6,13].

2.2.4 Potential of corrosion measurement

The steel bars were weighted by an analytic scale with 0.01g of accuracy. Then, it was used a tape to mark the area that would be exposed to the attack of the aggressive agent (around 15.8 cm^3), as it can be seen in Figures 3a and 3b. These bars were fixed in a way that these areas would be at the centre of the concrete specimens, as showed in the Figure 3d.

The verification of the corrosion potential happens along the test of accelerated chloride induced corrosion. The electrochemical cell used in these tests was formed by two electrodes, one of them being the steel bar embedded in the concrete specimen (coated or not) and the other one was the saturated calomel electrode, to be used as reference.

Before performing the measurements, the specimens had their reading side wetted by placing a wet sponge on it during 1 minute. This wet sponge was soaked with an electric conducting solution, which was made according to the United States standard ASTM C-876/91 ("Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Un-coated Reinforcing Steel in Concrete"), having 5ml of a neutral de-

tergent for 1 litre of water and presenting a conductivity of $0.15 \pm 0.02 \text{ mS/cm}$. Finally, the readings demand the SCE to be placed touching the sponge at the middle of the specimen side, as it is shown in the figure 4.

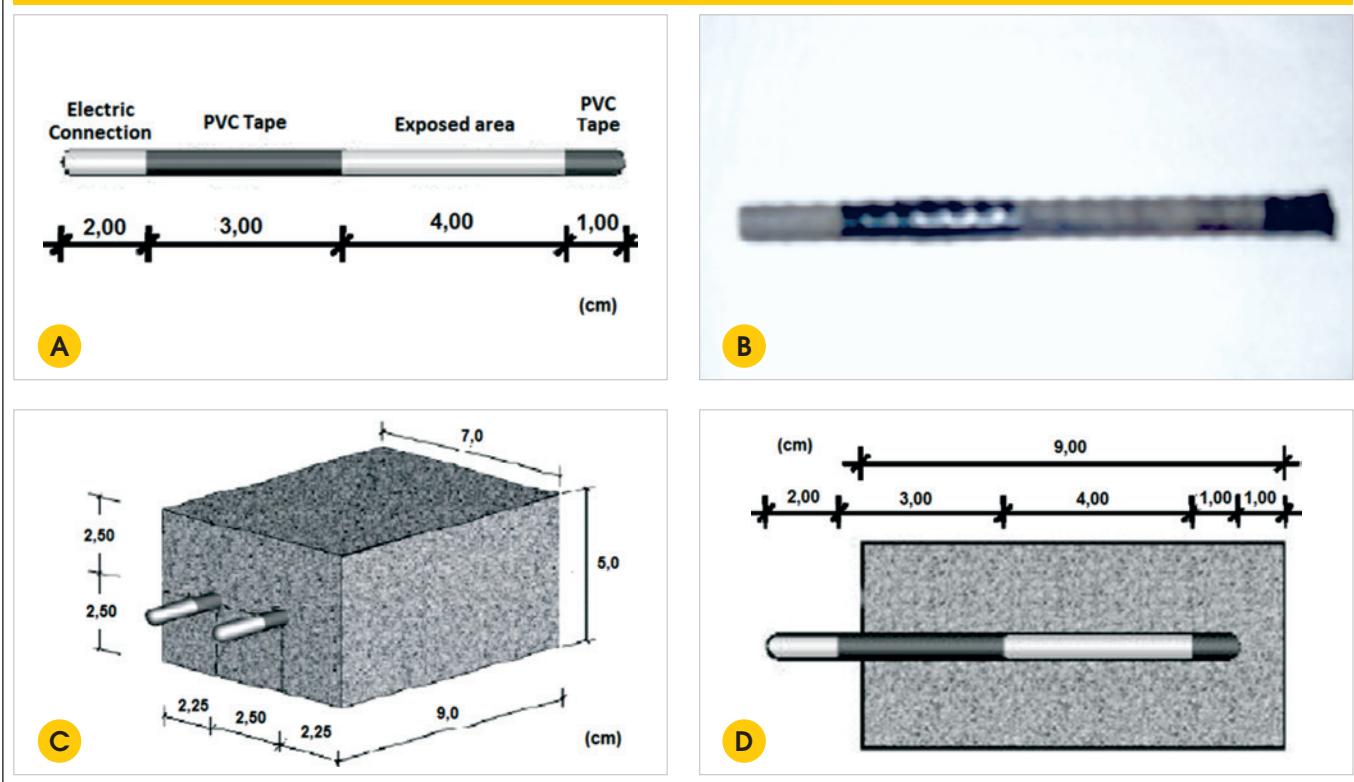
The corrosion tests started after 63 days curing, when the specimens presented weight constant (which means that they all had a weight variation of less than 1.0g in 24 hours) and when the potential of corrosion pointed to the formation of a passive layer on the surface of the steel bars ($E_{\text{corr}} > -0.124 \text{ V}$, for the conventional bars; $E_{\text{corr}} > -0.650 \text{ V}$, for zinc coated bars; and $E_{\text{corr}} > -0.550 \text{ V}$, for zinc-nickel coated bars). These values indicate that there is a probability of less than 10% for the corrosion to occur using the SCE and are based on the US standard ASTM C 876/91. They also indicate the formation of this oxide passive film.

In other researches [14-16], it was considered necessary to define a specific age when to start the accelerated corrosion tests. These authors related this specific age to the stabilization of the concrete hydration process, defining 63 days [14, 16] and 80 days [15] as the amount of time needed for the concrete micro structure to present a good development and a satisfactory hydration level.

After reaching the potential that indicates passivation, the specimens were divided in two groups and each one was subjected to an accelerated corrosion process: i) aging cycles of half-immersion and drying, ii) Salt spray exposure.

In the first process, the specimens were half immersed in a solution containing 3% of sodium chloride (NaCl) for 2 days and then are moved to a laboratory oven at 50°C for 5 days. During the first

Figure 3 – (A) and (B) Scheme of delimitation of the bars exposed area; (C) and (D) Position of bars inside the concrete specimen (adapted from SANTOS (11))



half-cycle, the solution level is kept at the middle of the bar exposed area inside de concrete specimen. In this condition, the chloride penetration happens firstly due to the capillary absorption, since the concrete samples are initially dry, and then due to diffusion when the pores are completely saturated, being accelerated by the water evaporation that takes place in the non-immersed area of the specimens. According to MC-CARTER apud SANTOS [11], there is a relation between the saturation level and the capillary suction forces in a porous material. Thus when there is a dry and exposed region, these suction forces will be greater, pulling faster the solution into the concrete specimen.

The 3% NaCl concentration was adopted because of its similarity with the sea water concentration. That was checked before starting the half-immersed part of the aging cycles and corrected if necessary. Besides, the NaCl solution was changed after 4 cycles.

At the end of each part of the cycle, the potential of corrosion (E_{corr}) was measured along with the weight of the specimens. The potential measurements were to probe what was the condition of the bars regarding its passivation/corrosion state, while the weighting was to verify its saturation level.

Through the analysis of the corrosion potential results, it was observed if the bar were in passive or active state of corrosion, using for this the values referred to the SCE. This test was ended when two consecutive cycles would give potential below the one that indicates high probability of corrosion.

For its turn, in the salt spray test the concrete specimens were placed inside a salt spray chamber (Equilam SS600e) under conditions established by the ASTM B-117 ("Standard Practice for Operating Salt Spray (Fog) Apparatus"). As oriented by the standard, the saline solutions must have a NaCl concentration of 5%, its pH must stay between 6.5 and 7.2 and the inner temperature to be kept at 35°C. Periodical measurements of the potential of corrosion were performed in order to verify how the corrosion process was.

After the ending of both tests, the bars were extracted from the specimens, cleaned following the orientations of the ASTM G-1/03 and then weighted so the loss of mass could be found by comparing with the weight of them before embedding them in the specimens. Then, the corrosion rate (CR) was calculated following the equation 4.

$$CR = \frac{K \cdot W}{A \cdot T \cdot D} \quad (4)$$

Where K = constant (for CR in $\mu\text{m/year}$, $K=8.76 \times 10^7$; for CR in $\text{g/m}^2 \cdot \text{year}$, $K = 8.76 \times 10^7 \cdot D$); W = loss of mass (g); A = exposed area (cm^2); T = duration of exposure (h); D = density (for CA-50 steel, $D = 7.85 \text{ g/cm}^3$). In this research, $A = 15.83 \text{ cm}^2$ e $T = \text{Time that the tests lasted}$.

3. Results and discussion

3.1 Materials characterization

The Portland cement used in this research presented a specific surface area of $0.425 \text{ m}^2/\text{g}$ and its density was of 2.98 Kg/dm^3 . The sand density was of 2.63 Kg/dm^3 , and its fineness Modulus 1.52,

Figure 4 – Measurement of the potential of corrosion being performed (14)



being classified as fine sand. The crushed stone obtained a density of $2,79 \text{ Kg/dm}^3$ and its maximum aggregate size was of 9.5 mm and classified as "stone 0". The granulometric distributions can be seen at the figure 5.

3.2 Concrete characterization

The concrete used for the preparation of the samples was characterized as to its fundamental properties: workability (slump test), apparent porosity and density, capillary water absorption and resistance to axial compression. The results are presented in Table 6.

3.3 Corrosion Potential

The corrosion potential of the bars subjected to the wetting-drying aging cycle was assessed in the end of each immersion and drying phase and can be seen in the Figure 6.

During the test, the observed potential values behaved as expected and noted in previous related works [14], as the measures

Table 6 – Concrete characterization

Proportion (cement : dust : crushed stone : water)		1.0 : 1.5 : 1.3 : 0.5
Characteristic	Result	Standard
Slump	220 mm	NBR NM 67:1998
Apparent porosity	(18.25 ± 0.45) %	NBR 9778:2009
Apparent density	(2.15 ± 0.09) g/cm ³	NBR 9778:2009
Capillary water absorption	(0.129 ± 0.019) kg/m ² .min ^{0.5}	NBR 9779:2012
Axial compression resistance	(31.1 ± 0.72) MPa	NBR 5739:2007

taken in the wetting cycle were much lower than the measures of the drying cycle. This fact is explained by ROCHA [17] that shows that temperature, humidity and saturation level directly interfere in the electrochemical measures of the potential of corrosion, and that interference is boosted by the chloride contamination. In the salt spray exposure test (SSET), the parameters cited before (temperature, humidity, saturation level) are kept constant, causing a different behaviour in the potential of corrosion readings, as can be seen at the figure 7.

As suggested by GONZÁLEZ et al. [18], the measures of the potential are not conclusive by themselves due to the variety of factors that affect it, giving only preliminary indicatives of the bars corrosion situation. As it can be seen, the potential of corrosion of the coated bars stayed in the uncertainty range ($E_{corr} > -1,043$ V, for bars coated with Zinc and $E_{corr} > -0,953$ V, for bars coated with Zinc-Nickel), while the bars with no coating presented potentials in the high corrosion probability range ($E_{corr} < -0,274$ V). Such behaviour indicates that there is a protective effect over the reinforcing bars regarding their despassivation when they are coated with Zinc or the Zinc-Nickel alloy by electroplating process, what is due the delay in the change from passive to active state of corrosion. However, as the corrosion potential is just a qualitative test, it does not allow the coatings to be compared regarding their protection efficiency.

3.4 Corrosion rate

The loss of mass observed in the bars after the tests of accelerated corrosion allowed the average corrosion rates to be estimated for

each group of bars (coated with Zinc, Zinc-Nickel and uncoated), as shown in figures 8 and 9. As expected, in both tests the galvanized bars presented a lower corrosion rate than the uncoated ones.

In the aging cycles test, the uncoated bars shower a corrosion rate (250,40 $\mu\text{m/year}$) much higher than the galvanized with Zinc (167,49 $\mu\text{m/year}$) and Zinc-Nickel (166,15 $\mu\text{m/year}$). These results mean a decrease of 33.1% and 33.6% respectively in the corrosion rates when the average values of each group are compared, causing the galvanized bars to have a better durability. It was also possible to notice that the Zinc-Nickel coating presented the best results regarding the corrosion rate, with the lowest discrepancies, which is in agreement with the more uniform aspect of the Zinc-Nickel distribution on the surface of the steel bar.

It is important to highlight that the adopted thickness (5 μm) of both coatings may have influenced in the high deviation of the results, given that usual coating thicknesses are far greater (around 100 μm). It may also have contributed for a poor formation of the zinc oxides layer that would delay the corrosion process. Besides, it is possible that some local flaws in the coatings would provoke corrosion type different from uniform corrosion, which is the one assumed for the calculation of the corrosion rate.

The results obtained from the salt spray exposure tests (SSET) (figure 6) showed much less variability, and a smaller order of magnitude, what indicates this test to be less aggressive than the aging cycles test. It was found a corrosion rate of 22.50 $\mu\text{m/year}$ for uncoated bars, 15.58 $\mu\text{m/year}$ for zinc coated bars, and 15.40 $\mu\text{m/year}$ for zinc-nickel coated bars. One more time it is indicated the increase of the life cycle of coated bars.

Figure 5 – Particle size distribution and classification limits of the (A) dust (inferior limit) and (B) crushed stone (4,75-12,5 mm, stone 0), used to concrete production

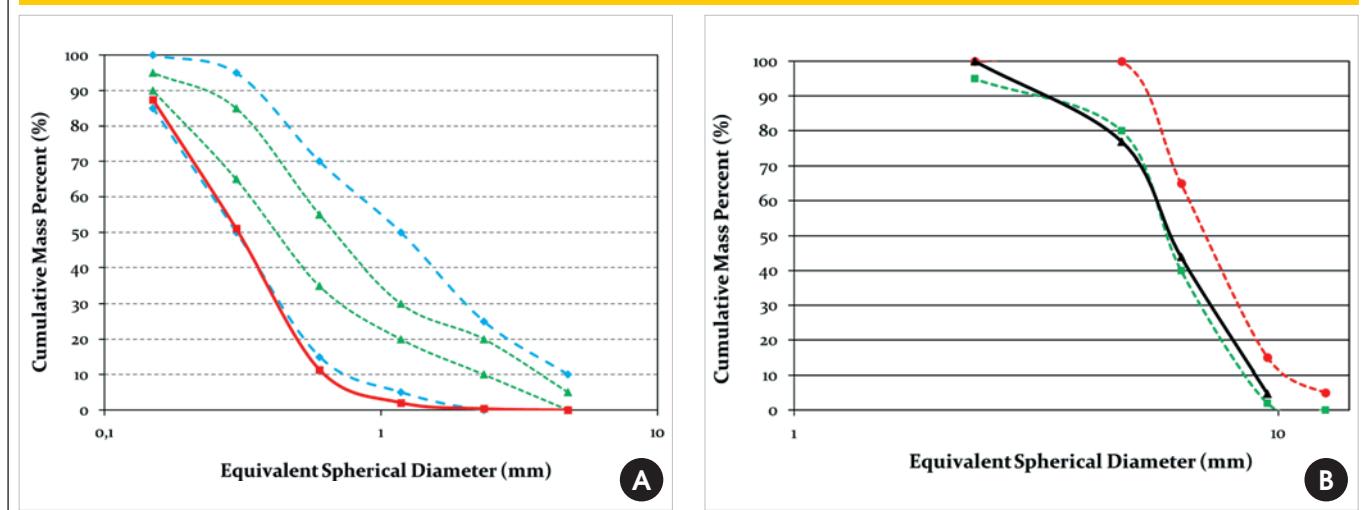
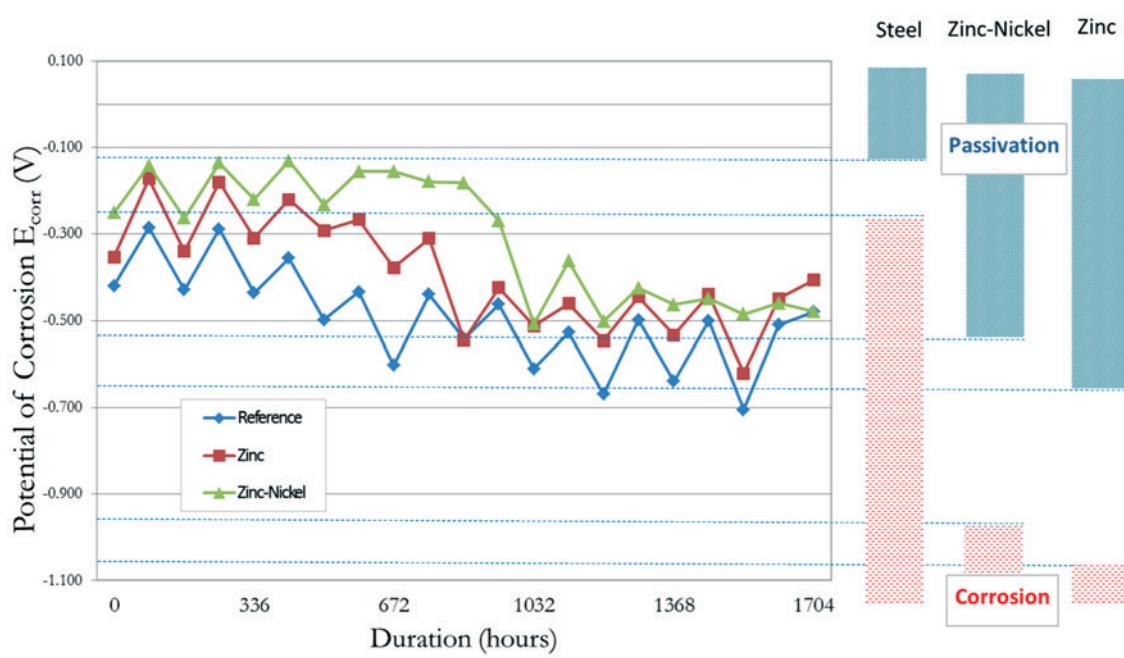


Figure 6 – Evolution of the potential of corrosion during the aging cycles test for the conventional and coated bars



Still, it was possible to compare the efficiency of the accelerated corrosion tests through the analysis of the corrosion rate. While the uncoated bars presented a rate of 250.40 $\mu\text{m}/\text{year}$ in the aging cycles test, in the salt spray chamber process the average rate was of 22.50 $\mu\text{m}/\text{year}$. The same occurs for the coated bars, where to the first test was found corrosion rates of 167.49 $\mu\text{m}/\text{year}$ (Zinc) and 166.40 $\mu\text{m}/\text{year}$, while in the salt spray test was found rates of 15.58 $\mu\text{m}/\text{year}$ and 15.40 $\mu\text{m}/\text{year}$, respectively. That shows that

the test at which the corrosion is accelerated by the cycles of wetting and drying is more efficient for the evaluation of corrosion in reinforced concrete specimens.

Such difference may be explained by the scarcity of one of the indispensable components for the corrosion process: oxygen. Since the salt spray chamber is airtight sealed and the specimens are saturated most of the time, the oxygen entrance in the specimen becomes less effective. Therefore, some alterations in the test that

Figure 7 – Evolution of the potential of corrosion during the salt spray exposure test for the conventional and coated bars

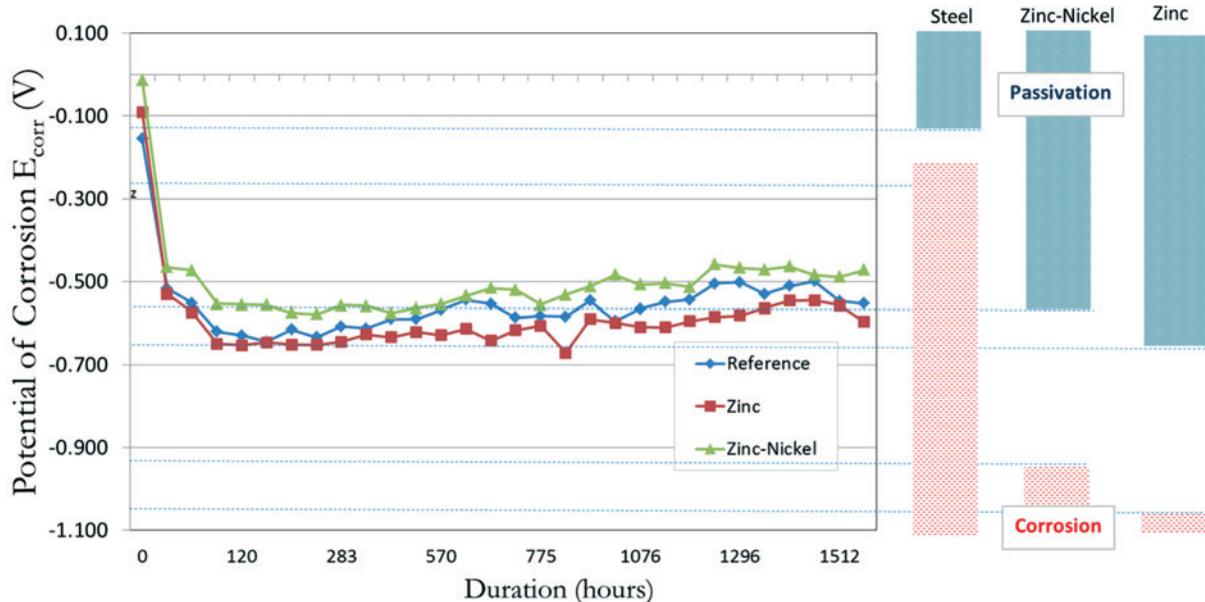
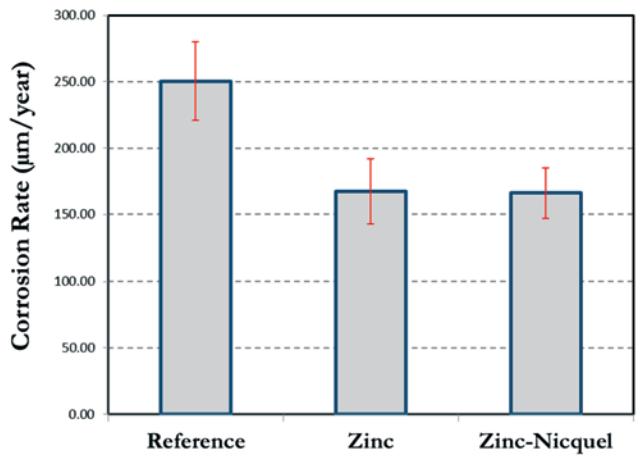
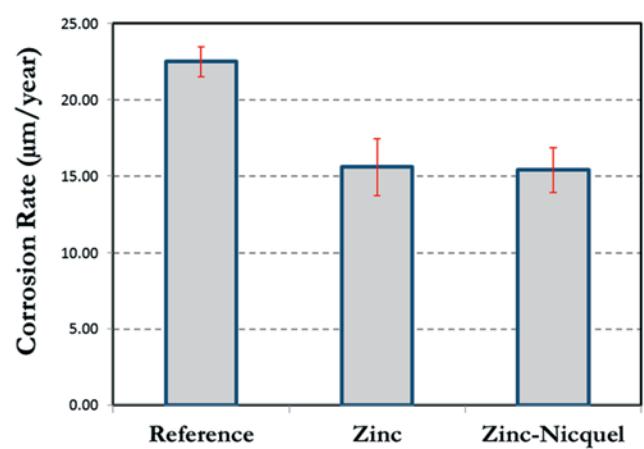


Figure 8 – Corrosion rates for the conventional and coated bars after the ACT**Figure 9 – Corrosion rates for the conventional and coated bars after the SSET**

would allow more oxygen to come in may cause it to better accelerate the corrosion in the reinforced concrete specimens.

4. Conclusions

From the results that were found, it was possible to conclude that:

- The galvanization by electroplating is an efficient protective method for the reinforcing steel bars in the civil construction;
- The Zinc and Zinc-Nickel coatings proved themselves to be effective as to increase the life cycle of reinforcing bars, although the thickness adopted in this research might not have been enough to promote a substantial increasing in the life cycle, since this thickness might have interfered in the coatings performance;
- The accelerated corrosion test of wetting and drying cycles proved to be more effective to evaluate the corrosion process in the reinforced concrete specimens when compared with the salt spray exposure test (SSET);
- The utilization of more refined monitoring techniques is necessary to achieve a better understanding of how works the coatings of zinc and zinc-nickel alloy in the reinforced concrete, since the literature about it is rather scarce.

5. Acknowledgements

To the Pró-Reitoria de Ensino e Pós-Graduação (PROPG) and to the Pró-Reitoria de Pesquisa, Criação e Inovação (PROPCI) for the research scholarship. To all group from LEDMA, LAMET and CETA for the support.

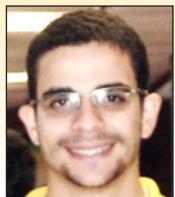
6. References

- [1] GENTIL, V. Corrosão, Rio de Janeiro: LTC, 5ed, 2007.
- [2] CALLISTER, Jr., W.D. Ciência e engenharia de materiais: Uma introdução, Rio de Janeiro: LTC, 7ed, 2008.
- [3] YEOMANS, S. R. (Ed.) Galvanized Steel Reinforcement in Concrete. [Cambridge]: Elsevier, 2004. cap. 6.
- [4] BROOMFIELD, J. P. Galvanized Steel Reinforcement in Concrete: A Consultant's Perspective In: YEOMANS, S. R. (Ed.) Galvanized Steel Reinforcement in Concrete. [Cambridge]: Elsevier, 2004. cap. 9.
- [5] GRAVILA, M.; MILLET, J.P.; MAZILLE, H.; MARCHANDISE, D.; CUNTZ, J.M. Corrosion behaviour of zinc-nickel coatings, electrodeposited on steel. Surface and Coatings Technology v.123, 1999; p164-172.
- [6] GHAZIOF, S.; GAO, W. Electrodeposition of single gamma phased Zn-Ni alloy coatings from additive-free acidic bath. Applied Surface Science v.311, 2014; p635-642.
- [7] WILCOX, G. D.; GABE, D. R. Electrodeposited zinc alloy coatings, Corrosion Science 35 (5-8) (1993) 1251-1258.
- [8] PEDROZA, G. A. G. Efeito da Glicerina como aditivo na Resistência à Corrosão de um Depósito da Liga Zn-Ni, obtido através de Eletrodeposição, Salvador, 2009, Dissertação (mestrado), Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, 112p.
- [9] ZEMPULSKI, L. N.; ZEMPULSKI, M. F. S. Dossiê técnico: galvanização eletrolítica. Instituto de Tecnologia do Paraná TECPAR, 2007, p.21.
- [10] FREIRE, K. R. R. Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão em armaduras de concreto, Curitiba, 2005, Dissertação (mestrado), Universidade Federal do Paraná.
- [11] SHERINE H. B.; RAJAKUMARI C. C.; RAJENDRAN S. Corrosion behaviour of stainless steel 304 electroplated with zinc followed by blue passivation. Portugaliae Electrochimica Acta, v.29, n.4, 2011; p.295-305.
- [12] PANEK, J.; BIERSKA-PIECH, B.; KAROLUS, M. The corrosion resistance of zinc-nickel composite coatings, Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering Katowice, v.45, n.2, 2011; p.157-162.
- [13] RAMANAUSKAS, R.; QUINTANA, P.; MALDONADO, L.; POMÉS, R.; PECH-CANUL, M. A. Corrosion resistance and microstructure of electrodeposited Zn and Zn alloy coatings, Surface and Coatings Technology 92 (1-2) (1997) 16-21.

- [14] RIBEIRO D. V.; LABRINCHA J. A.; MORELLI M. R. Effect of the addition of red mud on the corrosion parameters of reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, v. 42, 2012; p.124-133.
- [15] SANTOS, L. Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto, Brasília, 2006, Dissertação (mestrado), Universidade de Brasília, 161p.
- [16] BAUER, E. Avaliação comparativa da influência da adição de escória de alto-forno na corrosão das armaduras através de técnicas eletroquímicas, São Paulo, 1995, Tese (doutorado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 236p.
- [17] ROCHA, F. C. da. Leituras de potencial de corrosão em estruturas de concreto armado: influência da relação água/cimento, da temperatura, da contaminação por cloretos, da espessura de cobrimento e do teor de umidade do concreto, Curitiba, 2012, Dissertação (mestrado), Universidade Federal do Paraná.
- [18] GONZÁLEZ, J. A.; MIRANDA, J. M.; FELIU, S. Considerations on reproducibility of potential and corrosion rate measurements in reinforced concrete. *Corrosion Science*, v.46, p.2467-2485, 2004.
- [19] ABDALA, L.; ALBAGLI, D. Vergalhão Galvanizado: Vantagens, Aplicações e Desempenho em Estruturas de Concreto Armado. In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, p. 1-10, 2014.

Effects of the zinc and zinc-nickel alloys electroplating on the corrodibility of reinforced concrete rebars

Efeito da eletrodeposição de zinco e da liga zinco-níquel na corrosibilidade das armaduras de concreto armado



F. A. CEDRIM ^a
felipecedrim@hotmail.com

V. L. S. ALMEIDA ^a
vlsalmeida@hotmail.com

C. A. C. SOUZA ^a
caldassouza@hotmail.com

M. D. JESUS ^a
cheledavid13@yahoo.com.br

D. V. RIBEIRO ^a
verasribeiro@hotmail.com

Abstract

This paper shows the analysis performed on the corrosion parameters of three groups of reinforcing steel bars, two of these coated by electroplating process with Zinc (Zn) and Zinc-Nickel (Zn-Ni), and the other without any coating. It was used reinforced concrete specimens, which ones were grouped and then subjected to two different corrosion accelerating methods: aging wetting/drying cycles and salt spray exposure. Corrosion potential was measured to qualitative monitoring of the process and, after the end of the tests, corrosion rate was estimated by measuring the mass loss, to quantitative analyses. As it was expected, coated bars presented a better performance than the average bars regarding the corrosion resistance in chloride ions containing environments. It was also observed that the drying/ NaCl solution wetting cycles seems to be more severe than salt spray fog apparatus with respect to the acceleration of corrosion process.

Keywords: electroplating, zinc, reinforced concrete, corrosion.

Resumo

O presente trabalho avaliou os parâmetros de corrosão das barras de aço revestidas com Zinco (Zn) e com a liga Zinco-Níquel (Zn-Ni), por eletrodeposição, comparando-as com as tradicionalmente utilizadas, sem revestimento. Para isso, utilizaram-se amostras de concreto armado que foram submetidas a ensaios acelerados de corrosão por ação de cloreto (câmara de névoa salina – “salt spray” e ciclos de imersão e secagem). O potencial de corrosão das armaduras foi medido para monitoramento qualitativo do processo e, após o fim dos ensaios, estimaram-se as taxas de corrosão das barras, através da perda de massa, para análise quantitativa. As barras revestidas com Zn e Zn-Ni se mostraram mais resistentes à corrosão, quando comparadas com as barras convencionais, em ambientes com forte ação de cloreto e o envelhecimento por ciclos se mostrou muito mais eficiente na aceleração do processo de corrosão.

Palavras-chave: eletrodeposição, zinco, concreto armado, corrosão.

^a Universidade Federal da Bahia, Departamento de Ciência e Tecnologia dos Materiais, Escola Politécnica, Salvador, BA, Brasil.

Received: 23 Set 2015 • Accepted: 10 Mar 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introdução

Processos corrosivos em estruturas de concreto armado têm ocorrido no Brasil e trazem riscos à integridade dos seus usuários. Esses casos são ainda mais numerosos em estruturas situadas na orla marinha, onde se concentra a maior parte da população brasileira [1]. Estima-se que cerca de 5% do PIB de uma nação sejam direcionados à solução de problemas relacionados à corrosão. No Brasil, esse gasto ultrapassa os R\$ 10 bilhões ao ano [2].

Muitas vezes tratada em segundo plano, a durabilidade das estruturas de concreto armado é de extrema importância e merece mais atenção. Yeomans [3] afirma que a boa prática nas construções de concreto armado, utilizando-se materiais adequados ao ambiente de exposição, atentando-se para o correto posicionamento das armaduras na fórmula e garantindo correto lançamento, compactação e cura, seria suficiente para amenizar o problema de corrosão. Entretanto, devido à deficiência perceptível em nossos processos de construção, ainda se recorre, frequentemente, a técnicas que melhoram a interface concreto/armadura.

Entre as técnicas mais utilizadas, destaca-se a aplicação de revestimentos galvânicos na armadura, utilizando metais mais nobres que o aço. O metal mais utilizado comercialmente para cobrimentos galvânicos é o zinco [3], principalmente devido à sua habilidade de formar um filme protetor denso e aderente na superfície da armadura, tornando a taxa de corrosão muito mais baixa que a taxa observada em materiais ferrosos.

Ao Zinco (Zn) muitas vezes são adicionados outros componentes, como Cobalto (Co), Ferro (Fe) e Níquel (Ni), formando ligas Zn-Co, Zn-Fe e Zn-Ni, devido às suas melhores propriedades em comparação com revestimentos de zinco puro. Nesse contexto, os compostos com base em Zn-Ni estão atraindo um maior interesse na área de proteção contra a corrosão, uma vez que possuem melhores propriedades químicas e mecânicas [4].

A proteção por galvanização pode ser feita por dois principais métodos: galvanização a quente e por eletrodeposição. Na galvanização a quente, a barra de aço é imersa na solução da substância a ser galvanizada, sob temperaturas superiores a 400º C. Por outro lado, o processo de eletrodeposição, também conhecido como galvanização a frio, consiste na eletrodeposição dos íons do metal mais nobre no substrato através da imposição de uma corrente elétrica. Trata-se de um processo muito comum na

indústria, capaz de gerar um revestimento relativamente livre de poros e fino, evitando excesso de material depositado [5, 6, 7]. A espessura do revestimento é influenciada por alguns fatores como densidade de corrente, concentração dos sais, temperatura do banho, presença de aditivos e pela natureza do metal-base [8]. Além disso, diferentemente da galvanização a quente, nesse método não há formação de ligas intermetálicas, dando origem a um revestimento composto mais homogêneo, fino e que não afeta as propriedades mecânicas do seu substrato [9].

Várias são as técnicas empregadas para a constatação e avaliação da corrosão e, entre as mais utilizadas, encontram-se as técnicas eletroquímicas, que podem ser utilizadas tanto em laboratório como em campo. Dentre as técnicas eletroquímicas, cita-se o potencial de corrosão, cujo monitoramento permite registrar mudanças no processo eletroquímico de corrosão (devidas às variações bruscas de potencial), o que pode ser muito interessante para o monitoramento de estruturas. Porém, seus valores indicam o balanço entre a reação anódica e catódica e não oferecem informações quantitativas, isto é, não é possível extrair informações sobre a velocidade real de corrosão da armadura [10].

Apesar do potencial de corrosão não oferecer medidas quantitativas do estado da corrosão, permite um mapeamento das regiões com processo de corrosão iniciado e seu uso está em processo crescente de utilização [4]. Por meio de valores de referência, fornecidos pela norma americana ASTM C-876/91 ("Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete"), pode-se ter noção do estado do processo de corrosão.

A norma informa as faixas de potencial de referência de acordo com o tipo de eletrodo. Segundo a Tabela 1, para o eletrodo de calomelano, usado nessa pesquisa, é indicado onde existe uma probabilidade menor que 10% de ocorrência da corrosão, indicando provável estado passivo ($E_{corr} > -0,124$ V), incerteza total ($-0,124 > E_{corr} > -0,247$ V) e a faixa de potencial que indica alta probabilidade de ocorrência de corrosão ($E_{corr} < -0,247$ V).

É importante lembrar que tal norma nos fornece diretrizes apenas para análise de armaduras de aço sem revestimento. Uma vez que a interpretação dos resultados dos ensaios eletroquímicos será afetada devido à mudança de potencial entre o zinco, o zinco-níquel e o aço, é importante saber como interpretar o potencial do eletrodo de referência, já que os valores de

Tabela 1 – Probabilidade de corrosão da armadura de aço em função do potencial, tendo como referência diversos tipos de eletrodo

Tipo de eletrodo	Probabilidade de ocorrer a corrosão		
	< 10%	10% - 90%	> 90%
SHE*	> 0,118 V	0,118 V a -0,032 V	< -0,032
Cu/CuSO ₄ , Cu ²⁺ (ASTM C876)	> -0,200 V	-0,200 V a -0,350 V	< -0,350
Hg/Hg ₂ Cl ₂ /KCl (sol. saturada)**	> -0,124 V	-0,124 V a -0,274 V	< -0,274
Ag/AgCl/KCl (1M)	> -0,104 V	-0,104 V a -0,254 V	< -0,254

* Eletrodo normal de hidrogênio; ** Eletrodo de calomelano saturado, utilizado nesta pesquisa.

Tabela 2 – Faixas de potencial de corrosão, utilizando como referência o eletrodo de calomelano saturado, indicando a maior probabilidade de corrosão ou passivação das armaduras, de acordo com a sua condição superficial

Condição de superfície	Potencial indicador de passivação (V)	Potencial indicador de corrosão (V)
Aço convencional	> -0,124	< -0,274
Eletrodeposição de Zn	> -0,650	< -1,043
Eletrodeposição de Zn-Ni (5%)	> -0,550	< -0,953

referência sugeridos pela ASTM C-876 para a corrosão do aço não são mais aplicáveis [4].

Como já foi observado por Sherine et al. [11] e Panek et al. [12], quando o aço é galvanizado com zinco, seu potencial de corrosão em relação ao eletrodo de calomelano saturado diminui e o potencial indicador de alta probabilidade de corrosão é abaixo de -1,043 V, enquanto a passivação é notada em potenciais maiores que -0,650 V. Ainda segundo Panek et al. [12], o potencial de corrosão que indica alta probabilidade de corrosão do aço galvanizado com liga Zinco-Níquel é abaixo de cerca de -0,953 V, e o potencial indicador de passivação acima de -0,550 V. Tais valores foram adotados como parâmetros para interpretação dos resultados de potencial de corrosão encontrados nas barras galvanizadas com zinco e zinco-níquel, respectivamente, de acordo com a Tabela 2. Nesse contexto, essa pesquisa visa estudar a influência da galvanização, por eletrodeposição de zinco e zinco-níquel, na corrosibilidade das armaduras de aço no concreto armado. Para viabilizar o processo, os corpos de prova foram submetidos a ensaios acelerados de corrosão, monitorados pela técnica eletroquímica de potencial de corrosão e estimando-se a taxa de corrosão das armaduras ao final dos ensaios, por meio do cálculo da perda de massa.

2. Materiais e métodos

2.1 Materiais

No presente estudo utilizou-se cimento CP II Z-32, marca Poty, brita de origem basáltica e areia de jazida comercializadas na região metropolitana de Salvador e barras de aço foram da classe CA 50-A, de diâmetro igual a 6,3mm.

2.2 Métodos

2.2.1 Caracterização das matérias primas e dosagem do concreto

A caracterização do cimento envolveu parâmetros físicos tais como área superficial específica (estimados por BET, usando um equipamento Micrometrics Gemini 2370 V1.02) e densidade (Picômetro a Hélio Accupyc 1330 V2.01 da Micrometrics), além da distribuição do tamanho de partículas (Sedígrafo a laser Master-sizer 2000).

A areia e a brita tiveram suas granulometrias determinadas de acordo com a NBR NM 248:2003 (Agregados - Determinação da composição granulométrica), assim como o Módulo de Finura e a Dimensão Máxima Característica. A massa específica da areia foi determinada segundo a NBR NM 52:2009 (Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente), enquanto a massa específica da brita foi determinada de acordo com a NBR NM 53:2009 (Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água) e a massa específica do cimento foi determinada pelo método do frasco de Le Chatelier, de acordo com a NBR NM 23:2001 (Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica).

O traço do concreto utilizado neste estudo foi de 1,0 : 1,5 : 1,3 : 0,5 (cimento : areia : brita : água), baseado nos estudos de RIBEIRO et al. [14], que utilizaram o método de dosagem proposto pela ACI (*American Concrete Institute*). O teor de argamassa foi de 70% e o consumo de cimento igual a 534 kg/m³. Após a mistura em betoneira, foi usada mesa vibratória para uma melhor compactação. Concretos contendo distintos tipos de armaduras (convencional e

Tabela 3 – Consumo de materiais e características das misturas realizadas

Traço (cimento : areia : brita : água)	1,0 : 1,5 : 1,3 : 0,5
Consumo dos materiais	Cimento (kg/m ³)
	Areia (kg/m ³)
	Brita (kg/m ³)
	Água (kg/m ³)
Características das misturas	Relação água/cimento
	Argamassa seca (%)
	Água/Materiais secos (%)
	Abatimento – Slump (mm)

Tabela 4 – Composição da solução eletrolítica utilizada para eletrodeposição de zinco

Composto	Concentração (g/L)
Cloreto de potássio	208
Cloreto de zinco	19,6
Ácido bórico	20

revestidas por zinco e zinco-níquel) foram preparados e analisados. As características fundamentais do concreto utilizado, bem como seu consumo por metro cúbico são apresentados na Tabela 3. Para as medidas do potencial de corrosão foram moldados corpos de prova prismáticos (50x70x90 mm³) e as barras de aço, com diâmetro de 6,3mm, foram inseridas no momento da moldagem. Todos os corpos de prova foram desmoldados após 24 horas e colocados em cura submersa durante 28 dias. Um mínimo de quatro corpos de prova foi testado para cada tipo de cobrimento eletrodepositado, além da referência.

2.2.2 Caracterização do concreto

O concreto utilizado para a confecção dos corpos de prova foi caracterizado quanto às suas propriedades fundamentais: trabalhabilidade (slump), porosidade e densidade aparentes, absorção de água por capilaridade e resistência à compressão axial.

A trabalhabilidade do concreto foi avaliada pelo método do *slump test*, de acordo com a norma ABNT NBR NM 67:1998 ("Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone"). Para a verificação da porosidade e da densidade aparentes do concreto foi utilizada uma técnica baseada no princípio de Arquimedes e de acordo com a NBR 9778:2009 ("Argamassa e concreto endurecidos - Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica"), em que as amostras são pesadas ainda secas (Ms). A seguir, são imersas em água e deixadas em repouso por 24 horas para que haja a saturação das mesmas. Após esse período, são determinadas a massa imersa (Mi) e a massa úmida (Mu). Assim, calculou-se a porosidade aparente (P_A) e a densidade aparente (D_A), de acordo com as equações 1 e 2.

$$\%P_A = 100 \cdot \frac{Mu - Ms}{Mu - Mi} \quad (1)$$

$$D_A = \rho_L \cdot \frac{Ms}{Mu - Mi} \quad (2)$$

Sendo ρ_L a densidade do líquido com o qual se realiza o ensaio (neste caso, a água, ρ_L = 1,0 g/cm³). Foram realizadas medidas de densidade e porosidade aparentes em amostras com 28 dias de idade e os resultados apresentados são uma média de cinco resultados individuais.

Verificar a absorção de água por capilaridade do concreto é fundamental, pois uma absorção excessiva de água é um indicador de uma maior difusão de elementos e soluções para o interior do material o que, consequentemente, aumenta as chances de ocorrência de corrosão na armadura.

Para a determinação da absorção de água por capilaridade utilizou-se os procedimentos preconizados pela ABNT NBR 9779:2012 ("Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por capilaridade"). Os corpos de prova utilizados, em um total de três, devem estar com 28 dias de idade. Inicialmente, são secos em estufa por 24 horas e, após isso, resfriados à temperatura ambiente e têm suas massas determinadas.

Posicionam-se, então, os corpos de prova sobre suportes, preenchendo-se com água a bandeja do recipiente de ensaio, de modo que o nível de água permaneça constante e igual a (7 ± 1) mm da base inferior do recipiente, e evitando a molhagem de outras superfícies do corpo de prova. Durante o ensaio, determina-se a massa dos corpos de prova com intervalos de tempo normalizados e calcula-se, dessa forma, o coeficiente de absorção capilar (S), que representa a massa de água absorvida por metro quadrado da argamassa em contato com a água (A), em função da raiz quadrada do tempo decorrido até atingir este ponto de absorção (min^{0,5}). Numericamente, este valor corresponde ao coeficiente angular da reta proveniente do gráfico "absorção (kg/m²) x raiz do tempo (min^{0,5})" até que seja atingido o ponto de saturação, de acordo com a equação 3.

$$A = S \cdot \sqrt{t} \quad (3)$$

Os resultados de limite de resistência à compressão axial foram obtidos de acordo com a norma ABNT NBR 5739:2007 (Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos), sendo apresentados uma média de três valores obtidos para os corpos de prova de concreto aos 28 dias de idade, utilizando uma prensa servo-controlada Contenco, modelo HD-120T. Os valores que diferiram mais de 5% da média foram descartados e substituídos pelos obtidos por novos corpos de prova.

2.2.3 Galvanização

O processo utilizado para a galvanização das barras foi a eletrodeposição. Nesse processo, foi montado um circuito elétrico para eletrodepositar os íons da solução eletrolítica na barra de aço

Tabela 5 – Composição da solução eletrolítica utilizada para eletrodeposição da liga zinco-níquel

Composto	Concentração (g/L)
Cloreto de níquel	34,5
Cloreto de amônio	150,0
Cloreto de zinco	38,5
Ácido bórico	20,0

através da aplicação de uma corrente elétrica. As composições de tais soluções, propostas em estudos de PEDROZA [18],

são apresentadas nas Tabelas 4 e 5.

Antes de serem galvanizadas, as barras foram limpas com

Figura 1 – Representação do circuito elétrico utilizado para eletrodeposição dos íons das soluções eletrolíticas nas barras a serem galvanizadas

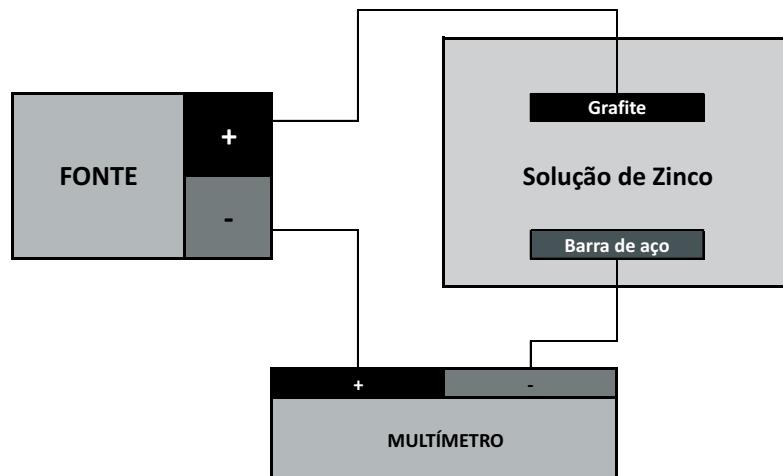
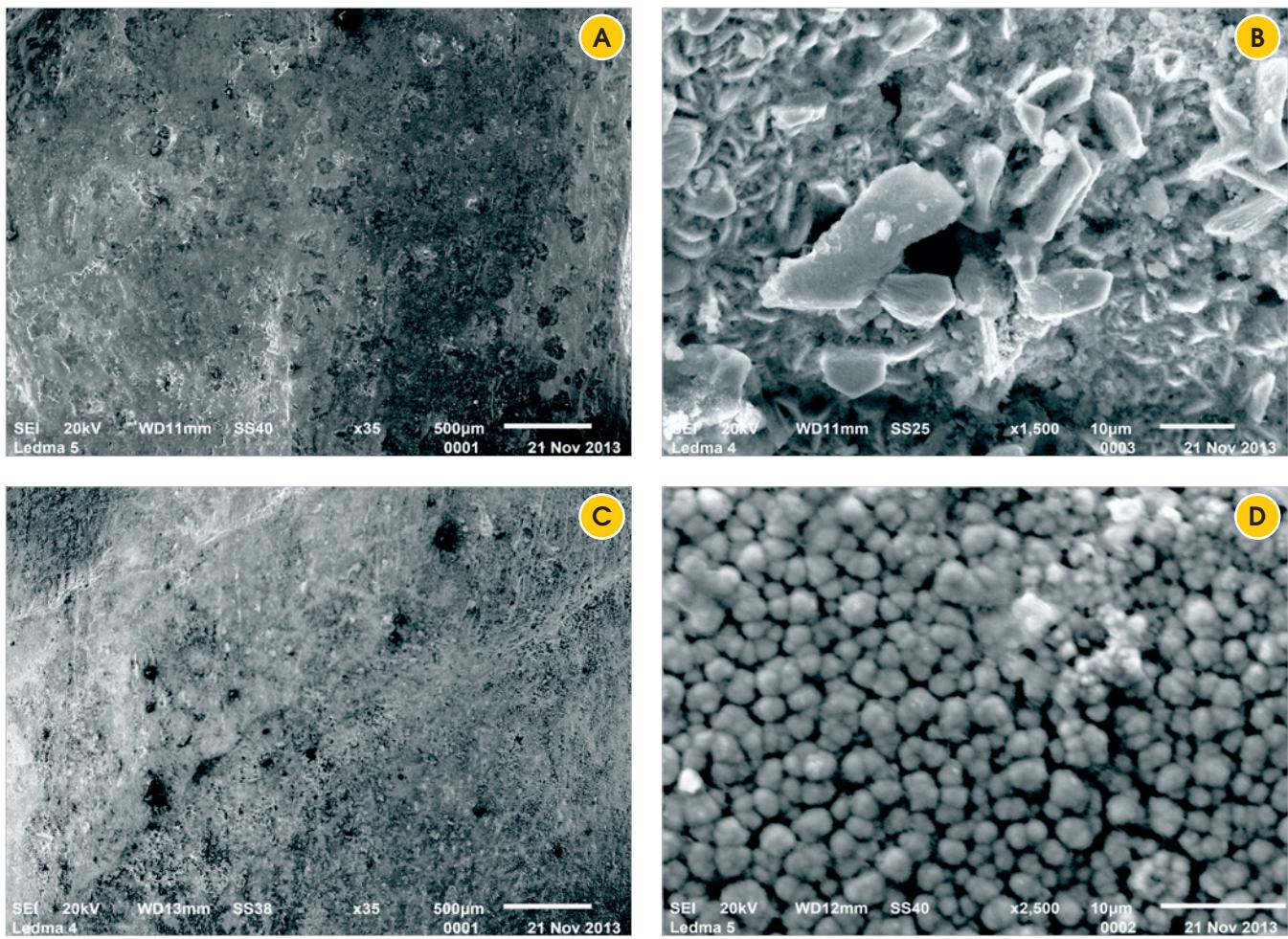


Figura 2 – Micrografias das superfícies das barras após o processo de eletrodeposição de Zinco (A) e (B) e Zinco-Níquel (C) e (D)



escovas de aço e lavadas com água destilada e álcool, para retirar quaisquer impurezas que aderissem à superfície, garantindo a eficiência da eletrodeposição.

O circuito foi montado ligando uma fonte elétrica a um eletrodo de grafite, imerso na solução eletrolítica para garantir uma distribuição uniforme de corrente através da solução na qual a barra também ficou imersa, sendo ligado a ela um multímetro, para verificação da corrente. Este multímetro foi ligado à fonte elétrica fechando-se, assim, o circuito, conforme esquema ilustrado na Figura 1.

Diferentemente do processo de galvanização a quente, que deposita camadas muito mais espessas, superiores a 80 µm [4, 19] e de acordo com a norma ASTM A767-09:05 (*Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement*), um revestimento típico de zinco obtido por eletrodeposição não supera os 20 µm. No presente trabalho, optou-se por um cobrimento com espessura de 5 µm, afim de se obter resultados comparativos e verificar a eficácia dos cobrimentos, mesmo com camadas de pequenas espessuras.

Assim, a fim de se obter um revestimento com espessura de 5 µm, calculou-se a necessidade de aplicação de uma corrente de 314,6 mA, com tempos de eletrodeposição de 9 e 8 minutos, para as eletrodeposições de Zinco e de Zinco-Níquel, respectivamente.

De acordo com as micrografias da Figura 2, o cobrimento resultante apresentou uma distribuição uniforme dos íons eletrodepositados, compondo uma camada superficial homogênea, entretanto, com morfologias diferentes, de acordo com a composição da solução eletrolítica. Enquanto o revestimento de Zinco apresentou uma superfície formada por grãos em formato de placa, de tamanhos variados e mal distribuídos, o revestimento de Zinco-Níquel apresentou uma superfície mais homogênea, composta por grãos esféricos e bem distribuídos, conforme já foi observado em estudos anteriores [6, 13].

2.2.4 Medida do potencial de corrosão

As barras de aço foram pesadas em uma balança analítica com precisão de 0,01 g. Em seguida, fez-se a delimitação com fita isolante da área na barra a ser exposta ao ataque do agente agressivo (cerca de 15,83 cm²), como pode ser visto nas Figuras 3a e 3b. As barras foram posicionadas de forma que a área exposta estivesse localizada na região central dos corpos de prova como pode ser visto na Figura 3d.

A verificação do potencial de corrosão consiste, basicamente, em um ensaio acelerado de corrosão pela ação de cloreto. A célula eletroquímica utilizada para as medidas do potencial de corrosão foi composta pelo eletrodo de trabalho, a barra de aço do corpo de prova prismático e o eletrodo de calomelano saturado (ECS), utilizado como eletrodo de referência.

Antes da realização das medidas, os corpos de prova tinham a face de leitura pré-umidificada por meio do posicionamento de uma esponja umedecida em solução condutora sobre esta superfície, durante um minuto. Esta solução condutora, obtida de acordo com a ASTM C-876/91 ("Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete") contém 5 mL de detergente neutro para um litro de água potável e apresentou uma condutividade de $0,15 \pm 0,02$ mS/cm. Para a realização das medidas, o eletrodo de referência é posicionado sobre a barra a ser analisada, aproximadamente no centro da área de exposição da mesma e seu contato é feito por meio de uma esponja umedecida, de acordo com Figura 4.

O ensaio de corrosão foi iniciado após 63 dias de cura, quando os corpos de prova apresentaram constância de massa (variação de 1,0 g em leituras consecutivas de 24 h) e quando o potencial de corrosão medido indicou a formação do filme passivo na superfície das barras de aço utilizadas ($E_{corr} > -0,124$ V, para as barras de referência; $E_{corr} > -0,650$ V, para as barras revestidas com Zinco;

Figura 3 – (A) e (B) Esquema da delimitação da área de exposição da barra e; (C) e (D) Posicionamento da barra no corpo de prova (adaptado de SANTOS (11))

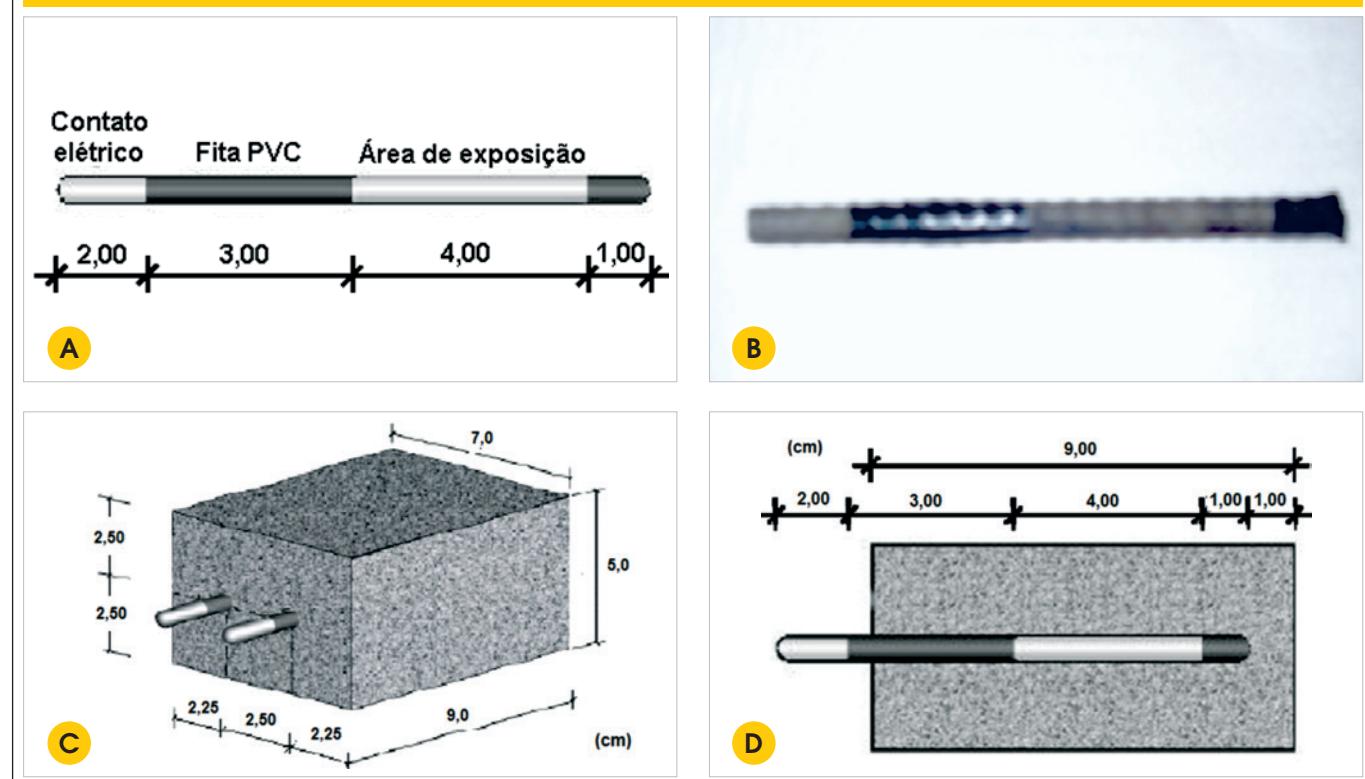


Figura 4 – Aparato e procedimento de medida do potencial de corrosão da armaduras



e $E_{corr} > -0,550$ V, para as barras revestidas com Zinco-Níquel). Este valor de referência corresponde a uma possibilidade inferior a 10% de ocorrência da corrosão e formação do filme de óxido passivador da armadura, segundo a ASTM C 876/91, para o eletrôdo de calomelano saturado, utilizado neste trabalho. Em outros trabalhos [14-16], achou-se necessário definir uma idade específica, ou idade de referência, a partir da qual foram iniciados os procedimentos dos ensaios acelerados de corrosão. Os citados autores atrelaram a idade de referência à estabilização do processo de hidratação do cimento e definiram a idade de 63 dias [14, 16] e 80 dias [15] como suficientes para que a estrutura das pastas analisadas apresentasse estrutura física relativamente desenvolvida e grau de hidratação significativamente elevado.

Após atingir o “potencial de segurança”, os corpos de prova foram submetidos a dois ensaios acelerados de corrosão: i) ciclos de imersão e secagem e ii) câmara de névoa salina (“salt spray”). No primeiro método, os corpos de prova são submetidos a semi-ciclos de imersão parcial em solução com 3% de cloreto

de sódio (NaCl) com duração de dois dias e posteriores semi-ciclos de secagem em estufa ventilada a 50°C com duração de 5 dias. Durante o semi-ciclo de imersão parcial, o nível da solução de imersão foi mantido em uma altura correspondente à metade da área exposta da barra. Nesta condição, o ingresso de cloretos ocorre inicialmente por absorção capilar, já que os corpos de prova apresentam-se inicialmente secos, e por difusão após a saturação dos poros, e é acelerado devido à evaporação da água através da parte exposta do concreto. De acordo com MCCARTER apud SANTOS [15], em um material poroso, há uma relação entre a força de succão capilar e o grau de saturação. Assim, quando existe uma região exposta e seca, as forças de succão serão maiores e irão resultar em um movimento da água no interior do concreto mais rápido.

A concentração de 3% de NaCl foi adotada por ser uma concentração próxima à apresentada pela água do mar, além de ser a concentração crítica. A concentração da solução de imersão era medida antes de iniciar cada semi-ciclo de umedecimento e ajustada sempre que necessário. Além disso, esta solução utilizada é trocada por uma nova com a mesma concentração a cada quatro ciclos.

Ao final de cada semi-ciclo foram medidos o potencial de corrosão (E_{corr}) e a massa dos corpos de prova. O potencial de corrosão foi utilizado como um indicativo da condição de passivação das barras e a variação de massa dos corpos de prova após cada semi-ciclo fez-se necessária para a avaliação do grau de saturação dos poros dos concretos analisados.

Por meio da análise dos resultados obtidos de potencial de corrosão (E_{corr}), observou-se se a barra apresenta-se em estado ativo ou passivo de corrosão, utilizando como referência o eletrôdo de calomelano saturado. O ensaio foi finalizado no momento em que 2 ciclos completos e consecutivos apresentassem valores de potencial de corrosão abaixo do valor crítico. No ensaio conhecido como “salt spray”, os corpos de prova foram submetidos a uma câmara de névoa salina (Equilam SS600e), sob condições controladas segundo a ASTM B-117 (“Standard Practice for Operating Salt Spray (Fog) Apparatus”). Conforme a referida norma, a solução salina utilizada deve apresentar concentração de 5% de NaCl, o pH deve ser mantido entre 6,5 e 7,2 e a temperatura da câmara em 35°C. Foram feitas medidas periódicas dos potenciais de corrosão para monitoramento da corrosão dos corpos de prova.

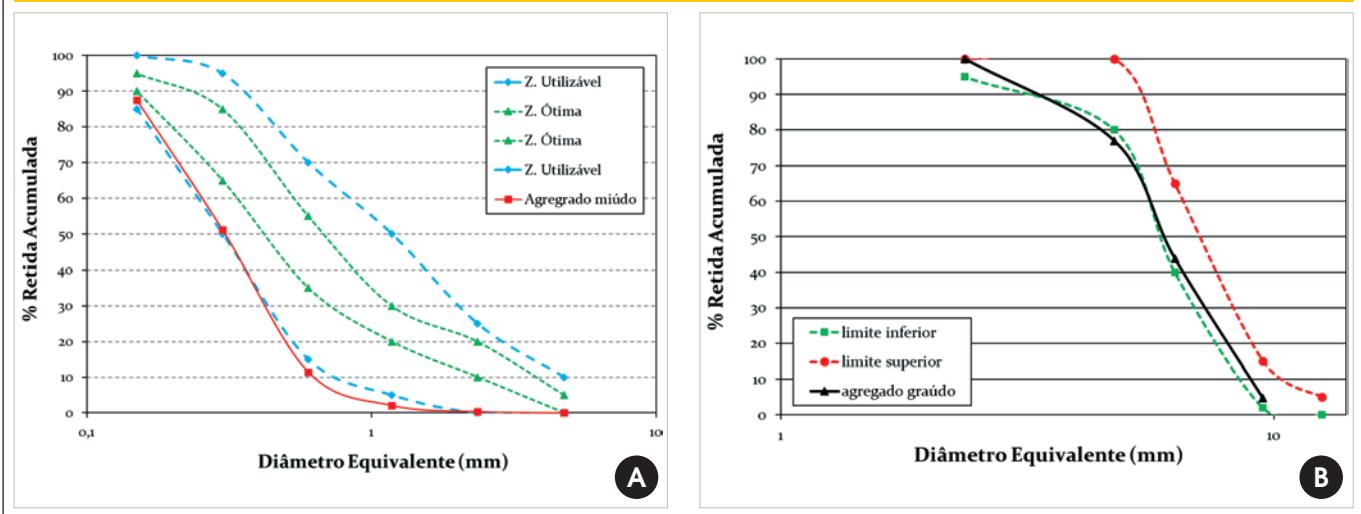
Após a finalização de cada um dos ensaios, as barras foram extraídas dos corpos de prova, limpas de acordo com a ASTM G-1/03 e pesadas para observar a perda de massa e comparar com o valor verificado antes do início do ensaio. Assim, a taxa de corrosão (TC) pode ser calculada, de acordo com a equação (4).

$$CR = \frac{K.W}{A.T.D}$$

(4)

Sendo K = constante (para TC em $\mu\text{m/ano}$, $K=8,76 \cdot 10^7$; para TC em $\text{g/m}^2 \cdot \text{ano}$, $K = 8,76 \cdot 10^7 \cdot D$); W = perda de massa (g); A = área de exposição (cm^2); T = tempo de exposição (h); D = densidade (para o aço CA-50, D = $7,85 \text{ g/cm}^3$). No presente estudo, A = $15,83 \text{ cm}^2$ e T = Tempo de duração dos ensaios.

Figura 5 – Distribuição granulométrica e limites de classificação da (A) areia (utilizável inferior) e (B) da brita (4,75-12,5 mm, brita 0) utilizadas na produção do concreto



3. Resultados e discussões

3.1 Caracterização dos materiais

O cimento Portland utilizado apresentou área superficial específica igual a $0,425 \text{ m}^2/\text{g}$ e massa específica igual a $2,98 \text{ Kg}/\text{dm}^3$. A areia apresentou massa específica igual a $2,63 \text{ Kg}/\text{dm}^3$, Módulo de Finura igual a 1,52 sendo classificada como areia fina e estando na zona utilizável inferior (Figura 5a). A brita teve massa específica igual a $2,79 \text{ Kg}/\text{dm}^3$ e Dimensão Máxima Característica igual a 9,5 mm, sendo classificada como brita 4,75-12,5mm ou brita 0 (Figura 5b). As distribuições granulométricas dos mesmos podem ser vistas na Figura 5.

3.2 Caracterização do concreto

O concreto utilizado no presente trabalho foi caracterizado aos 28 dias de idade, quanto a suas características fundamentais: trabalhabilidade (slump), porosidade e densidade aparente, absorção de água por capilaridade e resistência à compressão axial. Os resultados de caracterização só apresentados na Tabela 6.

3.3 Potencial de corrosão

O potencial de corrosão das barras inseridas em corpos de prova submetidos ao ensaio acelerado, através de ciclos de imersão e secagem, foi medido após cada semi-ciclo e está apresentado na Figura 6.

Ao longo do ensaio, os valores de potencial de corrosão apresentaram comportamento esperado e percebido na literatura [14], onde as medidas efetuadas após o semicírculo de imersão mostram potenciais muito mais negativos do que as medidas após o semicírculo de secagem. Tal fato é explicado por Rocha [17], que mostra que a temperatura, a umidade e o grau de saturação interferem diretamente nas medidas eletroquímicas de potencial de corrosão e que essa interferência é ainda agravada quando há contaminação por cloreto.

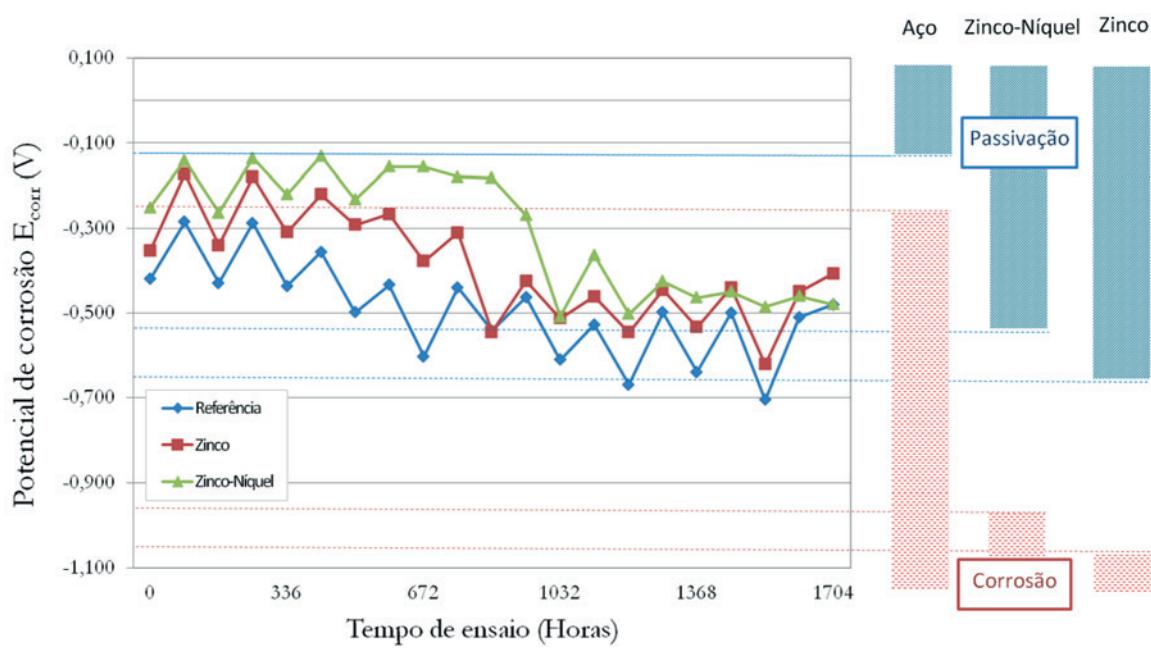
No ensaio de envelhecimento por névoa salina, as condições descritas anteriormente (temperatura, umidade e grau de saturação) se mantêm constantes, levando a um comportamento diferente, conforme apresentado na Figura 7.

Conforme sugere González et al. [18], as medidas de potencial não são conclusivas por si só, devido à gama de fatores que a

Tabela 6 – Caracterização do concreto utilizado

Traço (cimento : areia : brita : água)	Resultado	Norma
Característica	Resultado	Norma
Abatimento (Slump)	220 mm	NBR NM 67:1998
Porosidade aparente	$(18,25 \pm 0,45) \%$	NBR 9778:2009
Densidade aparente	$(2,15 \pm 0,09) \text{ g}/\text{cm}^3$	NBR 9778:2009
Absorção de água por capilaridade	$(0,129 \pm 0,019) \text{ kg}/\text{m}^2 \cdot \text{min}^{0,5}$	NBR 9779:2012
Resistência à compressão axial	$(31,1 \pm 0,72) \text{ MPa}$	NBR 5739:2007

Figura 6 – Evolução dos potenciais de corrosão durante o ensaio de envelhecimento por ciclos das barras galvanizadas e de referência



influenciam, demandando o levantamento de informações complementares, como resistividade do concreto, porém, nos fornece uma indicação preliminar da situação das barras quanto à corrosão. Como visto, o potencial de corrosão das barras revestidas se manteve dentro da faixa de incerteza ($E_{corr} > -1,043$ V, para as barras revestidas com Zinco e $E_{corr} > -0,953$ V, para as barras revestidas com a liga Zinco-Níquel), enquanto as barras de referência, sem revestimento, apresentaram potenciais mais

eletronegativos do que o potencial indicador de alta probabilidade de corrosão ($E_{corr} < -0,274$ V). Tal comportamento nos indica uma proteção das armaduras quanto à despassivação, quando revestidas com Zinco e Zinco-Níquel, por eletrodeposição, a partir do retardado da mudança do estado passivo para o ativo, dado pelo revestimento, porém, por ser uma análise de caráter meramente qualitativo, não nos permite compará-los quanto à eficiência da proteção.

Figura 7 – Evolução dos potenciais de corrosão durante o ensaio de envelhecimento por câmara de névoa salina (*salt spray*) das barras galvanizadas e de referência

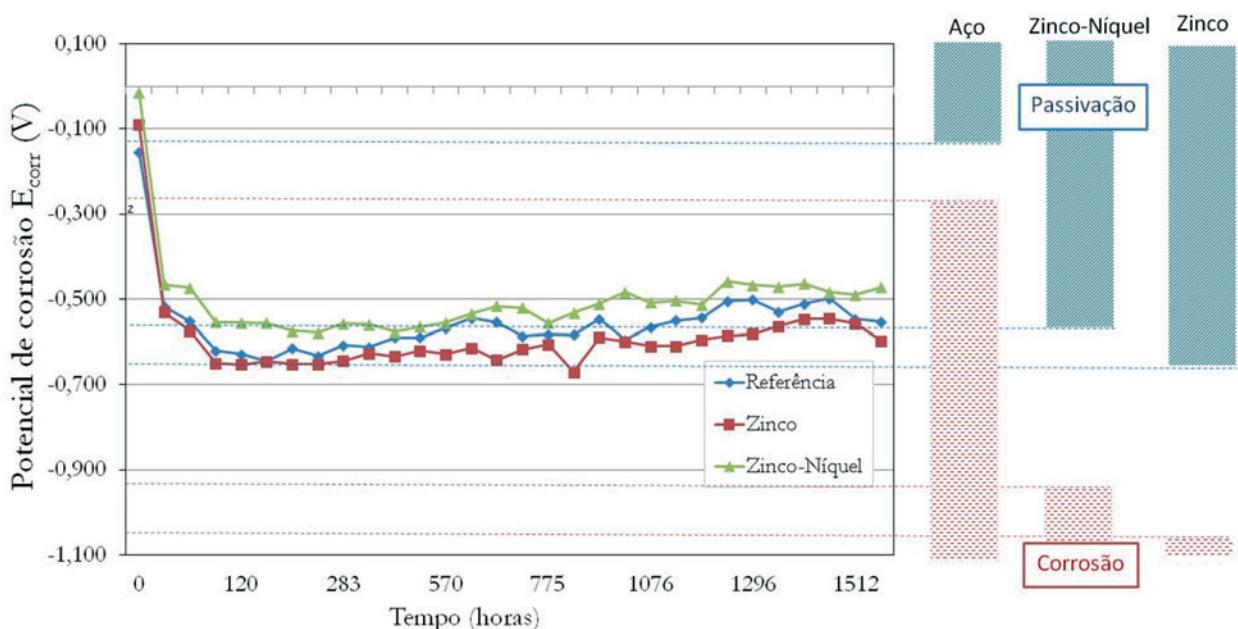


Figura 8 – Taxas de corrosão das barras de referência, galvanizadas com Zinco e com Zinco-Níquel após o ensaio de envelhecimento por ciclos de imersão e secagem

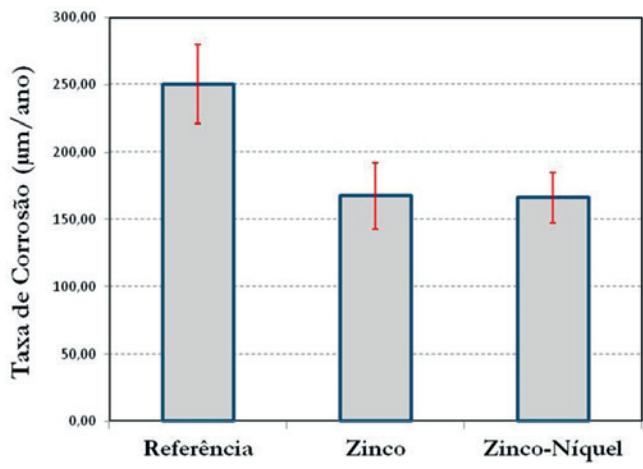
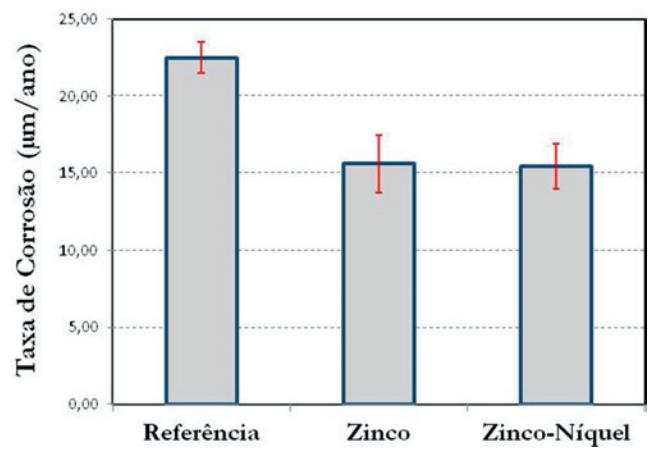


Figura 9 – Taxas de corrosão das barras de referência, galvanizadas com zinco e galvanizadas com zinco-níquel após o fim do envelhecimento por névoa salina



3.4 Taxa de corrosão

As perdas de massa observadas nas barras após o fim dos ensaios acelerados nos permitiram estimar as taxas de corrosão médias, de acordo com as condições superficiais e com o ensaio ao qual foi submetido, conforme apresentado nas Figuras 8 e 9. Como esperado, em ambos os ensaios, as barras galvanizadas apresentaram menor taxa de corrosão do que às barras de referência.

No ensaio de envelhecimento por ciclos (Figura 8), as barras sem galvanização apresentaram uma taxa de corrosão (250,40 μm/ano) maior que as barras galvanizadas com zinco (167,49 μm/ano) e com zinco-níquel (166,15 μm/ano). Foi possível verificar uma diminuição de 33,1% e 33,6%, respectivamente, na taxa de corrosão pela análise dos valores das médias, o que representa um ganho de durabilidade das peças galvanizadas. Podemos observar, ainda, que o revestimento de Zinco-Níquel apresentou resultados de taxa de corrosão levemente melhores e com desvio padrão menor, apresentando um comportamento compatível à distribuição mais uniforme das partículas eletrodepositadas na superfície da barra.

É importante salientar que a espessura adotada para os filmes de zinco e de zinco-níquel (5 μm) pode ter influenciado no alto desvio dos resultados, visto que os revestimentos usuais de ligas de zinco apresentam valores bem superiores (da ordem de 100 μm). Isso pode ter contribuído para uma formação deficiente da película de óxidos de zinco que retardariam a corrosão. Além disso, podem ter ocorrido falhas localizadas, contribuindo para a ocorrência de formas de corrosão diferentes da corrosão uniforme, a qual é pressuposto do cálculo da taxa.

Os resultados da taxa de corrosão para o ensaio de exposição à névoa salina (Figura 9) demonstram uma variabilidade bem menor, assim como uma ordem de grandeza bem menor, o que demonstra a agressividade menos acentuada desse método. Aqui,

encontrou-se uma taxa de 22,50 μm/ano para as barras convencionais, 15,58 μm/ano para as barras galvanizadas com zinco e 15,40 μm/ano para as barras galvanizadas com zinco-níquel. Mais uma vez, verifica-se o aumento da vida útil da peça.

Assim, é possível comparar as eficiências dos ensaios acelerados de corrosão, a partir das medidas das taxas de corrosão. Enquanto as barras de referência apresentaram uma taxa de corrosão média de 250,40 μm/ano no envelhecimento por ciclos, na câmara de névoa salina essa taxa média foi de apenas 22,50 μm/ano. O mesmo acontece com as barras galvanizadas, que no primeiro ensaio apresentaram taxa média de 167,49 μm/ano e 166,15 μm/ano, enquanto no segundo ensaio essa taxa foi de 15,58 μm/ano e 15,40 μm/ano, para as barras revestidas com zinco e zinco-níquel, respectivamente, mostrando que o ensaio acelerado por ciclos mostra-se mais eficiente para a avaliação de corrosão em corpos de prova de concreto armado.

Tal diferença pode ser justificada pela escassez de um dos componentes indispensáveis para o desencadear do processo de corrosão: o oxigênio. Devido ao fato de a câmara de névoa salina ser vedada e os corpos de prova estarem na maior parte do tempo saturados, a entrada de oxigênio fica debilitada, dificultando a corrosão. Assim, possíveis alterações na sistemática do ensaio, que permitam uma maior entrada de oxigênio, podem torná-lo mais eficiente na aceleração da corrosão em corpos de prova de concreto armado.

4. Conclusões

A partir dos resultados obtidos, conclui-se que:

- A eletrodeposição é um método eficiente de proteção das armaduras de aço para a construção civil;
- Os revestimentos de zinco e zinco-níquel mostraram-se eficazes no aumento de vida útil das armaduras, apesar da

- espessura adotada para o trabalho ter se mostrado insuficiente para grandes aumentos na vida útil, possivelmente interferindo na performance de proteção dos revestimentos;
- O ensaio acelerado por ciclos de secagem e umedecimento mostrou-se mais eficiente para a avaliação de corrosão em corpos de prova de concreto armado, em comparação ao ensaio de exposição à névoa salina;
 - A utilização de técnicas mais refinadas de monitoramento da corrosão se fazem necessárias para se obter um melhor entendimento do funcionamento do revestimento de ligas de zinco e zinco-níquel no concreto armado, visto que a literatura sobre o tema é escassa.

5. Agradecimentos

À Pró-Reitoria de Ensino e Pós-Graduação (PROPG), à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado da Bahia (FAPESB) ao CNPq e à Pró-Reitoria de Pesquisa, Criação e Inovação (PROPCI) pela bolsa de pesquisa. À toda equipe do LEDMA, do LAMET e do CETA pelo apoio técnico.

6. Referências bibliográficas

- [1] GENTIL, V. Corrosão, Rio de Janeiro: LTC, 5ed, 2007.
- [2] CALLISTER, Jr., W.D. Ciência e engenharia de materiais: Uma introdução, Rio de Janeiro: LTC, 7ed, 2008.
- [3] YEOMANS, S. R. (Ed.) Galvanized Steel Reinforcement in Concrete. [Camberra]: Elsevier, 2004. cap. 6.
- [4] BROOMFIELD, J. P. Galvanized Steel Reinforcement in Concrete: A Consultant's Perspective In: YEOMANS, S. R. (Ed.) Galvanized Steel Reinforcement in Concrete. [Camberra]: Elsevier, 2004. cap. 9.
- [5] GRAVILA, M.; MILLET, J.P.; MAZILLE, H.; MARCHANDISE, D.; CUNTZ, J.M. Corrosion behaviour of zinc-nickel coatings, electrodeposited on steel. *Surface and Coatings Technology* v.123, 1999; p164-172.
- [6] GHAZIOF, S.; GAO, W. Electrodeposition of single gamma phased Zn-Ni alloy coatings from additive-free acidic bath. *Applied Surface Science* v.311, 2014; p635-642.
- [7] WILCOX, G. D.; GABE, D. R. Electrodeposited zinc alloy coatings, *Corrosion Science* 35 (5-8) (1993) 1251-1258.
- [8] PEDROZA, G. A. G. Efeito da Glicerina como aditivo na Resistência à Corrosão de um Depósito da Liga Zn-Ni, obtido através de Eletrodeposição, Salvador, 2009, Dissertação (mestrado), Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, 112p.
- [9] ZEMPULSKI, L. N.; ZEMPULSKI, M. F. S. Dossiê técnico: galvanização eletrolítica. Instituto de Tecnologia do Paraná TECPAR, 2007, p.21.
- [10] FREIRE, K. R. R. Avaliação do desempenho de inibidores de corrosão em armaduras de concreto, Curitiba, 2005, Dissertação (mestrado), Universidade Federal do Paraná.
- [11] SHERINE H. B.; RAJAKUMARI C. C.; RAJENDRAN S. Corrosion behaviour of stainless steel 304 electroplated with zinc followed by blue passivation. *Portugaliae Electrochimica Acta*, v.29, n.4, 2011; p.295-305.
- [12] PANEK, J.; BIERSKA-PIECH, B.; KAROLUS, M. The corrosion resistance of zinc-nickel composite coatings, *Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering* Katowice, v.45, n.2, 2011; p.157-162.
- [13] RAMANAUSKAS, R.; QUINTANA, P.; MALDONADO, L.; POMÉS, R.; PECH-CANUL, M. A. Corrosion resistance and microstructure of electrodeposited Zn and Zn alloy coatings, *Surface and Coatings Technology* 92 (1-2) (1997) 16-21.
- [14] RIBEIRO D. V.; LABRINCHA J. A.; MORELLI M. R. Effect of the addition of red mud on the corrosion parameters of reinforced concrete. *Cement and Concrete Research*, v. 42, 2012; p.124-133.
- [15] SANTOS, L. Avaliação da resistividade elétrica do concreto como parâmetro para a previsão da iniciação da corrosão induzida por cloretos em estruturas de concreto, Brasília, 2006, Dissertação (mestrado), Universidade de Brasília, 161p.
- [16] BAUER, E. Avaliação comparativa da influência da adição de escória de alto-forno na corrosão das armaduras através de técnicas eletroquímicas, São Paulo, 1995, Tese (doutorado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 236p.
- [17] ROCHA, F. C. da. Leituras de potencial de corrosão em estruturas de concreto armado: influência da relação água/cimento, da temperatura, da contaminação por cloretos, da espessura de cobrimento e do teor de umidade do concreto, Curitiba, 2012, Dissertação (mestrado), Universidade Federal da Paraná.
- [18] GONZÁLEZ, J. A.; MIRANDA, J. M.; FELIU, S. Considerations on reproducibility of potential and corrosion rate measurements in reinforced concrete. *Corrosion Science*, v.46, p.2467-2485, 2004.
- [19] ABDALA, L.; ALBAGLI, D. Vergalhão Galvanizado: Vantagens, Aplicações e Desempenho em Estruturas de Concreto Armado. In: VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, p. 1-10, 2014.

Setting process on mortars containing sugarcane bagasse ash

Pega em argamassas com cinzas do bagaço da cana-de-açúcar

E. CÂMARA^a
everlei@unipar.br

R. C. A. PINTO^b
r.pinto@ufsc.br

J. C. ROCHA^b
janaide.rocha@ufsc.br

Abstract

This paper presents an experimental study of the effect of partially replace of fine aggregate by sugarcane bagasse ash (CBA) in mortar mixtures in cement reactivity at early ages. The setting times and the initial development of the ultrasonic velocity for mortars produced at various water/cement ratios were evaluated. The objective of this study was to characterize the effects of the partial replacement of fine aggregate by sugarcane bagasse ash in the initial process of cement hydration. Therefore, the CBA used in this study went through different beneficiation processes, by grinding, reburning and sieving, with the objective of improve its features. The results suggest the viability of CBA use to accelerate cement hydration at early ages, with also an observed higher compressive strength.

Keywords: sugarcane bagasse ash, mortar, ultrasound, sustainability.

Resumo

Este trabalho apresenta um estudo experimental do efeito da utilização da cinza do bagaço da cana-de-açúcar (CBC) em substituição parcial do agregado miúdo em misturas de argamassa na reatividade do cimento em idades iniciais, avaliando-se os tempos de pega de misturas de argamassa com variadas relações água/cimento, assim como o desenvolvimento inicial da velocidade dos pulsos ultrassônicos. O objetivo deste trabalho é a caracterização dos efeitos da substituição parcial de agregados miúdos por cinzas do bagaço da cana-de-açúcar no processo inicial da hidratação do cimento. Para tanto, a CBC utilizada neste estudo passou por diferentes processos de beneficiamento, através de moagem, requeima e peneiramento, com o objetivo de melhorar suas características. Os resultados do estudo sugerem a viabilidade do uso de CBC em misturas cimentícias, para aceleração da hidratação nas primeiras idades e maiores resistências à compressão ao longo do tempo.

Palavras-chave: cinza do bagaço da cana-de-açúcar, argamassa, ultrassom, sustentabilidade.

^a Departamento de Engenharia Civil, Universidade Paranaense, Umuarama, PR, Brasil;
^b Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil.

Received: 10 Aug 2015 • Accepted: 09 Mar 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introduction

Sugarcane is one of the most important crops in the world. One of its by-product is sugarcane bagasse, which is used as fuel in cogeneration boilers. Thus, the sugar and alcohol industry can be regarded as a sustainable and energy efficient sector. The burning process generates a waste known as sugarcane bagasse ash (SBA), which is abundant in silica, with a potential to develop pozzolanic activity and filling effect in concrete and mortar mixtures. Considerable amount of ashes has been produced over the years. It is expected that their production may keep rising due to ethanol growth. The SBA use as a cement or fine aggregate partial replacement in concrete mixtures reduces the environmental impacts caused by rocks exploitation, and by sand extraction. It also reduces CO₂ emissions and waste disposal, as well as, the environmental impacts caused by elimination of ash on soils or on other areas. To disposal ash in sugarcane crops as fertilizer is a usual practice. It is believed that all sugarcane residues generated can be discharged through this process. However, this practice ignores agrochemicals used in crops and their permanence on soil even though this process is treated as being environmentally correct [1].

There are several works concerning the SBA use in concrete mixtures as a supplementary cementitious material incorporated as partial cement replacement [2-5]. The usual process of SBA treatment through milling and re-burning aims to increase pozzolanic activity by eliminating organic matter and increasing the amount of fine materials. However, some studies [6 -8] have reported SBA as a material with reduced pozzolanic activity; below the minimum values required by international standards. According to these studies, SBA when burnt in an uncontrolled condition and at high temperatures, shows high levels of organic matter, which indicates that it may be more appropriate to be used as fine aggregate replacement material in concrete mixtures. Cordeiro et al. [9] produced ultrafine ashes to replace part of cement in high performance concrete mixtures, reaching better rheological properties and low chloride ion penetration, with no observed decrease in compressive strength. Tantawy et al. [10] observed an acceleration effect on the setting behavior of mortar mixes with addition of SBA re-burnt in a muffle furnace at 700 °C for 3 hours. The porosities of their mixes were also lower due to the ash pozzolanic effect. Frías et al. [11] evaluated bagasse ash after re-burnt in controlled temperature, at 400°C for 20 minutes, and at 800°C for 60 minutes. Similarly, Cordeiro et al. [12] found better results about pozzolanic activity when SBA was re-burnt for 3 three hours at 350°C followed by more three hours at 600°C.

Regardless the treatment process, due to its final granulometry, SBA can alter the cement hydration process at early ages. By filling voids between cement particles, SBA may cause a physical effect [13], which would interfere in the hardening process of concrete mixtures at early ages. The setting and hardening processes are important parameters when to define the times to transport and to vibrate concrete,

Figure 1 – Bagasse waste retained in a 2.0 mm mesh sieve

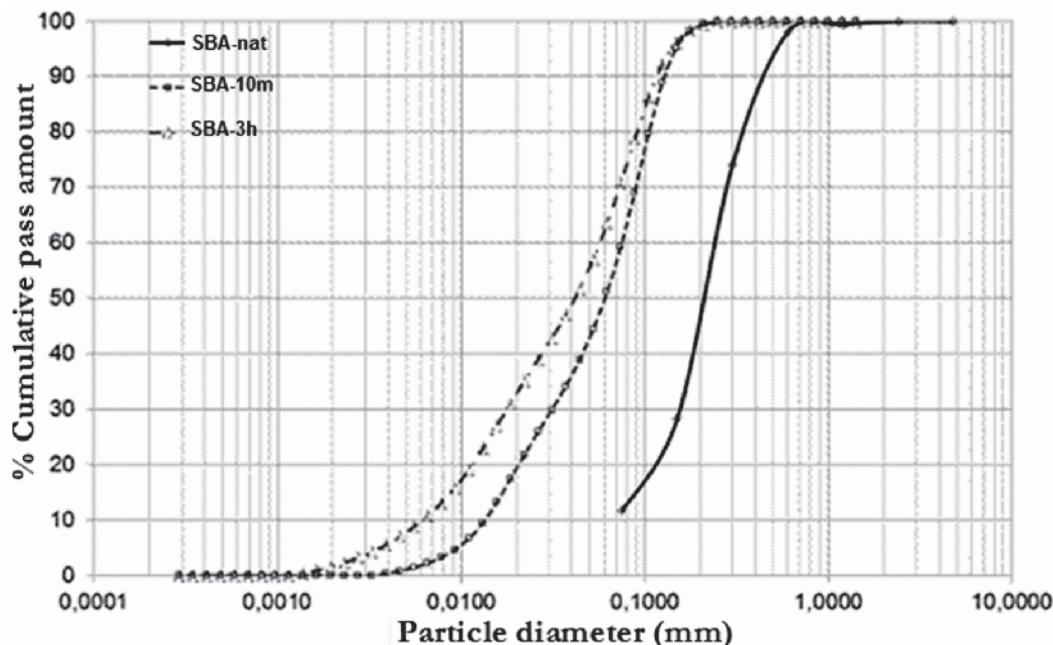


to remove forms and shores, to finish the concrete surface, among others construction activities. A possible accelerator effect may bring some benefits, mainly related to deadlines and tight schedules.

The hydration process and microstructure formation directly influence physical and mechanical properties of concrete and mortar mixtures [14]. It is possible to evaluate the early hydration process and its rate indirectly by the setting times. Initial set is related to the time when concrete changes from fluid to a solid material, while final set is defined when concrete acquires strength. [15]. ASTM C403 [16] procedure indicates the initial and final set times from the penetration resistance of mortar sieved from concrete mixtures. According to Liu et al. [17], this method is not appropriate to field application. One alternative to continuous monitor the concrete physical changes at early ages is to follow the behavior of ultrasonic waves, as cited in several studies [15, 18-20]. The development of the ultrasonic pulse velocity, UPV, in a material is directed related to the microstructure development. Stress waves, such as ultrasound, travel faster in rigid materials. This work evaluates the effect of partial replace fine aggregate by SBA in mortar mixtures at early ages. Mortar mixtures with water/cement ratios of 0.44, 0.48, and 0.52 were produced in the laboratory. For each mixture, three different SBA treatment processes were used: grinding at a ball mill for 3 hours; grinding at a ball mill for 10 minutes; and re-burning for three hours at 300°C followed by three hours at 600°C. Setting times and the development of

Table 1 – Classification of ash treatments

SBA – 10m	SBA – 3h	SBA – R
Ashes ground in ball mill for 10 minutes	Ashes ground in ball mill for 3 hours	Ashes calcined for 3 hours at 300°C plus 3 hours at 600°C

Figure 2 – Granulometry of SBA *in natura*, SBA-10m and SBA-3h

ultrasonic pulse velocity for the first 24 hours were analyzed. The results were compared to the behavior of a reference mortar produced without fine aggregate replacement by SBA. The sugarcane bagasse ash used in this study was collected at a major sugar-alcohol industry in Paraná State, which has a production capacity estimated of 4.000.000 ton of sugarcane per crop.

2. Materials and experimental program

2.1 Sugarcane bagasse ash

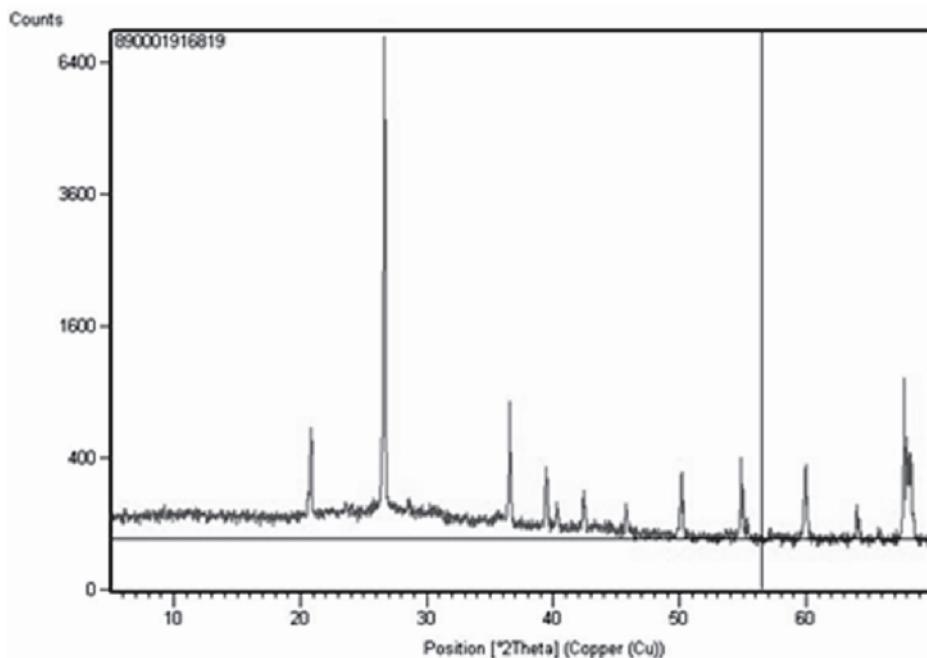
Initially, SBA was oven-dried at a temperature of 100°C to remove moisture, then sieved through a 2 mm mesh, in order to separate wastes of sugarcane bagasse of unburned particles during a complete combustion (Figure 1).

The resulting material was then either grinded for 10 minutes, or for three hours in a ball mill. The former treatment was used only to homogenize SBA, while the latter treatment was used to produce a finer ash. A third treatment was also evaluated, in which SBA was re-burnt in muffle oven at 300°C followed by three hours at 600°C, based on Cordeiro et al. [12] studies. Table 1 presents the nomenclature adopted in this work concerning the applied SBA treatments. Figure 2 presents the granulometry of raw SBA before any treatment. The raw material was only sieved through a 2 mm sieve to separate sugarcane bagasse waste (coarse and fine fibrous). Figure 2 also depicts the SBA granulometric curve after milling in a ball mill for 10 minutes and for three hours.

The chemical composition of sugarcane bagasse *in natura* is presented in Table 2. This chemical composition was determined by

Table 2 – Chemical composition of sugarcane bagasse *in natura*

Sample Concentration	SBA %
Na ₂ O	0.09
MgO	1.63
Al ₂ O ₃	2.53
SiO ₂	76.55
P ₂ O ₅	0.69
SO ₃	0.40
K ₂ O	1.32
CaO	1.20
TiO ₂	0.53
MnO	0.008
Fe ₂ O ₃	2.59
Co ₃ O ₄	0.115
SrO	0.005
ZrO ₂	0.015
Cl	0.027
PF	12.31
Total	100.00

Figure 3 –X-ray diffractogram SBA *in natura*

semi-quantitative analysis using X-ray fluorescence spectrometry. The loss on ignition (LOI) test was carried out to determine the percentage of non-mineral substances. LOI was also considered on X-ray fluorescence analyses.

According to the results in Table 2, 76.55% of bagasse ashes are composed by silica (SiO_2). Regarding the loss on ignition, the observed value of 12.31% is well above the limit value established by ASTM C 618 [21] to be considered as a pozzolanic material (6%).

The mineral composition of SBA *in natura* was determined by X-ray diffraction technique, by using Rigaku Primini X-Ray fluorescence. The results are presented in Figure 3 and Table 3.

SBA pattern diffractogram revealed the presence of a highly crystalline quartz form (SiO_2), with a band of amorphous material in phase 2θ from 21 to 32°, as shown in diffraction pattern in Figure 3.

In addition, the level of pozzolanic activity (PA) of SBA *in natura* was determined according to pozzolanic activity test method NBR 12653 [22]. The observed results presented in Table 4 indicate that

Table 3 – Amorphicity level of sugarcane bagasse ash *in natura*

Phase	Chemical formula	(%)
Quartz	SiO_2	75.1
Level of amorphicity (%)		24.9

ashes samples reached a value of PA of 4.3 MPa, which is below the value of 6.0 MPa indicated by NBR 12653 [22] to be considered as a pozzolanic material.

However, after SBA processed, its potential to pozzolanic activity reaching percentage strength relative to the control mortar with the strength activity index (cement performance) of 89.4%, 87.5% and 102.3% to SBA ashes -10m, SBA-3h and sample SBA-R, respectively. Strength activity index greater than 75% after 28 days are indicative of a positive pozzolanic activity for SBA, after treatment.

2.2 Mortar production

A mix of 58% of natural sand and 42% of artificial sand was prepared in order to be classified in the optimal zone of use, with fineness modulus of 2.65. The maximum aggregate size was 4.75mm. Figure 4 presents the granulometric curves of natural

Table 4 – Pozzolanic activity index of ash

Results	Sugarcane bagasse ash
IPA (MPa)	4.3
#325 (%)	1.4
Specific gravity (g/cm ³)	2.45
Water (g)	215

and artificial sand, as well as the one for the final composition used (58% natural e 42% artificial).

Initially, three mixtures of reference mortar (without SBA addition) were produced with proportion, in mass, of 1:3 (cement to fine aggregates), with water cement ratios of 0.44, 0.48 and 0.52. Table 5 presents the composition of the different mixtures produced. The cement was CP V ARI (high early strength) with multifunctional high-range water reducer to achieve the desired flowability.

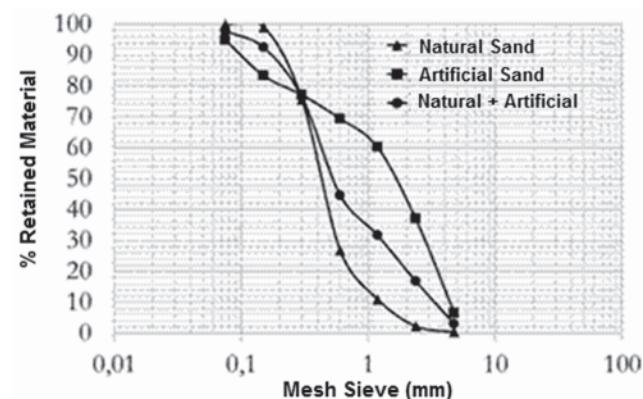
Then, the mortars with SBA addition were produced. In order to preserve the granulometric characteristics, only the fine proportion of the fine aggregates was replaced by SBA, since SBA has a large amount of fines on its composition. Thus, natural and artificial sand were passed through a 150 μm sieve, after which the retained material was used while the sieved material was discharged. The fine material that passed through the 150 μm mesh was about 7.5% of the total mass. This percentage was further adopted as standard for ash addition. Table 6 presents the composition of mortar mixtures with SBA.

A total of 12 different mortar mixtures were produced: three reference mixes and nine mixes as a product of the combination of three water/cement ratios (0.44, 0.48, and 0.52) and three different types of SBA treatments. Each mixture was twice prepared. For each of the 24 mixes, setting time experiments were performed as well as the development of ultrasonic pulse velocity was monitored.

2.3 Experimental tests

The mortar mixes were initially tested for consistency according to ASTM C230 flow test[23]. For each mix, 15x30 cylindrical specimens were cast for the setting time tests, while 20 cm cube specimens were cast for the UPV test. In all specimens, thermocouples were placed to monitor the initial temperatures.

Figure 4 – Granulometry of natural, artificial sand and natural composition (58%) with artificial (42%)



Initial and final set times were determined by the penetration resistance test according to ASTM C403 [16]. Initial and final set times corresponded to the penetration resistance of 3.5 MPa and 27.6 MPa, respectively.

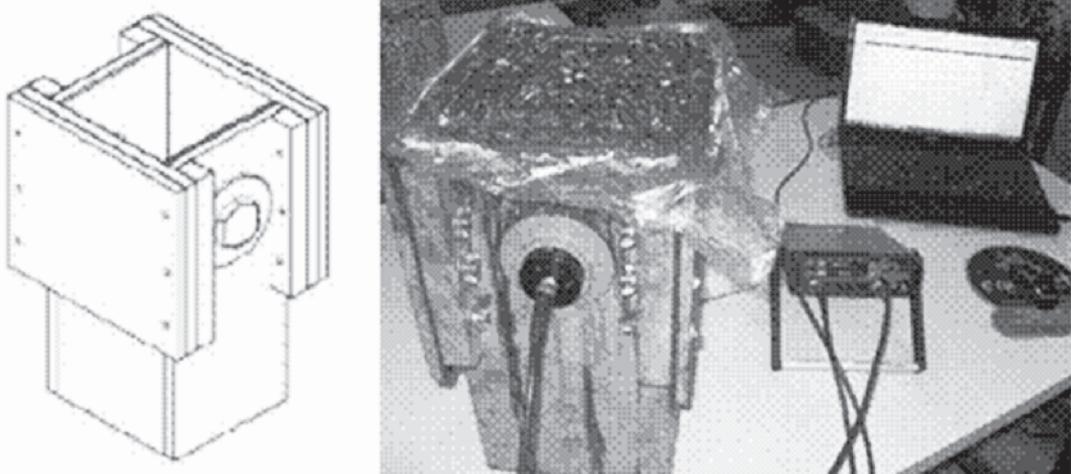
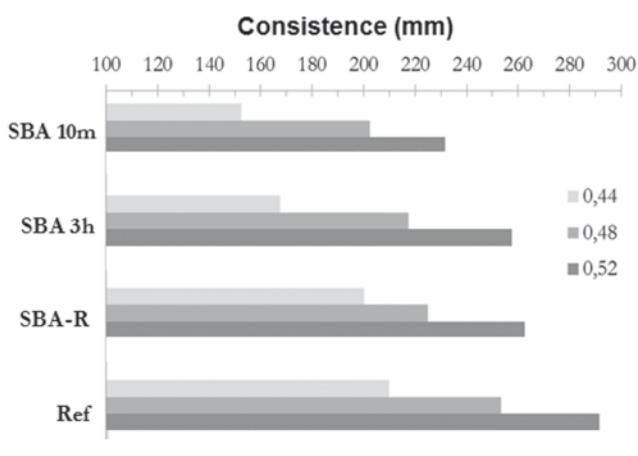
The development of UPV was carried out according to Irrigary [20]. A 20 cm cubic device with an external wood structure of 20 mm, as shown in Figure 5, was used. In order to maintain a steady pressure on the ultrasound transducers, these were placed at the center of the cube specimen (10 cm height) inside a 50 mm diameter hole previously made on the wood structure. A 6 mm glass

Table 5 – Mixtures of reference mortar (mass)

Material	Ref (0.44)	Ref (0.48)	Ref (0.52)
Natural sand	1.74	1.74	1.74
Artificial sand	1.26	1.26	1.26
Cement	1	1	1
Poly-functional additive	0.01	0.01	0.01
Water	0.44	0.48	0.52

Table 6 – Mortar mixture with SBA (mass)

Materials	SBA (0.44)	SBA (0.48)	SBA (0.52)
Natural sand	1610	1610	1610
Artificial sand	1.166	1.166	1.166
SBA	0.225	0.225	0.225
Cement	1	1	1
Poly-functional additive	0.01	0.01	0.01
Water	0.44	0.48	0.52

Figure 5 – Device to monitor ultrasonic pulse velocity according to Irrigaray (20)**Figure 6 – Consistence index of different mortar mixtures according to ASTM C230 (23)**

was placed between the concrete and the ultrasound transducers in order to guarantee a plane surface. Prismatic ultrasound transducers of 50 mm diameter and frequency of 54 kHz were used. Once the cubic device was filled with mortar, the transducers were attached and the UPV measurement was initiated. A five minute interval was used to acquire UPV over the first 24 hours.

3. Results and discussions

As expected, the consistency of the fresh mortar increased for mixes with higher water/cement ratio. Figure 6 presents the observed results for all mixes.

Table 7 lists the initial and final set times measured for all mortar mixtures. The development of UPV over time, obtained for the different mortar mixtures are presented in Figures 7 to 9.

The recorded temperatures of each mixture during the first 24 hours are shown in Figures 10, to 12. Table 8 shows the average compressive strength at 28 days obtained for each mortar mixture. The consistency data presented in Figure 6 indicate that mixtures with partial replacement of fine aggregate by SBA showed lower flow values than the reference mixes regardless the SBA treatment.

Among the mixes with different types of SBA treatment addition, the consistency of mix with re-burnt SBA (SBA-R) was the closest to the consistency of the reference mixtures. On the other hand,

Table 7 – Initial setting time (I.S.) and final setting (F.S.)

Mixture	Mixture (0.44)		Mixture (0.48)		Mixture (0.52)	
	I. S. (h)	F. S. (h)	I. S. (h)	F. S. (h)	I. S. (h)	F. S. (h)
Ref 1	11.2	12.7	9.9	11.6	11.4	13.9
Ref 2	12.0	13.8	12.4	16.0	12.5	15.5
SBA 1 – 10m	7.7	10.5	8.5	11.9	7.5	9.2
SBA 2 – 10m	9.1	11.8	9.4	11.2	9.6	11.9
SBA 1 – 3h	7.8	11.1	9.2	11.7	9.8	11.8
SBA 2 – 3h	8.7	10.7	13.3	16.2	12.5	16.0
SBA 1 – R	8.5	10.3	8.8	10.8	8.9	10.4
SBA 2 – R	9.5	11.5	9.4	11.4	10.0	12.1

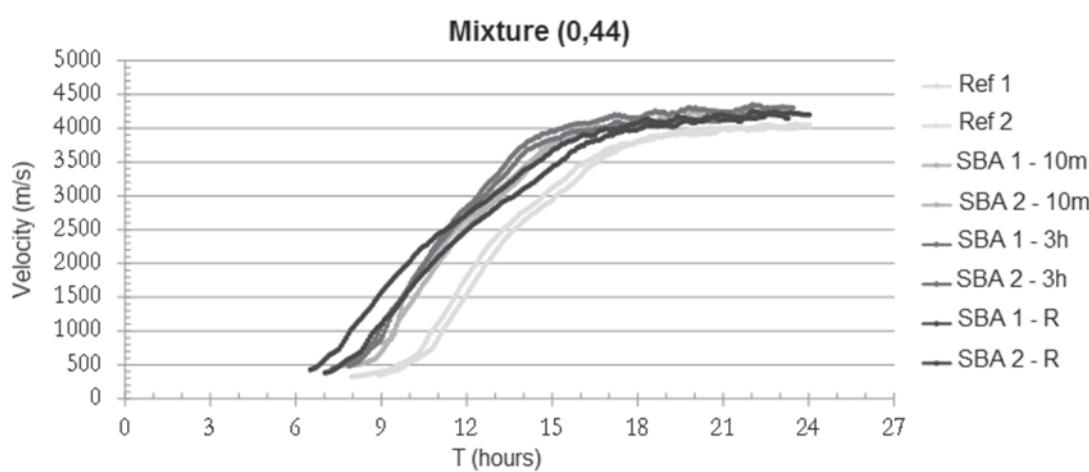
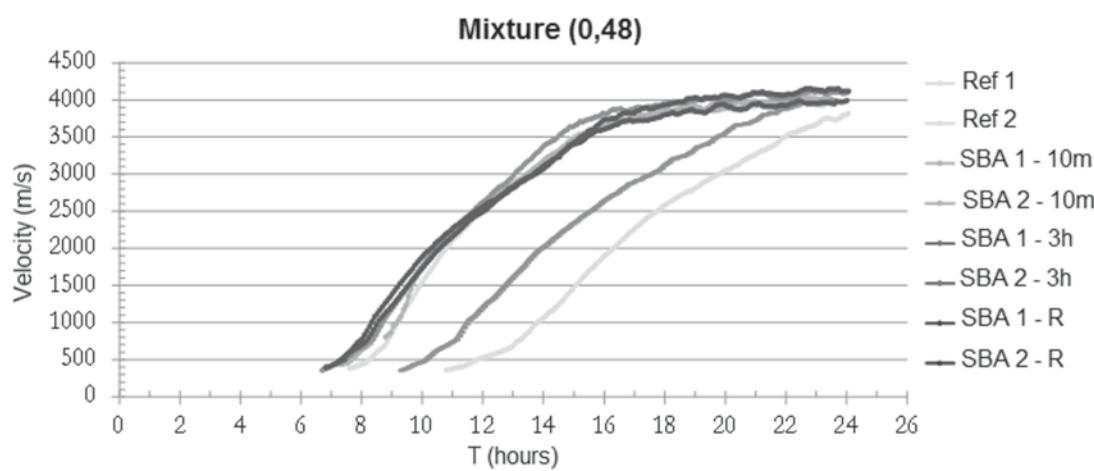
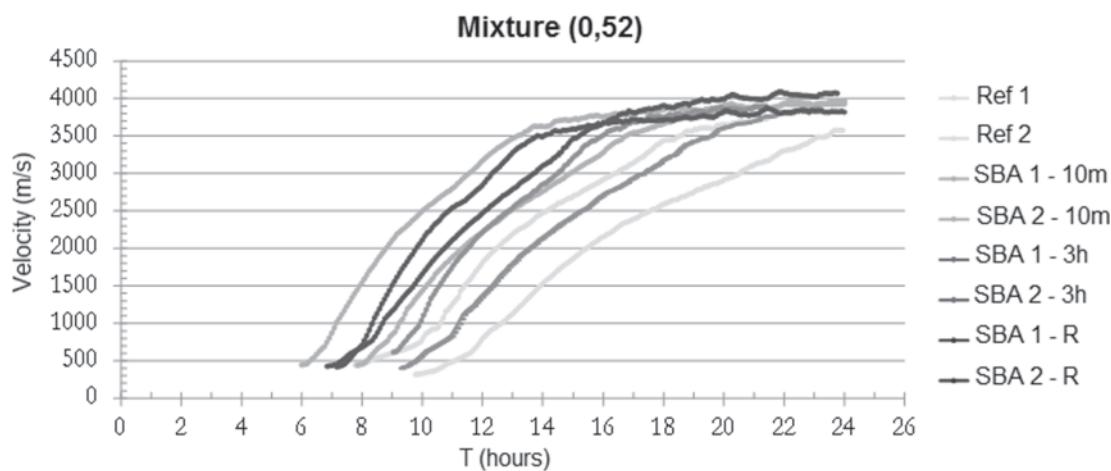
Figure 7 – Development of ultrasonic pulse velocity over the time for mixtures with w/c = 0.44**Figure 8 – Development of ultrasonic pulse velocity over the time for mixtures with w/c = 0.48****Figure 9 – Development of ultrasonic pulse velocity over the time for mixtures with w/c = 0.52**

Figure 10 – Temperature history formortar mixtures with w/c = 0.44

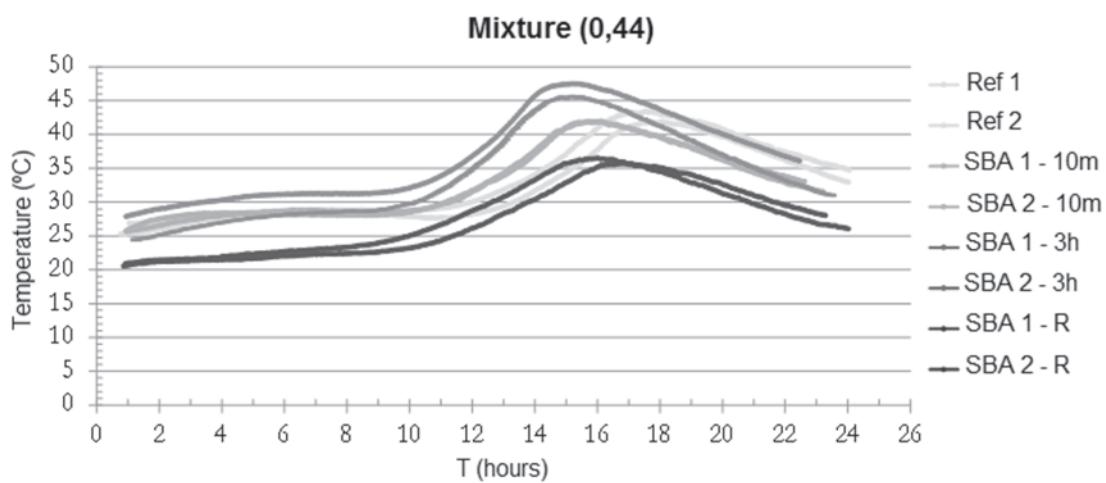


Figure 11 – Temperature history for mortar mixtures with w/c = 0.48

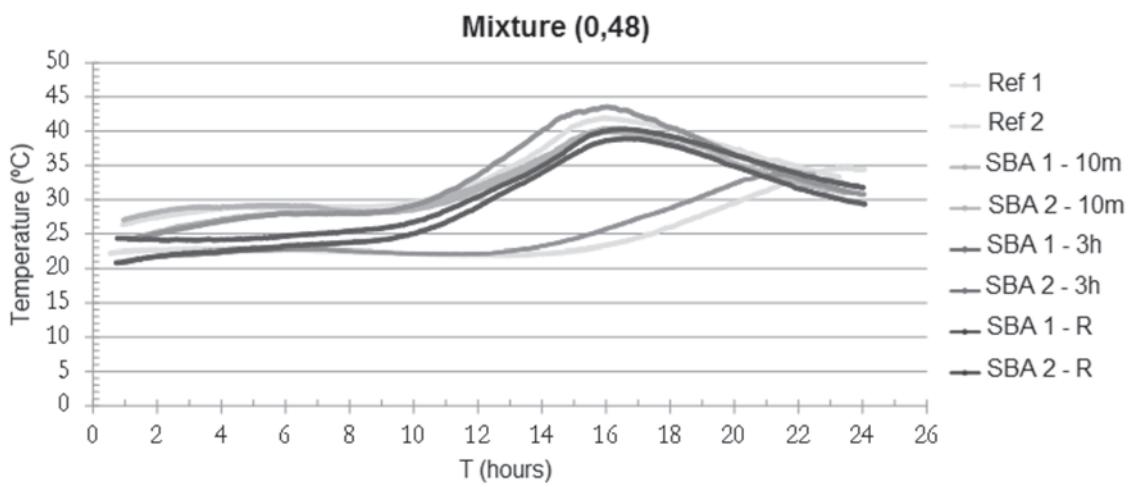


Figure 12 – Temperature history for mortar mixtures with w/c = 0.52

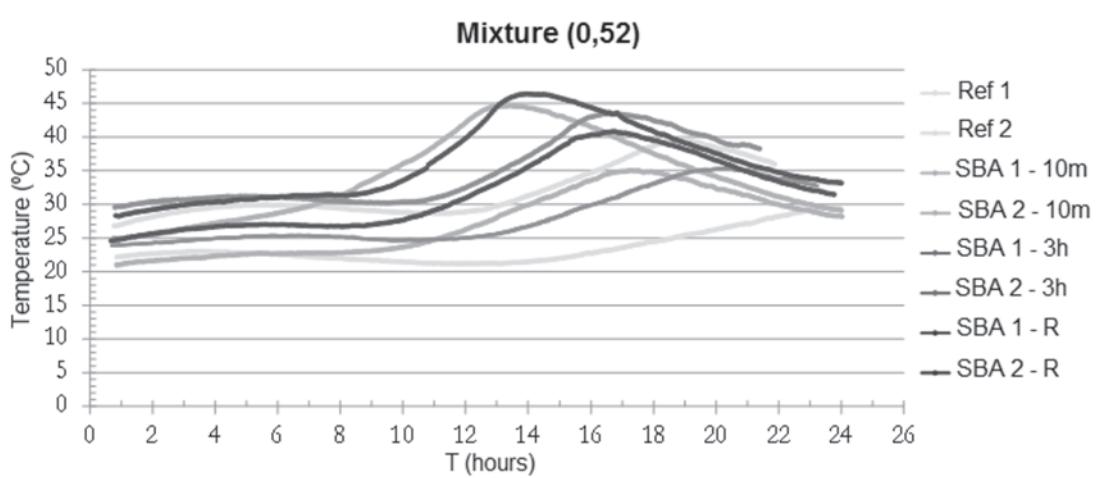


Table 8 – Average compressive resistance at 28 days from mortar mixtures

Mixture	Fc 28 days (MPa)		
	0,44	0,48	0,52
Ref	45.2	43.7	42.2
SBA – 10m	52.1	46.7	43.1
SBA – 3h	53.8	48.4	46.1
SBA – R	54.1	48.8	46.4

mixtures with SBA grinded for 10 minutes (SBA-10) showed the lowest levels of consistency.

The lower consistency of mortars with SBA indicates that this ash has a lower granulometry as compared to the fine portion of the fine aggregate granulometry. However, the duration of SBA grinding did not appear to modify the consistency, since mixtures SBA-3h showed a similar consistency as mixture SBA-10m. The presence of unburned material yields a mixture with lower workability, and higher water demand. For SBA-10 m mixture, the duration of grinding may not have been enough to reduce the organic particles, which may have caused a higher friction among them, and thus reduced workability.

This could also explain the higher consistency for SBA-R mixtures since reburning would enable a smaller amount of organic material. As far as setting and ultrasound test are concerned, it is clear that the tested mixtures were not at the same temperature. Since 24 mortar mixture were produced throughout a year, according to data presented in Figures 10 to 12, the initial temperatures varied from 20°C to 30°C, while the maximum temperatures registered underwent variation of 10°C among the mixtures, and also between the same mixtures, as can be seen from the temperatures recorded for mixes SBA-1 and SBA-2 for a w/c ratio of 0.52.

It is well known that the rate of the hardening process of cementitious mixtures depends on time and on the temperature history that the mixes are submitted to. At early ages, temperature has a great influence on strength development [24]. Therefore, in order to compensate the temperature effects, maturity functions were used to

transform actual ages to equivalent ages (t_e). The Freisleben-Hansen and Pedersen (FHP) maturity function proposed by ASTM C 1074 [25], as reproduced in Equation 1, was used. When maturity functions are applied, it is necessary to know the temperature dependence of the mixtures, given by the apparent activation energy (E_a). In this work, the value of 30 kJ/mol for E_a was chosen. This value lies among the ones presented in a broader study with several mixtures [26]. For cement Type I without any supplementary cementitious materials, the reported values are within 22 kJ/mol to 37.9 kJ/mol.

$$t_e = \sum e^{-\frac{E_a}{R} \left(\left(\frac{1}{t} \right) - \left(\frac{1}{t_r} \right) \right)} \Delta t \quad (1)$$

Where:

t_e – equivalent age at the reference temperature;

E_a – apparent activation energy (J/mol);

R – universal gas constant = 8.314 J/mol·K

t – average mixtures temperature during time interval Δt

t_r – reference temperature (20°C);

Δt – time interval

Thus, the setting times shown in Table 7 were recalculated for each mixture temperature history using Equation 1 with activation energy of 30 kJ/mol. The set times at equivalent ages are presented in Table 9.

It can be observed that, when the influence of temperature is not taken into account, variations between the initial and final set times for the same mixture were recorded. SBA-10m mixtures with w/c of 0.52 showed initial set times of 7.5 and 9.6 hours, according to Table 7. On the other hand, when temperature is considered, these values were 9.7 and 10.5 hours at 20°C.

Results on Table 9 indicate that mixtures with ashes accelerated setting since the initial and final set times were lower than those of the reference mixtures, except for SBA-3h mixture with w/c of 0.48 and 0.52. In these cases, the data were similar. These results demonstrate that when ash was added in the mixture, regardless of the pre-treatment used, they tended to accelerate mortar hardening. The ashes that were reburnt were the ones that resulted in a larger effect on acceleration. This may be attributed to the

Table 9 – Initial and final setting time (t_e at 20°C)

Mixture	Mixture 0,44 (h)				Mixture 0,48 (h)				Mixture 0,52 (h)			
	I. S.	Mean	F. S.	Mean	I. S.	Mean	F. S.	Mean	I. S.	Mean	F. S.	Mean
Ref 1	15.3	15.7	17.6	18.1	13.5	15.7	13.6	16.9	16.1	14.8	19.8	18.3
Ref 2	16.1	15.7	18.7	18.1	13.7	15.7	13.6	16.9	13.5	14.8	16.8	18.3
SBA 1-10m	10.3	11.2	14.1	15.1	11.6	11.2	11.9	15.7	9.7	10.1	12.6	13.0
SBA 2-10m	12.1	11.2	16.1	15.1	12.2	11.2	11.9	15.7	10.5	10.1	13.3	13.0
SBA 1-3h	11.4	11.4	15.0	14.7	11.9	11.4	13.2	16.8	14.0	14.5	17.8	18.8
SBA 2-3h	11.3	11.4	14.4	14.7	14.6	11.4	13.2	16.8	15.0	14.5	19.9	18.8
SBA 1-R	9.2	9.7	11.5	12.0	10.4	9.7	10.5	13.1	13.2	13.0	15.6	15.7
SBA 2-R	10.2	9.7	12.5	12.0	10.6	9.7	10.5	13.1	12.8	13.0	15.9	15.7

high silica content in the ashes which changes the Ca/Si ratio, and promotes the formation of the silica-rich phases. Also, temperature used to reburn SBA ashes reduced the amount of unburned particles and, at early ages could promote acceleration effects as well as increased reaction of clinquer phases. As far as w/c ratio is concerned, it was observed that the setting process is accelerated at lower values of w/c ratio.

Similarly, to the set times, the ultrasonic pulse velocities measured over the time were transformed into equivalent age at constant temperature of 20°C. Figures 13 to 15 show the results. Test of UPV were carried out on two different samples, which implied in different temperatures to each one. By transforming actual time in equivalent time, the UPV development curves

over time for each mortar mixture were similar, which facilitated the identification of the behavior at early ages of each mixture during the hardening process. The influence of SBA and its different treatments in the hydration of each studied mortar could be verified.

Results of the ultrasonic pulse velocities appeared to correlate well with the penetration test results. It is possible to observe an acceleration effect on the development of ultrasonic pulse velocities for mixes with SBA when compared to the reference mixtures (without ash). This would indicate acceleration on the hardening process of such mixes. Among the ash treatments, for mixes with w/c ratios of 0.44 and 0.48, the re-burning process was again the treatment that resulted in a higher acceleration. For mixes with

Figure 13 – Development of ultrasonic pulse velocity in equivalent age at 20°C for mixtures with w/c = 0.44

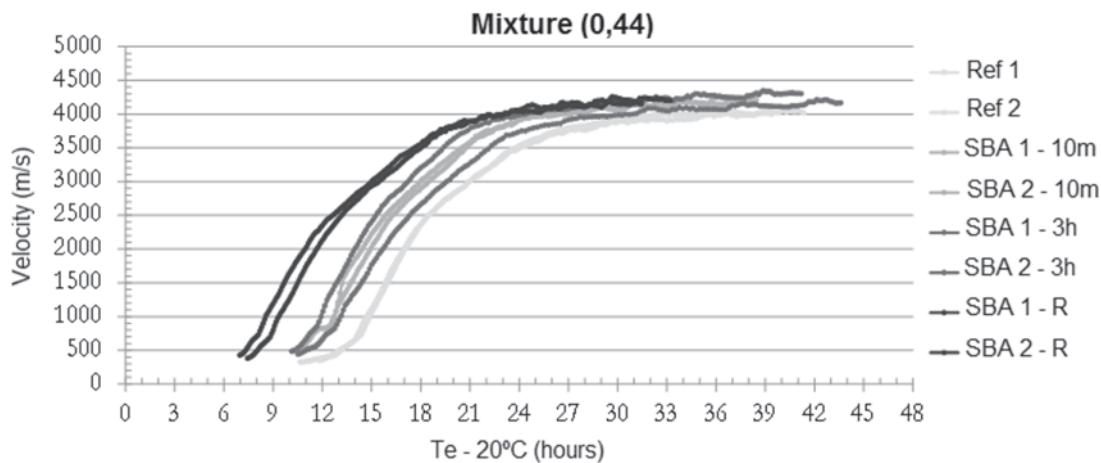


Figure 14 – Development of ultrasonic pulse velocity in equivalent age at 20°C for mixtures with w/c = 0.48

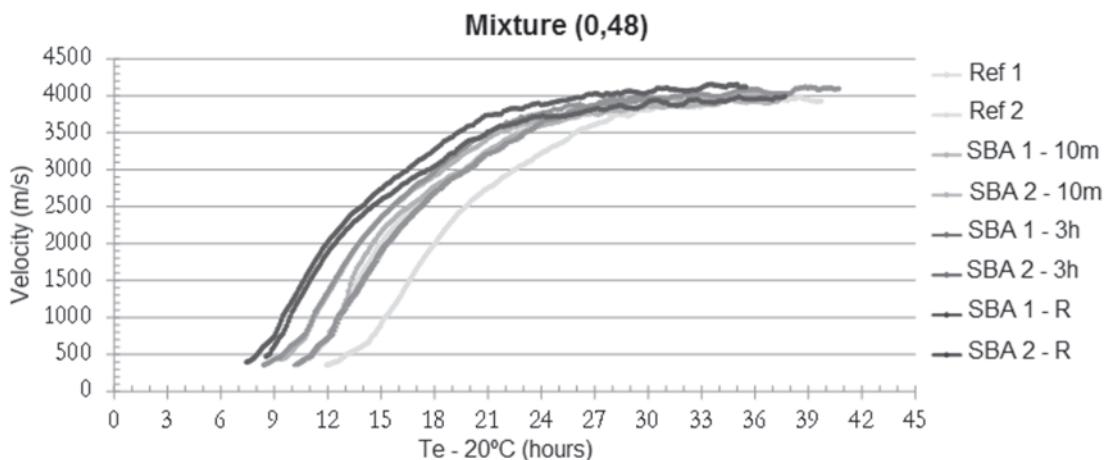
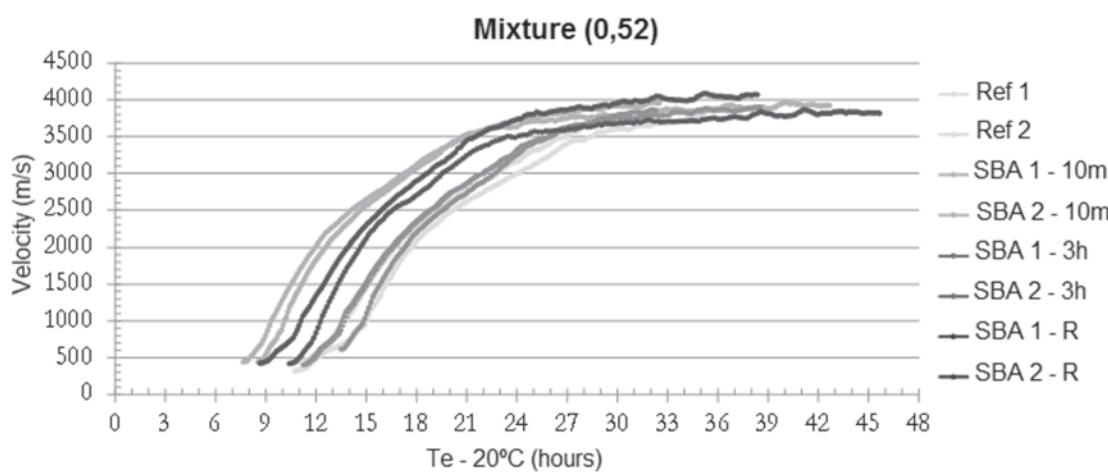


Figure 15 – Development of ultrasonic pulse velocity in equivalent age at 20°C for mixtures with w/c = 0.52



w/c ratio of 0.52, 10 min grinding was the treatment that resulted in a higher acceleration.

Recently, there have been studies that compared the ultrasonic pulse velocity with the final set times of mortar and concrete. Reinhhardt and Grosse [27] and Belie et al. [28] studied the hardening process of mortars and concretes through a continuous monitoring of ultrasonic pulse velocities. They demonstrated that the final set occurs around a UPV value of 1500 m/s. Thus, based on these studies, Table 10 presents the final set equivalent times (for a reference temperature of 20°C) associated to the observed ultrasonic pulse velocity of 1500 m/s, for all mortar mixtures. Once again, it is possible to observe the acceleration effect on final set times for mixtures with presence of SBA.

With regard to compressive strength, the results in Table 8 suggest that the presence of ashes in the mixtures directly influenced this property. It was observed a higher strength in the mixtures containing ash, an increasing about 15% to mixtures with lower water/cement ratio, indicating the possibility of a pozzolanic effect in these mixtures

3.1 Discussion

The addition of SBA in mortar mixtures by replacing about 7.5% of the total fine elements of fine aggregate resulted in a higher compressive resistance on 28 days, and on an acceleration effect on the early cement hydration process. Regardless of the ash treatment or w/c ratio, this acceleration may offer substantial benefits to different applications in building construction, especially to those which require shorter construction times or even on tight schedules.

The SBA used in this work, due to its silico content tended to solubilize when in the presence of the amorphous phase. The presence of organic matter may have contributed to a delay in the hydrated compounds formation. In a short period, few techniques are capable of distinguishing this effect and comparative tests may help in the phenomenon identification.

The re-burning treatment used for the SBA, although demanding more energy to its production, could be supported. It provided benefits associated to the acceleration effect and higher compressive strength.

Table 10 – Final setting times to ultrasonic waves velocity of 1500m/s to Te at 20°C

Mixture	Te at 20°C (1500m/s)					
	0,44 (h)	Mean (h)	0,48 (h)	Mean (h)	0,52 (h)	Mean (h)
Ref 1	15.9	16.0	13.8	15.2	16.2	15.7
Ref 2	16.1	16.0	16.7	15.2	15.1	15.7
SBA 1-10m	13.2	13.5	13.4	13.0	10.6	10.9
SBA 2-10m	13.8	13.5	12.6	13.0	11.2	10.9
SBA 1-3h	14.5	13.7	12.4	13.1	15.8	15.4
SBA 2-3h	12.9	13.7	13.8	13.1	14.9	15.4
SBA 1-R	9.6	10.1	11.1	10.9	13.5	13.0
SBA 2-R	10.5	10.1	10.7	10.9	12.5	13.0

Otherwise, its use would be impractical, and as such, grinded ash would be more appropriate to be used according to the identified need. Among the performance of the mixtures with grinded ash, SBA - 3h, which requires a higher consumption of energy and time production, is not justified, once its behavior in the mortar mixtures was similar to mixes with 10 minutes grinding (SBA - 10 m). This latter treatment requires lower energy consumption.

The incorporation of this waste material as partial fine aggregate replacement in concrete and mortar mixtures, regardless of the type of ash treatment, may provide several other benefits in addition to those already mentioned. A sustainable production focused on environmental preservation, waste valuation, to increase products quality and production economic viability is one of the major benefits that can be foreseen.

4. Conclusions

In this study, sugarcane bagasse ashes (SBA) with different treatments were used in mortar mixtures as a partial replacement for the fine elements (less than 150 μm) of fine aggregates. The setting process of these mixtures with different water/cement (w/c) was monitored through the penetration resistance test as well as the ultrasonic pulse velocity at early ages.

During setting, temperature control is extremely important, once the cementitious mixtures hardening and solidification processes can be altered. For the different temperatures observed during the process, the maturity method was used to transform actual time in equivalent age (t_e). All mortars with incorporated ash reached higher compressive strength at 28 days, when compared to the reference mixtures (without ash). Concerning hydration phase at initial ages, mixtures produced with ash, showed an acceleration effect on the hydration process, both by the penetration resistance tests and UPV monitoring.

Mixtures with SBA re-burnt by 06 hours (03 hours at 300°C + 03 hours at 600°C), in general led to the best results. Grinding SBA for 3 hours or for 10 minutes showed a similar behavior, i.e. only to homogenize. It could be identified, that SBA-10m has a viable use, since the mixtures with such ashes showed better results in compared to the reference mixtures, despite the lower performance in comparison to the mixtures with re-burnt ashes. This treatment process is simple, demanding less energy and time for preparation. The use of SBA-R is only feasible to specific buildings, in which the acceleration hydration is crucial, as well as when a higher compressive strength at 28 days is required. The inconvenience of the SBA-10m is its workability, since it has unburned carbon materials. The positive results achieved in this study with the use of SBA in mortar mixtures were probably due to the physical filling effect and/or the pozzolanic activity of the ashes. Further investigations of the physical and chemical characteristics of the ashes used are in development. The incorporation of sugarcane bagasse ashes is feasible in cementitious mixtures, which the potential to bring benefits to a sustainable production focused on environmental preservation, avoiding the disposal of this waste in nature.

5. Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the CNPq and CAPES. Special thanks to UNIPAR.

6. References

- [1] SALES, A.; LIMA, S. A. Use of Brazilian sugarcane bagasse ash in concrete as sand replacement. *Waste management* (New York, N.Y.), v. 30, n. 6, p. 1114–22, jun. 2010.
- [2] DE PAULA, M. O. et al. Potencial da cinza do bagaço da cana-de-açúcar como material de substituição parcial de cimento Portland. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, v. 13, n. 031, p. 353–357, 2009.
- [3] CORDEIRO, G. C. et al. Experimental characterization of binary and ternary blended-cement concretes containing ultrafine residual rice husk and sugar cane bagasse ashes. *Construction and Building Materials*, v. 29, p. 641–646, abr. 2012.
- [4] RUKZON, S.; CHINDAPRASIRT, P. Utilization of bagasse ash in high-strength concrete. *Materials & Design*, v. 34, p. 45–50, fev. 2012.
- [5] BAHURUDEEN, A. et al. Performance evaluation of sugarcane bagasse ash blended cement in concrete. *Cement and Concrete Composites*, v. 59, p. 77–88, 2015.
- [6] MACEDO, P. C. et al. Revisão bibliográfica sobre o uso de cinza de bagaço de cana-de- açúcar na construção civil. *Anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto*, p. 1–14, 2009.
- [7] BESSA, S. A. L. UTILIZAÇÃO DA CINZA DO BAGAÇO DA CANA-DE-AÇÚCAR COMO AGREGADO MIÚDO EM CONCRETOS PARA ARTEFATOS DE INFRAESTRUTURA URBANA. Tese de Doutorado. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2011.
- [8] MODANI, P. O.; VYAWAHARE, M. R. Utilization of bagasse ash as a partial replacement of fine aggregate in concrete. *Procedia Engineering*, v. 51, n. NUICONE 2012, p. 25–29, 2013.
- [9] CORDEIRO, G. C.; TOLEDO FILHO, R. D.; FAIRBAIRN, E. M. R. Ultrafine sugar cane bagasse ash : high potential pozzolanic material for tropical countries. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 3, n. 1, p. 50– 67, 2010.
- [10] TANTAWY, M. A.; EL-ROUDI, A. M.; SALEM, A. A. Immobilization of Cr(VI) in bagasse ash blended cement pastes. *Construction and Building Materials*, v. 30, p. 218–223, maio 2012.
- [11] FRÍAS, M.; VILLAR, E.; SAVASTANO, H. Brazilian sugar cane bagasse ashes from the cogeneration industry as active pozzolans for cement manufacture. *Cement and Concrete Composites*, v. 33, p. 490–496, 2011.
- [12] CORDEIRO, G. C.; TOLEDO FILHO, R. D.; FAIRBAIRN, E. M. R. Effect of calcination temperature on the pozzolanic activity of sugar cane bagasse ash. *Construction and Building Materials*, v. 23, n. 10, p. 3301–3303, out. 2009.
- [13] SOUZA, L. M. S. DE. ESTUDO DE HIDRATAÇÃO E NANOIDENTAÇÃO DE PASTAS DE CINZA DA CASCA DE ARROZ E CINZA DO BAGAÇO DE CANA-DE-AÇÚCAR COM HIDRÓXIDO DE CÁLCIO. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2011.
- [14] SHE, W. et al. In-situ monitoring the setting behavior of foamed concrete using ultrasonic pulse velocity method. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.*, v. 28, n. 6, p. 1146–1154, 2013.

- [15] MIKULIC, D. et al. APPLICATION OF ULTRASONIC METHODS FOR EARLY AGE CONCRETE CHARACTERISATION 2005.
- [16] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance - ASTM C403/C403M – 08, 2008.
- [17] LIU, S. et al. Monitoring setting and hardening process of mortar and concrete using ultrasonic shear waves. Construction and Building Materials, v. 72, p. 248–255, 2014.
- [18] YE, G. et al. Study on the development of the microstructure in cement-based materials by means of numerical simulation and ultrasonic pulse velocity measurement. Cement and Concrete Composites, v. 26, n. 5, p. 491–497, jul. 2004.
- [19] CHEN, W.; SHUI, Z.; LI, Y. Early age hydration of cement paste monitored with ultrasonic velocity and numerical simulation. Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed., v. 25, n. 4, p. 704–707, 19 ago. 2010.
- [20] IRRIGARAY, M. A. P. ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO À COMPRESSÃO POR MEIO DA VELOCIDADE DE PULSOS ULTRASSÔNICOS NA PASTA DO CONCRETO. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina, 2012.
- [21] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in concrete. ASTM C 618-12a, 2012.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12653 - Materiais pozolânicos - Requisitos. Rio de Janeiro - RJ, 2012.
- [23] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Specification for Flow Table for Use in Tests of Hydraulic Cement - ASTM C 230. ASTM, p. 6, 2014.
- [24] MALHOTRA, V. M.; CARINO, N. J. Handbook on Nondestructive Testing of Concrete. [s.l.] CRC Press, 2004. v. 992
- [25] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method - ASTM C 1074, 2011.
- [26] PINTO, R. C. A.; SCHINDLER, A. K. Unified modeling of setting and strength development. Cement and Concrete Research, v. 40, n. 1, p. 58–65, 2010.
- [27] REINHARDT, H. W.; GROSSE, C. U. Continuous monitoring of setting and hardening of mortar and concrete. Construction and Building Materials, v. 18, n. 3, p. 145–154, 2004.
- [28] BELIE, N. DE; GROSSE, C.; BAERT, G. Ultrasonic Transmission to Monitor Setting and Hardening of Fly Ash Concrete. ACI MATERIALS JOURNAL, v. 105, p. 221–226, 2008.

Setting process on mortars containing sugarcane bagasse ash

Pega em argamassas com cinzas do bagaço da cana-de-açúcar

E. CÂMARA^a
everlei@unipar.br

R. C. A. PINTO^b
r.pinto@ufsc.br

J. C. ROCHA^b
janaide.rocha@ufsc.br

Abstract

This paper presents an experimental study of the effect of partially replace of fine aggregate by sugarcane bagasse ash (CBA) in mortar mixtures in cement reactivity at early ages. The setting times and the initial development of the ultrasonic velocity for mortars produced at various water/cement ratios were evaluated. The objective of this study was to characterize the effects of the partial replacement of fine aggregate by sugarcane bagasse ash in the initial process of cement hydration. Therefore, the CBA used in this study went through different beneficiation processes, by grinding, reburning and sieving, with the objective of improve its features. The results suggest the viability of CBA use to accelerate cement hydration at early ages, with also an observed higher compressive strength.

Keywords: sugarcane bagasse ash, mortar, ultrasound, sustainability.

Resumo

Este trabalho apresenta um estudo experimental do efeito da utilização da cinza do bagaço da cana-de-açúcar (CBC) em substituição parcial do agregado miúdo em misturas de argamassa na reatividade do cimento em idades iniciais, avaliando-se os tempos de pega de misturas de argamassa com variadas relações água/cimento, assim como o desenvolvimento inicial da velocidade dos pulsos ultrassônicos. O objetivo deste trabalho é a caracterização dos efeitos da substituição parcial de agregados miúdos por cinzas do bagaço da cana-de-açúcar no processo inicial da hidratação do cimento. Para tanto, a CBC utilizada neste estudo passou por diferentes processos de beneficiamento, através de moagem, requeima e peneiramento, com o objetivo de melhorar suas características. Os resultados do estudo sugerem a viabilidade do uso de CBC em misturas cimentícias, para aceleração da hidratação nas primeiras idades e maiores resistências à compressão ao longo do tempo.

Palavras-chave: cinza do bagaço da cana-de-açúcar, argamassa, ultrassom, sustentabilidade.

^a Departamento de Engenharia Civil, Universidade Paranaense, Umuarama, PR, Brasil;
^b Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brasil.

Received: 10 Aug 2015 • Accepted: 09 Mar 2016 • Available Online: 12 Jul 2016

1. Introdução

A produção de cana-de-açúcar é uma das principais atividades agrícolas no mundo. Um dos subprodutos da indústria da cana-de-açúcar é o bagaço da cana. O bagaço é queimado para gerar energia elétrica, tornando a indústria sucroalcooleira autossustentável energeticamente. Esta queima gera cinzas de bagaço da cana-de-açúcar (CBC), um material rico em sílica, com potencial de atividade pozolânica e de efeito de preenchimento em misturas de concreto e argamassa. A quantidade destas cinzas produzidas tem aumentado显著mente nos últimos anos e deverá seguir esta tendência devido à expansão da produção de álcool combustível. O seu uso como substituição parcial do cimento, ou do agregado miúdo em misturas de concreto, reduz o impacto ambiental causado pela mineração de rochas, ou pela extração de areia em suas jazidas e leitos de rios, diminui as emissões de CO₂ e despejos de resíduos, assim como, reduz o impacto ambiental devido ao descarte incorreto das cinzas nas lavouras ou locais inapropriados. É comum a prática de eliminação de CBC nas plantações de cana-de-açúcar como fertilizante, sendo que os produtores afirmam que este processo é capaz de dar destino a todos os resíduos dentro da própria cadeia de produção. Embora tratada como uma iniciativa ambientalmente correta, esta prática ignora o uso de agrotóxicos nas plantações e permanência destes produtos no solo [1].

Vários trabalhos sobre utilização de CBC em misturas de concreto estão voltados para a substituição parcial do cimento nas misturas [2 - 5]. A CBC é beneficiada através de processos de requeima e moagem, para eliminação de material orgânico e aumento da quantidade de finos, com o intuito de melhorar a atividade pozolânica. Entretanto, alguns pesquisadores [6 - 8] relatam que a CBC é um material de baixa atividade pozolânica, com índices de pozolanicidade inferiores aos valores mínimos exigidos por normas, com quantidade elevada de matéria orgânica, queimada em condições não controladas e a temperaturas muito elevadas, indicando que o seu uso pode ser mais adequado como material substituto da areia em misturas de concreto. Cordeiro et al. [9] produziram cinzas ultrafinas para substituição de parte do cimento em misturas de concreto de alto desempenho, conseguindo melhores propriedades reológicas e baixa penetração de íons cloro, sem redução da resistência. Tantawy et al. [10] queimaram CBC por 3 horas em forno mufla a 700°C, e sua utilização em misturas de argamassa proporcionou redução do tempo de pega e menor porosidade devido ao efeito pozolânico da cinza. Frías et al. [11] avaliaram a queima do bagaço em dois patamares de temperatura controlada, sendo o primeiro a uma temperatura de 400°C por 20 minutos, e um segundo patamar de 800°C por 60 minutos. Também com dois patamares de temperatura, Cordeiro et al. [12] identificaram que as temperaturas que apresentaram melhores resultados de pozolanicidade foi a queima por três horas a 350°C seguida por outras três horas a 600°C.

Figura 1 – Restos de bagaço retidos na peneira de 2,0 mm

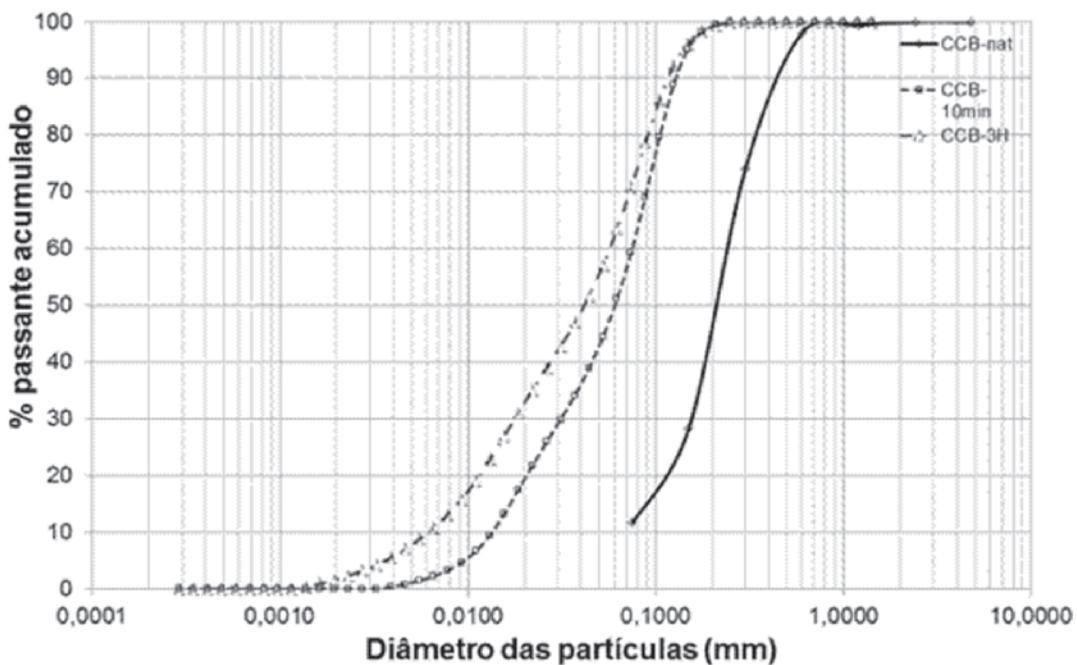


Independente do processo de beneficiamento, devido a sua granulometria final, a CBC pode alterar a taxa de hidratação do cimento nas idades iniciais, devido ao efeito físico de compacidade influenciando no empacotamento da mistura, preenchendo os vazios entre as partículas de cimento [13], o que interfere no processo de endurecimento da mistura de concreto nas primeiras idades. Este processo de endurecimento é um parâmetro importante para definição dos tempos de transporte, execução da vibração da mistura, da remoção de formas e escoramentos, da execução de acabamentos superficiais, entre outras atividades construtivas. Um possível efeito acelerador poderá trazer benefícios para obras da construção civil, principalmente ao que se refere a prazos e cronogramas apertados.

Os processos de hidratação e de formação da microestrutura influenciam diretamente as características físicas, mecânicas e funcionais de concretos e argamassas [14]. Pode-se avaliar a taxa de hidratação de forma indireta utilizando-se os tempos de pega da mistura. Entende-se como início e final de pega os tempos decorridos para a passagem do material do estado fluído para o estado sólido, e começo do ganho de resistência, respectivamente [15]. O método utilizado para a definição destes tempos, como descrito pela norma ASTM C403 [16], consiste na medição da resistência à penetração ao longo do tempo em misturas de argamassa ou argamassa de concreto peneirado. De acordo com Liu et al. [17] este método não é adequado para aplicação em campo. Uma alternativa

Tabela 1 – Nomenclatura adotada para os diferentes tratamentos das cinzas

CBC - 10m	CBC - 3h	CBC - R
Cinzas moídas em moinho de bolas durante 10 minutos	Cinzas moídas em moinho de bolas durante 3 horas	Cinzas Requeimadas por 3 horas a 300 °C + 3 horas a 600 °C

Figura 2 – Granulometrias da CBC *in natura*, CBC-10m e CBC-3h

de monitoramento contínuo nas primeiras idades é a aplicação de ondas ultrassônicas, como explorado em diversos estudos [15, 18 - 20]. O desenvolvimento da velocidade do pulso ultrassônico, VPU, em um material está diretamente relacionado ao desenvolvimento da microestrutura. Ondas mecânicas, como a de ultrassom, tragem mais rapidamente em materiais mais rígidos.

Sendo assim, este trabalho avalia as características apresentadas por argamassas nas idades iniciais, produzidas com substituição parcial de agregados miúdos por CBC. Para tanto, três misturas de argamassa com relações água/cimento de 0,44, 0,48 e 0,52 foram testadas com a utilização de três diferentes tratamentos realizados com a CBC: moagem em moinho de bolas por 03 horas; moagem em moinho de bolas por 10 minutos; e requeima por três horas a 300°C seguida de outras três horas a 600°C. Os tempos de pega e o desenvolvimento da velocidade ultrassônica nas primeiras 24 horas destas misturas foram comparados com os de argamassas de referência, produzidas sem CBC. A CBC utilizada era proveniente da maior usina sucroalcooleira do estado do Paraná, com capacidade de produção de 4.000.000 de toneladas de cana por safra para produção de álcool e açúcar, estando localizada na região Noroeste do Paraná.

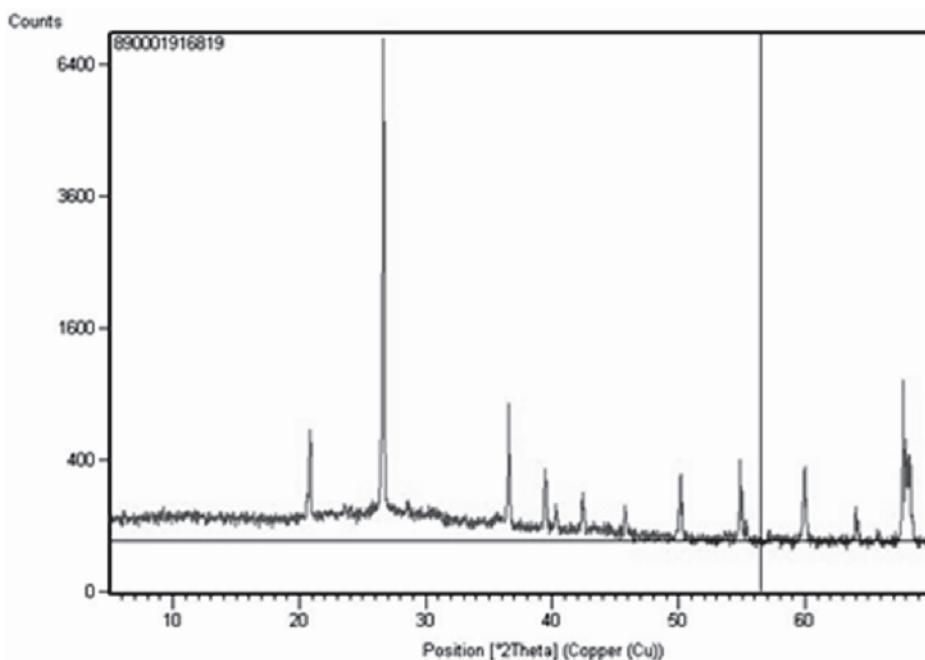
2. Materiais e métodos

2.1 Cinza de bagaço de cana

Inicialmente, a CBC coletada foi seca em estufa a temperatura de aproximadamente 100°C e passou por processo de peneiramento, em peneira com abertura de 2mm, para separação de

Tabela 2 – Composição química da cinza do bagaço da cana-de-açúcar *in natura*

Amostra Concentração	CBC %
Na ₂ O	0,09
MgO	1,63
Al ₂ O ₃	2,53
SiO ₂	76,55
P ₂ O ₅	0,69
SO ₃	0,40
K ₂ O	1,32
CaO	1,20
TiO ₂	0,53
MnO	0,008
Fe ₂ O ₃	2,59
Co ₃ O ₄	0,115
SrO	0,005
ZrO ₂	0,015
Cl	0,027
PF	12,31
Soma	100,00

Figura 3 – Difratograma de raio-X da CBC *in natura*

restos de bagaço de cana que não sofreram combustão completa (Figura 01).

Em seguida, utilizou-se dois tempos de moagem diferentes em moinho de bolas: 10 minutos e três horas. A moagem curta, por 10 minutos, foi somente para homogeneizar a CBC, enquanto que a moagem longa, por 03 horas, foi utilizada para cominuir o material, tornando-o mais fino. Um terceiro tratamento foi adicionado, onde a CBC passou por processo de requeima, baseado no estudo de Cordeiro et al. [12], sendo queimada por três horas em forno mufla em temperatura de 300°C seguida de outras três horas em temperatura de 600°C. A Tabela 1 apresenta a nomenclatura adotada neste trabalho para os diferentes tratamentos de CBC.

A Figura 2 apresenta a granulometria da CBC antes da execução dos tratamentos de moagem e requeima, em seu estado natural somente peneirada em peneira com abertura de 2mm para separação de restos de bagaço, junto com a granulometria da CBC após a moagem em moinho de bolas por 10 minutos e 3 horas.

A composição química da cinza do bagaço da cana-de-açúcar *in natura*, conforme coletada na usina, está apresentada na Tabela 2,

sendo determinada em análise semiquantitativa por espectrometria de fluorescência de raios-X. Paralelamente foi realizado o ensaio de perda ao fogo (PF) para determinar a porcentagem de outras substâncias não minerais.

De acordo com o resultado apresentado na Tabela 2, 76,55% da cinza do bagaço da cana-de-açúcar coletada é composta por sílica (SiO_2). Quanto à perda ao fogo, o valor encontrado de 12,31% se situa bem acima daquele limitado pela ASTM C 618 [21] (6%) para ser classificada como material pozolânico.

A composição mineralógica dos sólidos presentes na CBC *in natura*, foi determinada pelo ensaio de difração de Raios-X, com os resultados apresentados na Figura 3 e Tabela 3.

A CBC revelou a presença de uma fase altamente cristalina na forma de quartzo (SiO_2), como a presença de uma banda de material amorfo na fase 2θ de 21 a 32°.

Adicionalmente, foi determinado para a CBC *in natura* o índice

Tabela 4 – Índice de atividade pozolânica da cinza

Fases	Fórmula química	(%)
Quartz	SiO_2	75,1
Grau de amorficidade (%)		24,9

Resultados	Cinza do bagaço de cana-de-açúcar
IAP (MPa)	4,3
#325 (%)	1,4
Massa específica (g/cm³)	2,45
Água de amassamento (g)	215

de atividade pozolânica (IAP) de acordo com NBR 12653 [22]. Os resultados apresentados na Tabela 4 indicam que a amostra de cinza ensaiada atingiu um valor de IAP de 4,3 MPa, inferior ao valor de 6,0 MPa indicado pela NBR 12653 [22] para ser considerada como material pozolânico. Já o beneficiamento da CBC apresenta um potencial para desenvolvimento da pozolanicidade, sendo alcançado o desempenho ao cimento de 89,4%, 87,5% e 102,3% para as cinzas CBC-10m, CBC-3h e amostra CBC-R, respectivamente.

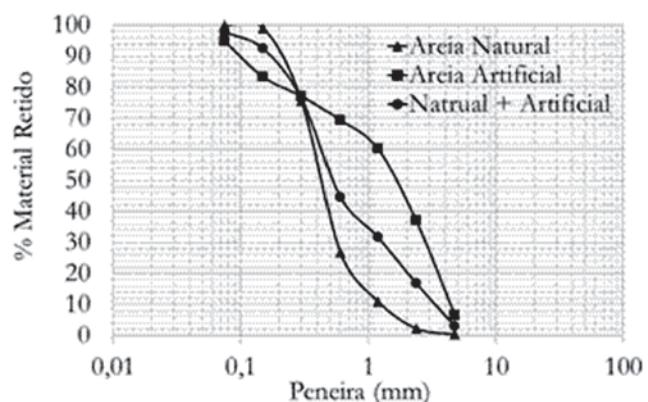
2.2 Produção das argamassas

Os agregados finos utilizados, areia natural e artificial, foram preparados de forma que o módulo de finura (MF) fosse classificado na zona ótima de utilização, com MF igual a 2,65, apresentando configuração final de 58% de areia natural e 42% de areia artificial do total de agregados miúdos. A dimensão máxima característica (DMC) ficou em 4,75mm. A Figura 4 apresenta as curvas granulométricas da areia natural, areia artificial e a composição final utilizada (58% natural e 42% artificial).

Inicialmente, três misturas de argamassa de referência (sem adição de CBC) foram produzidas na proporção, em massa, de 1:3 (1 parte de cimento para 3 partes de agregados finos), com relação água cimento de 0,44, 0,48 e 0,52. Na Tabela 5 são apresentados os traços para a produção das diferentes misturas das argamassas de referência. O cimento utilizado foi o CP V ARI e adicionou-se aditivo polifuncional.

Para as argamassas com CBC, de forma a manter as características granulométricas das misturas, somente a proporção fina dos agregados miúdos foi substituída por CBC, já que a CBC possui uma grande quantidade de finos em sua composição. Assim, as areias natural e artificial foram peneiradas com peneira de abertura

Figura 4 – Granulometria das areias natural, artificial e composição natural (58%) com artificial (42%)



de 150µm, sendo utilizado o material retido e descartado o material passante. Os finos das areias, passantes pela abertura de 150µm, totalizou aproximadamente 7,5% da massa, sendo este valor adotado como padrão para a adição das cinzas. A tabela 6 apresenta os traços das misturas de argamassas com CBC. No total foram confeccionadas 12 diferentes misturas de argamassa, sendo três de referência, e as nove restantes devido a combinação de três relações água cimento ($a/c = 0,44; 0,48$ e $0,52$) dos três diferentes tipos de tratamento da CBC. Cada mistura foi repetida para a execução dos ensaios de pega e de

Tabela 5 – Misturas de argamassas de referência (em massa)

Materiais	Ref (0,44)	Ref (0,48)	Ref (0,52)
Areia natural	1,74	1,74	1,74
Areia artificial	1,26	1,26	1,26
Cimento	1	1	1
Aditivo polifuncional	0,01	0,01	0,01
Água	0,44	0,48	0,52

Tabela 6 – Misturas de argamassas com CBC (em massa)

Materiais	CBC (0,44)	CBC (0,48)	CBC (0,52)
Areia natural	1610	1610	1610
Areia artificial	1,166	1,166	1,166
CBC	0,225	0,225	0,225
Cimento	1	1	1
Aditivo polifuncional	0,01	0,01	0,01
Água	0,44	0,48	0,52

Figura 5 – Dispositivo para monitorar velocidades de ondas ultrassônicos de acordo com Irrigaray (20)

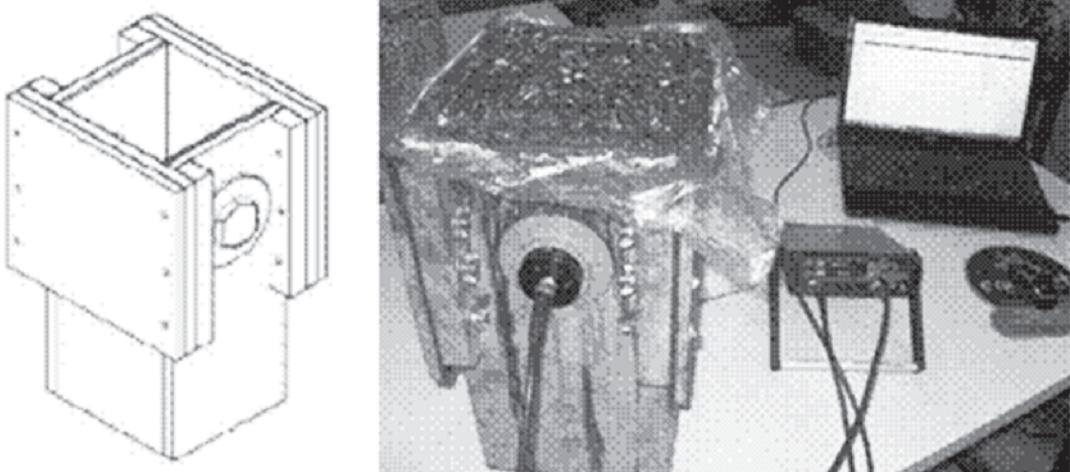
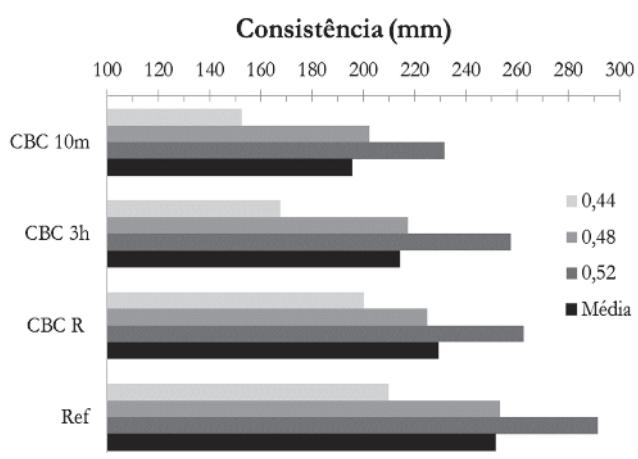


Figura 6 – Índices de consistência para as diferentes misturas de argamassas conforme ASTM C230 (23)



velocidade de pulso ultrassônico totalizando vinte e quatro medições de argamassa.

2.3 Ensaios experimentais

Inicialmente, logo após a confecção das misturas de argamassa, os índices de consistência das argamassas frescas foram determinados na mesa de consistência, de acordo com a ASTM C230 [23]. Após, foram confeccionados corpos-de-prova cilíndricos de 15x30 cm para ensaio de pega, de 5x10 cm para ensaios a compressão e corpos-de-prova cúbicos de 20 cm de arestas para ensaios de velocidade de pulso ultrassônico. Nos corpos-de-prova para ensaio de pega e de VPU, termopares foram inseridos para o monitoramento das temperaturas iniciais.

O início e fim de pega foram determinados por meio da resistência à penetração, de acordo com a ASTM C403 [16]. Os tempos de início e fim de pega correspondem a valores de resistência à penetração de 3,5 MPa e 27,6 MPa, respectivamente.

Para o monitoramento do desenvolvimento das velocidades de pulso ultrassônico, seguiu-se o procedimento utilizado por Irrigaray [20]. Um dispositivo com estrutura externa em madeira compensada de 20 mm, com 20 cm x 20 cm x 20 cm conforme apresentado na Figura 5 foi utilizado. As faces onde foram posicionados os transdutores de ultrassom são revestidas

Tabela 7 – Tempos de início de pega (I.P.) e fim de pega (F.P.)

Mistura	Mistura (0,44)		Mistura (0,48)		Mistura (0,52)	
	I. P. (h)	F. P. (h)	I. P. (h)	F. P. (h)	I. P. (h)	F. P. (h)
Ref 1	11,2	12,7	9,9	11,6	11,4	13,9
Ref 2	12,0	13,8	12,4	16,0	12,5	15,5
CBC 1 – 10m	7,7	10,5	8,5	11,9	7,5	9,2
CBC 2 – 10m	9,1	11,8	9,4	11,2	9,6	11,9
CBC 1 – 3h	7,8	11,1	9,2	11,7	9,8	11,8
CBC 2 – 3h	8,7	10,7	13,3	16,2	12,5	16,0
CBC 1 – R	8,5	10,3	8,8	10,8	8,9	10,4
CBC 2 – R	9,5	11,5	9,4	11,4	10,0	12,1

Figura 7 – Velocidades das ondas ultrassônicas ao longo do tempo nas misturas com a/c = 0,44

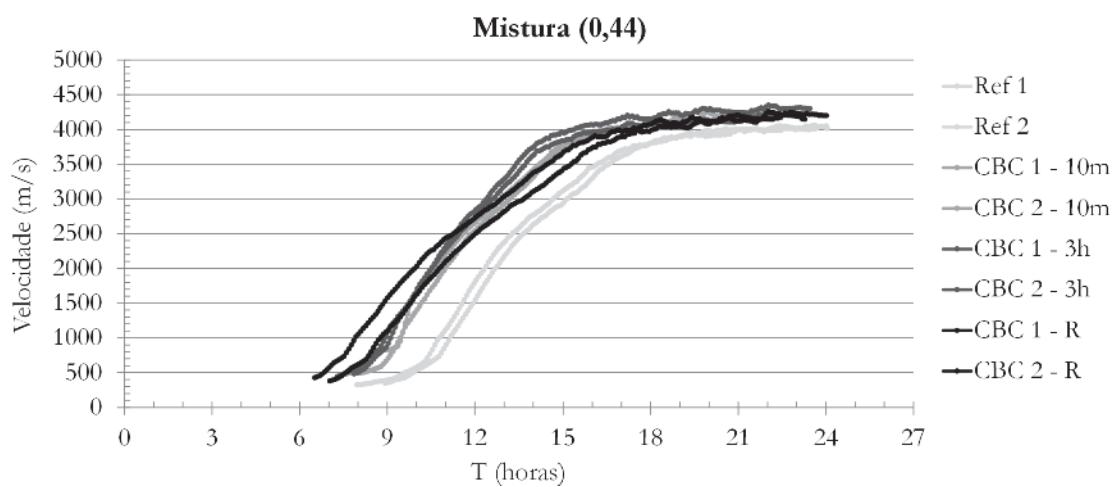


Figura 8 – Velocidades das ondas ultrassônicas ao longo do tempo nas misturas com a/c = 0,48

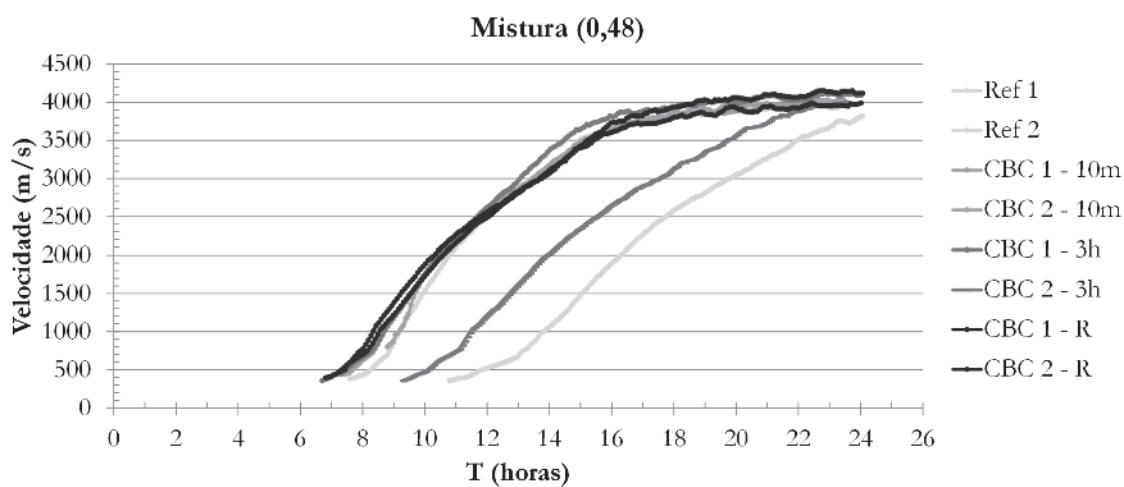


Figura 9 – Velocidades das ondas ultrassônicas ao longo do tempo nas misturas com a/c = 0,52

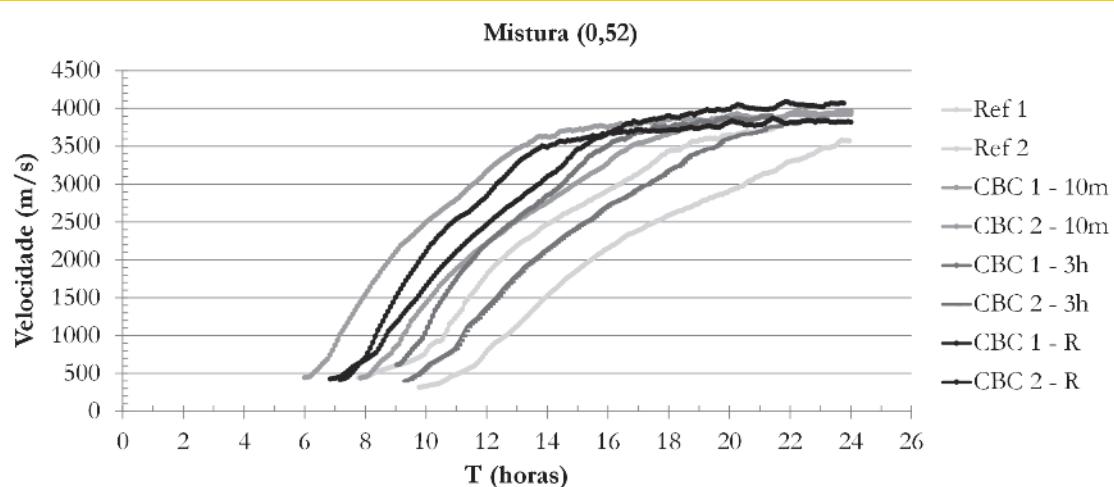


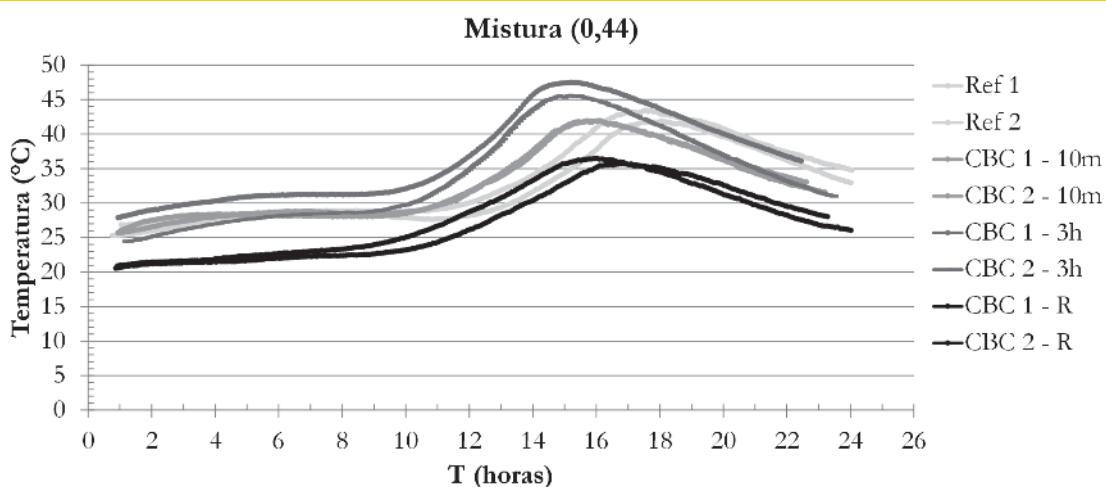
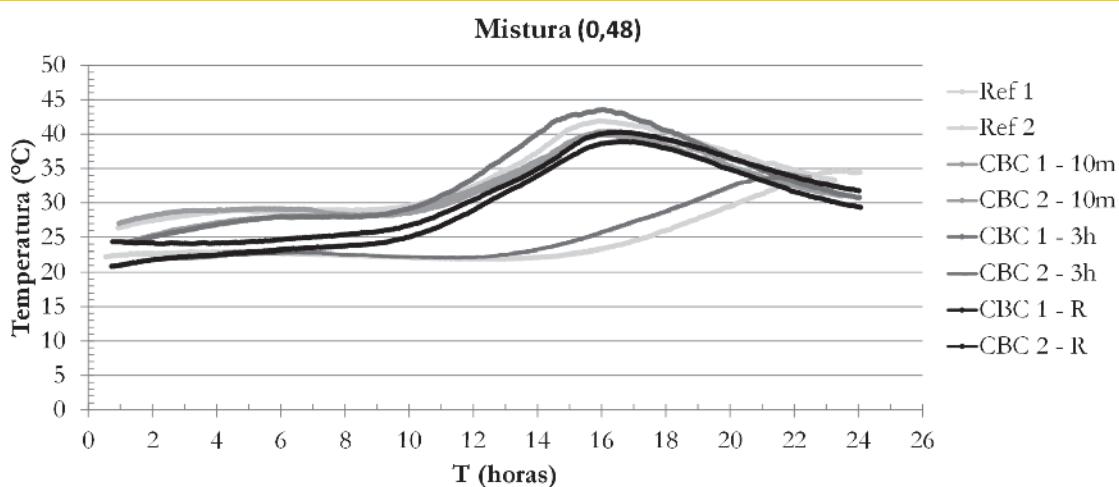
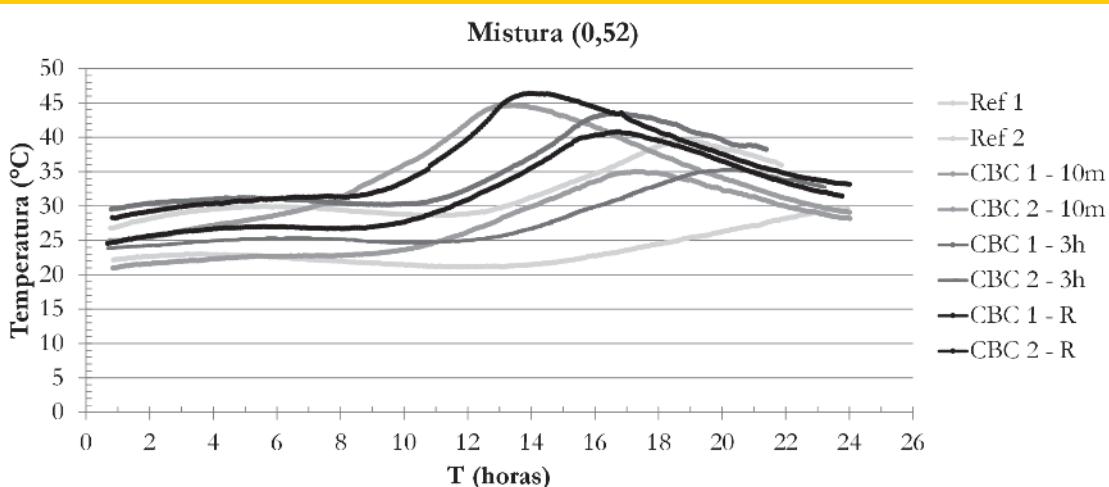
Figura 10 – Temperaturas ao longo do tempo nas misturas de argamassas com $a/c = 0,44$ **Figura 11 – Temperaturas ao longo do tempo nas misturas de argamassas com $a/c = 0,48$** **Figura 12 – Temperaturas ao longo do tempo nas misturas de argamassas com $a/c = 0,52$** 

Tabela 8 – Resistência à compressão média aos 28 dias das misturas de argamassa

Mistura	Fc 28 dias (MPa)		
	0,44	0,48	0,52
Ref	45,2	43,7	42,2
CBC – 10m	52,1	46,7	43,1
CBC – 3h	53,8	48,4	46,1
CBC – R	54,1	48,8	46,4

internamente por vidro de 6,0 mm de forma a garantir uma perfeita planicidade da superfície. Furos circulares de 50 mm de diâmetro na madeira compensada, a uma distância de 10 cm da base são necessários para o acoplamento dos transdutores utilizados. Transdutores circulares de diâmetro 50 mm e frequência de 54 kHz foram utilizados. Tão logo a argamassa era confeccionada, preenchia-se o dispositivo, acoplavam-se os transdutores e iniciava-se a medição contínua de velocidade de pulso ultrassônico. Os transdutores emitiam pulsos ultrassônicos a intervalos regulares de 5 minutos, os tempos de propagação foram armazenados de forma contínua até a idade aproximada de 24 horas após a confecção da mistura de argamassa.

3. Resultados

Os índices de consistência das argamassas frescas aumentaram com o aumento da relação água/cimento, conforme esperado, tanto para as misturas com CBC como as de referência. A Figura 6 apresenta os resultados obtidos.

A Tabela 7 apresenta os tempos de início e fim de pega (em horas), para as diferentes misturas de argamassas.

Os resultados de velocidade das ondas ultrassônicas ao longo do tempo, obtidos nas diferentes misturas de argamassas, estão apresentadas nas Figuras 7, 8 e 9.

As temperaturas de cada mistura durante as primeiras 24 horas estão apresentadas nas Figuras 10, 11 e 12. A Tabela 8 apresenta os resultados médios de resistência à compressão aos 28 dias das duas misturas para cada tipo de argamassa testada.

4. Análise dos resultados

Os dados de consistência apresentados na Figura 6 indicam que as misturas com substituição parcial do agregado miúdo por CBC com diferentes tratamentos apresentaram índices de consistências menores que as misturas de referência. Entre os tipos de tratamento, indiferente da relação a/c, o processo de requeima, CBC – R, melhor se aproximou da consistência das misturas de referência. Em contrapartida, as misturas com moagem de apenas 10 minutos apresentaram os menores índices de consistência. Os menores índices de consistência apresentados pelas argamassas com CBC indicam que a cinza possui menor granulometria em relação aos finos presentes nos agregados miúdos. Entretanto, as misturas com CBC – 3h não apresentaram menores índices de consistência do que as com CBC – 10m. A presença de material incombustível confere menor trabalhabilidade das partículas, demandando maior quantidade de água nas misturas. No caso da CBC – 10m, pode-se postular que a moagem não foi o suficiente para cominuir as partículas orgânicas, ocasionando maior atrito entre as partículas e diminuindo a trabalhabilidade da massa. Esta possível ocorrência também explicaria os maiores índices de consistência observados para as misturas CBC – R em relação às outras misturas com cinza. A requeima possibilitaria uma menor quantidade de material orgânico.

Com relação aos ensaios de pega e de velocidade de ultrassom, percebe-se que as misturas não possuíam um mesmo regime de temperatura. Como foram produzidas vinte e quatro misturas de argamassa ao longo de um ano, conforme dados apresentados nas Figuras 10 a 12, a temperatura inicial da mistura variou entre 20°C e 30°C, enquanto a temperatura máxima registrada também sofreu variação de 10°C entre misturas e até mesmo entre uma mesma mistura, como por exemplo as misturas CBC-1 e CBC-2 para a/c de 0,52.

Sabe-se que o endurecimento de misturas cimentícias ocorre em função do tempo e do histórico de temperaturas no qual forem submetidas. Em idades precoces, a temperatura tem grande influência no desenvolvimento da resistência [24]. Sendo assim, de forma a compensar o efeito de temperatura para uma análise mais precisa do efeito das cinzas, funções de maturidade foram utilizadas para transformar idade real em idades equivalentes (t_e). Para tanto, utilizou-se a função de maturidade proposta por Freisleben-

Tabela 9 – Tempos de início e fim de pega (t_e à 20°C)

Mistura	Mistura 0,44 (h)				Mistura 0,48 (h)				Mistura 0,52 (h)			
	I. P.	Média	F. P.	Média	I. P.	Média	F. P.	Média	I. P.	Média	F. P.	Média
Ref 1	15,3	15,7	17,6	18,1	13,5	15,7	13,6	16,9	16,1	14,8	19,8	18,3
Ref 2	16,1	15,7	18,7	18,1	13,7	15,7	13,6	16,9	13,5	14,8	16,8	18,3
CBC 1-10m	10,3	11,2	14,1	15,1	11,6	11,2	11,9	15,7	9,7	10,1	12,6	13,0
CBC 2-10m	12,1	11,2	16,1	15,1	12,2	11,2	11,9	15,7	10,5	10,1	13,3	13,0
CBC 1-3h	11,4	11,4	15,0	14,7	11,9	11,4	13,2	16,8	14,0	14,5	17,8	18,8
CBC 2-3h	11,3	11,4	14,4	14,7	14,6	11,4	13,2	16,8	15,0	14,5	19,9	18,8
CBC 1-R	9,2	9,7	11,5	12,0	10,4	9,7	10,5	13,1	13,2	13,0	15,6	15,7
CBC 2-R	10,2	9,7	12,5	12,0	10,6	9,7	10,5	13,1	12,8	13,0	15,9	15,7

-Hansen e Pedersen, como preconizado pela ASTM C 1074 [25] e reproduzida na Equação 1. No uso desta função, há necessidade de se conhecer a dependência da mistura a temperatura dado pela energia de ativação (Ea). Neste trabalho optou-se pelo valor de 30 kJ/mol, valor intermediário aos apresentados em um estudo amplo com diversas misturas [26]. Neste estudo para o cimento americano tipo I sem adições, os valores relatados se situam entre 22 kJ/mol a 37,9 kJ/mol.

$$t_e = \sum e^{-\frac{E_a}{R} \left(\left(\frac{1}{t} \right) - \left(\frac{1}{t_r} \right) \right)} \Delta t \quad (1)$$

onde:

t_e – idade equivalente à da temperatura de referência;

Ea – energia de ativação (J/mol);

R – constante universal dos gases = 8,314 J/mol-K

t – temperatura média da mistura no intervalo Dt;

t_r – temperatura de referência (20°C);

Dt – intervalo de tempo.

Sendo assim, os tempos de pega apresentados na Tabela 7 foram recalculados a partir do histórico de temperatura de cada mistura, utilizando-se a Equação 1 com energia de ativação de 30 kJ/mol. A tabela 9 apresenta os resultados de início e fim de pega.

Percebe-se que, diferentemente dos dados da Tabela 7, são poucas as variações entre os tempos de início e fim de pega para uma

Figura 13 – Velocidades das ondas ultrassônicas para Te à 20°C nas misturas com a/c = 0,44

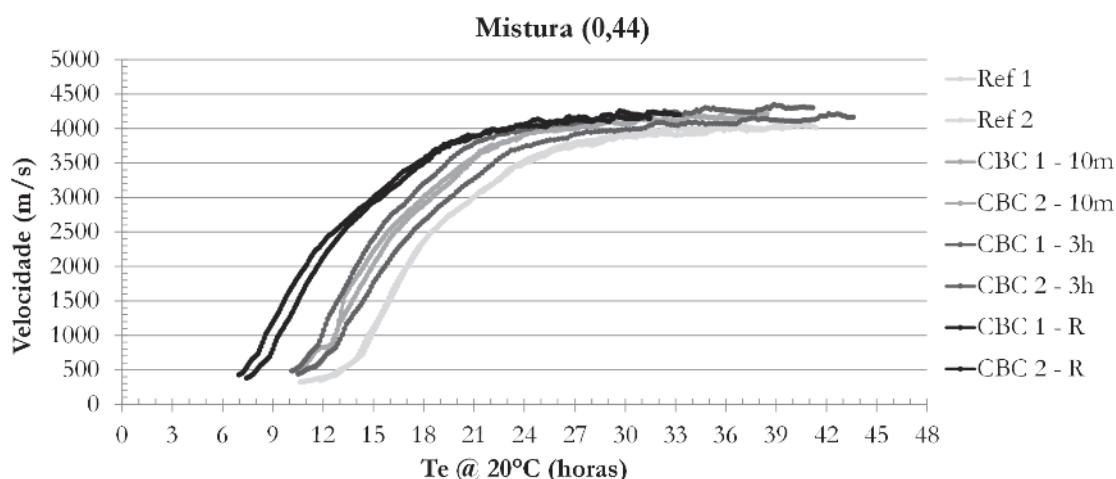


Figura 14 – Velocidades das ondas ultrassônicas para Te à 20°C nas misturas com a/c = 0,48

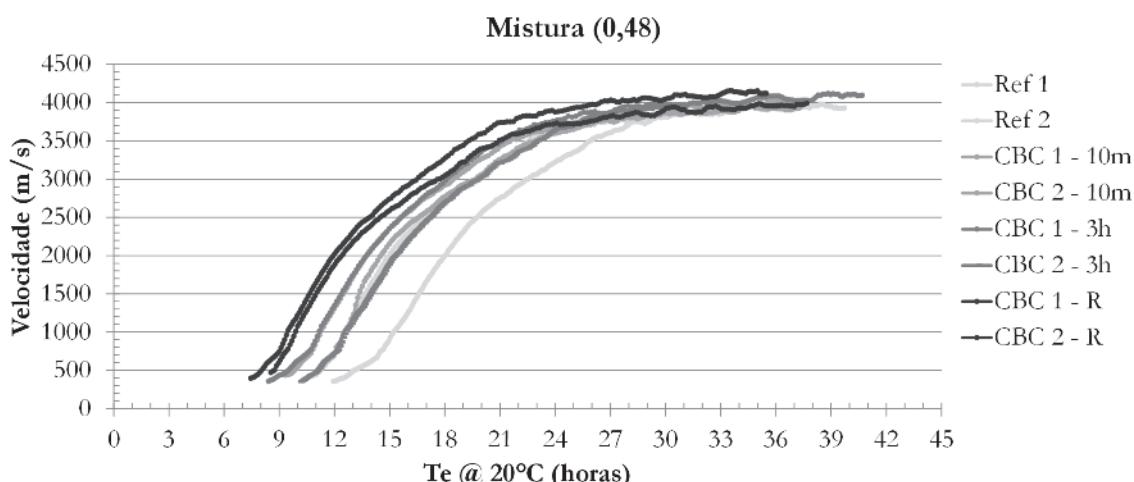
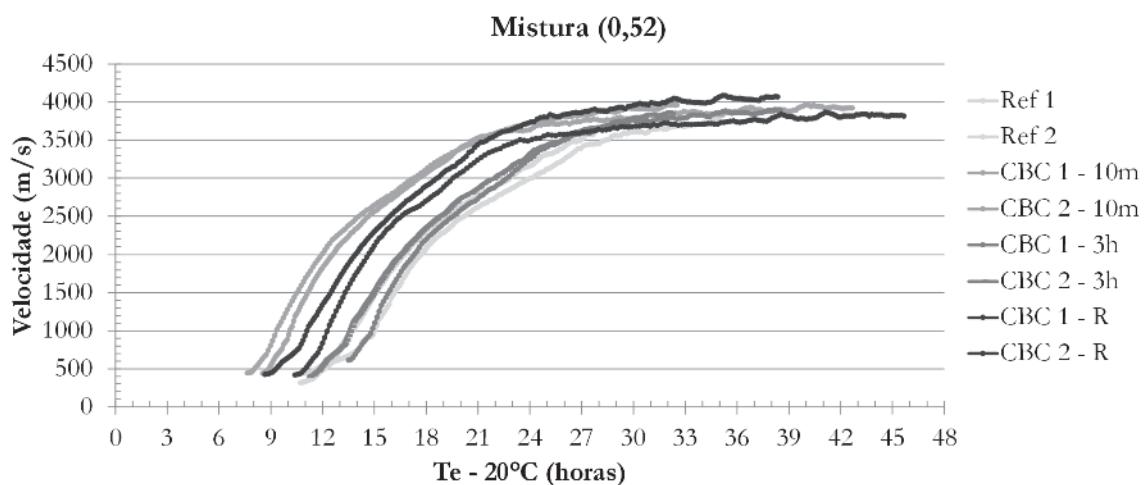


Figura 15 – Velocidades das ondas ultrassônicas para Te à 20°C nas misturas com a/c = 0,52



mesma mistura. Sem a consideração do efeito de temperatura, as misturas com relação água cimento de 0,52 e cinza moída por 10 minutos (CBC-10m, a/c=0,52) apresentaram tempos de início de pega de 7,5 e 9,6 horas, conforme dados da Tabela 7. Por outro lado, considerando o efeito da temperatura estes valores se situaram entre 9,7 e 10,5 horas a 20°C.

Os dados da Tabela 9 indicam que as misturas com cinzas aceleraram a pega já que os tempos de início e fim de pega foram menores que os das misturas de referência, com exceção da mistura CBC – 3h e a/c de 0,48 e 0,52 onde os dados foram similares. Estes resultados demonstram que as cinzas adicionadas nas misturas, independente do tratamento utilizado, tendem a acelerar o endurecimento das argamassas. A requeima da cinza foi o tratamento que resultou em uma maior aceleração. Quanto a relação a/c, de acordo com os resultados apresentados, a tendência é de aumentar o tempo de pega quanto maior a relação utilizada.

De forma similar aos tempos de pega, as leituras de velocidades das ondas ultrassônicas ao longo do tempo, foram transformadas

em idades equivalentes a temperatura constante de 20°C. As figuras 13 a 15 apresentam os resultados obtidos.

Como já descrito, para cada tipo de argamassa foram realizados os experimentos duas vezes, implicando em temperaturas diferentes para cada um. Após a determinação das idades equivalentes, as curvas de desenvolvimento da VPU para cada tipo de argamassa ficaram próximas, tornando fácil a identificação do comportamento de cada tipo de mistura durante o processo de endurecimento nas idades iniciais, deixando clara a influência da CBC e seus diferentes tratamentos no processo de hidratação das argamassas estudadas.

Os dados observados de velocidades das ondas ultrassônicas estão em concordância com os resultados do ensaio de penetração, visto que para as misturas com cinzas, percebe-se uma aceleração no desenvolvimento das velocidades ultrassônicas e, portanto, no processo de endurecimento das argamassas em relação às misturas de referência (sem cinza). Quanto aos tratamentos realizados nas cinzas, para as relações a/c de 0,44 e 0,48, a

Tabela 10 – Tempos de fim de pega para velocidade de onda ultrassônica de 1500m/s para Te à 20°C

Mistura	Te à 20°C (1500m/s)					
	0,44 (h)	Média (h)	0,48 (h)	Média (h)	0,52 (h)	Média (h)
Ref 1	15,9	16,0	13,8	15,2	16,2	15,7
Ref 2	16,1	16,0	16,7	15,2	15,1	15,7
CBC 1-10m	13,2	13,5	13,4	13,0	10,6	10,9
CBC 2-10m	13,8	13,5	12,6	13,0	11,2	10,9
CBC 1-3h	14,5	13,7	12,4	13,1	15,8	15,4
CBC 2-3h	12,9	13,7	13,8	13,1	14,9	15,4
CBC 1-R	9,6	10,1	11,1	10,9	13,5	13,0
CBC 2-R	10,5	10,1	10,7	10,9	12,5	13,0

requeima foi novamente o tratamento que resultou em uma maior aceleração no processo. Já para a relação a/c de 0,52, a moagem por 10 min resultou uma maior aceleração do que a requeima. Ultimamente, além do uso do penetrômetro, alguns estudos param a velocidade de ondas ultrassônicas com o tempo de fim de pega de concretos e argamassas. Reinhardt e Grosse [27] e Belie et al. [28] estudaram o endurecimento de argamassas e concretos através do monitoramento contínuo de velocidades de ondas ultrassônicas, concluindo que o final de pega ocorre próximo a velocidade de 1500 m/s. Sendo assim, baseado nestes estudos, a Tabela 10 abaixo apresenta os tempos de fim de pega associados a velocidade das ondas ultrassônicas de 1500 m/s, relativos a idade equivalente para temperatura constante de 20°C, para todas as misturas de argamassas.

Novamente, percebe-se o efeito de aceleração nos tempos de fim de pega para as misturas com a presença de cinzas.

Com relação à resistência a compressão, os resultados apresentados na Tabela 8 sugerem que a presença de cinzas nas misturas influenciou diretamente esta propriedade. Foram verificadas resistências superiores nas misturas com cinzas, chegando a acréscimo superior a 15% para as misturas com menor relação água/cimento, indicando a possibilidade de um efeito pozolânico nestas misturas.

5. Discussão dos resultados

A adição de CBC nas misturas de argamassas em substituição dos 7,5% dos finos do agregado miúdo resultou em uma maior resistência à compressão aos 28 dias e um efeito acelerador no processo de hidratação do cimento em argamassas nas primeiras idades. Independentemente do beneficiamento da cinza ou da relação a/c, essa aceleração no endurecimento pode trazer benefícios para diferentes aplicações em obras, principalmente para aquelas que requerem menor tempo de execução por necessidades estruturais ou cronogramas apertados.

Estes resultados indicam que a CBC utilizada neste estudo pela constituição sílico-aluminosa tem tendência a solubilizar quanto mais importante for a presença da fase amorfa. A presença de compostos orgânicos pode ter contribuído para o retardamento na formação dos compostos hidratados. Em curto período poucas técnicas são capazes de distinguir este efeito e testes comparativos auxiliam na identificação do fenômeno.

Quanto aos diferentes tratamentos aqui estudados para a CBC, a requeima, embora demandando maior energia para sua produção, justifica-se, tendo em vista que benefícios proporcionados estão associados ao efeito acelerador e maior ganho de resistência a compressão com a idade. Caso contrário, a sua utilização seria inviável e as cinzas moídas poderiam atender, de acordo com a necessidade.

Ao comparar o desempenho das cinzas moídas, a CBC – 3h, que demanda um maior consumo de energia elétrica e de tempo para sua produção, não se justifica já que seu comportamento em misturas de argamassa no estado fresco foi similar às aquelas com cinzas com moagem por 10 minutos e, portanto, com um consumo bem menor de energia.

A incorporação destes resíduos substituindo parte dos agregados miúdos em misturas de concretos e argamassas, que são materiais amplamente utilizados nas construções, independentemente do tipo de tratamento, podem trazer vários benefícios além dos já

citados, dentre eles, uma produção sustentável voltada à preservação ambiental, valorização dos resíduos, aumento da qualidade dos produtos e viabilidade econômica de produção.

6. Conclusões

No presente estudo, cinzas do bagaço da cana-de-açúcar (CBC) com diferentes tratamentos foram utilizadas em misturas de argamassas cimentícias em substituição da parcela fina (inferior à dimensão de 150µm) do agregado miúdo. Os efeitos na pega destas misturas com diferentes relações água/cimento (a/c) foram monitorados através de leituras de resistência à penetração e velocidades das ondas ultrassônicas nas primeiras idades.

Para o monitoramento da pega, o controle de temperatura tem extrema importância, já que o endurecimento de misturas cimentícias e o processo de solidificação são afetados pela temperatura. Para diferentes temperaturas durante o endurecimento, a determinação de idade equivalente (t_e) através de funções de maturidade é necessária.

Todas as argamassas com incorporação de cinzas apresentaram maior resistência à compressão característica aos 28 dias, em comparação com as misturas de referência (sem cinza). Para a fase de hidratação nas primeiras idades das misturas com cinza, os experimentos de resistência à penetração e leituras de velocidades das ondas ultrassônicas mostraram uma aceleração no processo de hidratação.

As misturas com incorporação de CBC requeimada por 06 horas (03 horas a 300°C + 03 horas a 600°C), no geral, apresentaram os melhores resultados. Já as misturas com CBC moída por 03 horas apresentaram resultados muito próximos aos das misturas com CBC moída por 10 minutos (somente para homogeneização). Como conclusão, é viável a utilização da CBC – 10m, pois apresenta melhores resultados em comparação as misturas de referência pois, apesar de ter apresentado resultados menos significativos em relação às outras cinzas, o processo de tratamento é simples, demandando pouca energia e tempo de preparo.

A CBC – R somente é viável para obras específicas, onde a necessidade de aceleração da hidratação é crucial, assim como uma maior resistência à compressão aos 28 dias. O inconveniente da CBC -10m é sua trabalhabilidade, por possuir material carbonático mais grosso.

Os resultados positivos alcançados neste estudo com o uso das cinzas, provavelmente são devidos ao efeito físico de preenchimento e/ou a atividade pozolânica das cinzas utilizadas, ficando como sugestão para trabalhos futuros uma investigação complementar das características físicas e químicas das cinzas utilizadas. Com os resultados alcançados, conclui-se que a incorporação de cinzas do bagaço da cana-de-açúcar é viável em misturas de materiais cimentícios, podendo trazer como benefício uma produção sustentável voltada à preservação ambiental, evitando o descarte deste resíduo na natureza.

7. Referências bibliográficas

- [1] SALES, A.; LIMA, S. A. Use of Brazilian sugarcane bagasse ash in concrete as sand replacement. *Waste management* (New York, N.Y.), v. 30, n. 6, p. 1114–22, jun. 2010.

- [2] DE PAULA, M. O. et al. Potencial da cinza do bagaço de cana-de-açúcar como material de substituição parcial de cimento Portland. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, v. 13, n. 031, p. 353–357, 2009.
- [3] CORDEIRO, G. C. et al. Experimental characterization of binary and ternary blended-cement concretes containing ultra-fine residual rice husk and sugar cane bagasse ashes. *Construction and Building Materials*, v. 29, p. 641–646, abr. 2012.
- [4] RUKZON, S.; CHINDAPRASIRT, P. Utilization of bagasse ash in high-strength concrete. *Materials & Design*, v. 34, p. 45–50, fev. 2012.
- [5] BAHURUDEEN, A. et al. Performance evaluation of sugarcane bagasse ash blended cement in concrete. *Cement and Concrete Composites*, v. 59, p. 77–88, 2015.
- [6] MACEDO, P. C. et al. Revisão bibliográfica sobre o uso de cinza de bagaço de cana-de-açúcar na construção civil. *Anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto*, p. 1–14, 2009.
- [7] BESSA, S. A. L. UTILIZAÇÃO DA CINZA DO BAGAÇO DA CANA-DE-AÇÚCAR COMO AGREGADO MIÚDO EM CONCRETOS PARA ARTEFATOS DE INFRAESTRUTURA URBANA. Tese de Doutorado. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos, 2011.
- [8] MODANI, P. O.; VYAWAHARE, M. R. Utilization of bagasse ash as a partial replacement of fine aggregate in concrete. *Procedia Engineering*, v. 51, n. NUiCONE 2012, p. 25–29, 2013.
- [9] CORDEIRO, G. C.; TOLEDO FILHO, R. D.; FAIRBAIRN, E. M. R. Ultrafine sugar cane bagasse ash : high potential pozzolanic material for tropical countries. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 3, n. 1, p. 50–67, 2010.
- [10] TANTAWY, M. A.; EL-ROUDI, A. M.; SALEM, A. A. Immobilization of Cr(VI) in bagasse ash blended cement pastes. *Construction and Building Materials*, v. 30, p. 218–223, maio 2012.
- [11] FRÍAS, M.; VILLAR, E.; SAVASTANO, H. Brazilian sugar cane bagasse ashes from the cogeneration industry as active pozzolans for cement manufacture. *Cement and Concrete Composites*, v. 33, p. 490–496, 2011.
- [12] CORDEIRO, G. C.; TOLEDO FILHO, R. D.; FAIRBAIRN, E. M. R. Effect of calcination temperature on the pozzolanic activity of sugar cane bagasse ash. *Construction and Building Materials*, v. 23, n. 10, p. 3301–3303, out. 2009.
- [13] SOUZA, L. M. S. DE. ESTUDO DE HIDRATAÇÃO E NANOIDENTAÇÃO DE PASTAS DE CINZA DA CASCA DE ARROZ E CINZA DO BAGAÇO DE CANA-DE-AÇÚCAR COM HIDRÓXIDO DE CÁLCIO. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2011.
- [14] SHE, W. et al. In-situ monitoring the setting behavior of foamed concrete using ultrasonic pulse velocity method. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.*, v. 28, n. 6, p. 1146–1154, 2013.
- [15] MIKULIC, D. et al. APPLICATION OF ULTRASONIC METHODS FOR EARLY AGE CONCRETE CHARACTERISATION 2005.
- [16] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance - ASTM C403/C403M – 08, 2008.
- [17] LIU, S. et al. Monitoring setting and hardening process of mortar and concrete using ultrasonic shear waves. *Construction and Building Materials*, v. 72, p. 248–255, 2014.
- [18] YE, G. et al. Study on the development of the microstructure in cement-based materials by means of numerical simulation and ultrasonic pulse velocity measurement. *Cement and Concrete Composites*, v. 26, n. 5, p. 491–497, jul. 2004.
- [19] CHEN, W.; SHUI, Z.; LI, Y. Early age hydration of cement paste monitored with ultrasonic velocity and numerical simulation. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.*, v. 25, n. 4, p. 704–707, 19 ago. 2010.
- [20] IRRIGARAY, M. A. P. ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO À COMPRESSÃO POR MEIO DA VELOCIDADE DE PULSOS ULTRASSÔNICOS NA PASTA DO CONCRETO. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina, 2012.
- [21] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard specification for coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in concrete. *ASTM C 618-12a*, 2012.
- [22] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12653 - Materiais pozolânicos - Requisitos. Rio de Janeiro - RJ, 2012.
- [23] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Specification for Flow Table for Use in Tests of Hydraulic Cement - *ASTM C 230*. ASTM, p. 6, 2014.
- [24] MALHOTRA, V. M.; CARINO, N. J. Handbook on Nondestructive Testing of Concrete. [s.l.] CRC Press, 2004. v. 992
- [25] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method - *ASTM C 1074*, 2011.
- [26] PINTO, R. C. A.; SCHINDLER, A. K. Unified modeling of setting and strength development. *Cement and Concrete Research*, v. 40, n. 1, p. 58–65, 2010.
- [27] REINHARDT, H. W.; GROSSE, C. U. Continuous monitoring of setting and hardening of mortar and concrete. *Construction and Building Materials*, v. 18, n. 3, p. 145–154, 2004.
- [28] BELIE, N. DE; GROSSE, C.; BAERT, G. Ultrasonic Transmission to Monitor Setting and Hardening of Fly Ash Concrete. *ACI MATERIALS JOURNAL*, v. 105, p. 221–226, 2008.

Volume 9, Number 4

August 2016

ISSN: 1983-4195

Contents

Analysis of 2^a order effects: case study

J. R. BUENO and D. D. LORIGGIO

494

Hourglass-shaped specimen: compressive strength of concrete and mortar (numerical and experimental analyses)

U. T. BEZERRA, S. M. S. ALVES, N. P. BARBOSA and S. M. TORRES

510

Filter paper method to determine the water retention curves for mortar and cement samples

J. M. L. VILASBOAS, S. L. MACHADO and S. A. PINTO

525

Automatic procedure for analysis and geometry definition of axisymmetric domes by the membrane theory with constant normal stress

F. T. RABELLO, N. A. MARCELLINO and D. D. LORIGGIO

544

Study of effect of electric arc furnace slag on expansion of mortars subjected to alkali-aggregate reaction

L. SOUZA, E. R. ZOLETT and R. CARRAZEDO

572

Concrete modulus of elasticity assessment using digital image correlation

A. H. A. SANTOS, R. L. S. PITANGUEIRA, G. O. RIBEIRO AND E. V. M. CARRASCO

587

Effects of the zinc and zinc-nickel alloys electroplating on the corrodibility of reinforced concrete rebars

F. A. CEDRIM, V. L. S. ALMEIDA, C. A. C. SOUZA, M. D. JESUS and D. V. RIBEIRO

595

Setting process on mortars containing sugarcane bagasse ash

E. CÂMARA, R. C. A. PINTO and J. C. ROCHA

617