

Volume 6, Number 5 October, 2013 ISSN 1983-4195



# Contents

**Punching resistance of internal slab-column connections with double-headed shear studs** M. H. OLIVEIRA, M. J. M. PEREIRA FILHO, D. R. C. OLIVEIRA, M. P. FERREIRA and G. S. S. A. MELO

**Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete: Part 1** B. V. SILVA, M. P. BARBOSA, L. C. P. SILVA FILHO and M. S. LORRAIN

Experimental study of reinforced concrete pile caps with external, embedded and partially embedded socket with smooth interface R. BARROS and J.S. GIONGO

**Experimental evaluation of the prevention methods for the interface between masonry infill walls and concrete columns** A. P. TRAMONTIN, A. L. MORENO JUNIOR and C. R OLIVEIRA

Floors number influence on the instability parameter of reinforced concrete wall- or core-braced buildings R. J. ELLWANGER

Impact strength and abrasion resistance of high strength concrete with rice husk ash and rubber tires M. B. BARBOSA, A. M. PEREIRA, J. L. AKASAKI, C. F. FIORITI, J. V. FAZZAN, M. M. TASHIMA, J. J. P. BERNABEU and J. L. P. MELGES

**Exploring life cycle-based sustainability indicators for building structural frames in concrete** F. R. M. OLIVEIRA, M. G. SILVA and V. GOMES

# Editorial

# **Editorial Board**

- Américo Campos Filho
- (Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil) José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa
- (Editor, UNICAMP, Campinas, SP, Brazil) Roberto Caldas de Andrade Pinto
- (Editor, UFSC, Florianópolis, SC, Brazil)
- Romildo Dias Toledo Filho (Editor, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brazil) Antonio Carlos R. Laranjeiras
- (ACR Laranjeiras, Salvador, BA, Brazil) Bernardo Horowitz
- (UFPE, Recife, PE, Brazil) Denise C. C. Dal Molin
- (Former Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil)
- · Emil de Souza Sánchez Filho (UFF, Rio de Janeiro, RJ, Brazil)
- Geraldo Cechella Isaia (UFSM, Santa Maria, RS, Brazil)
- Gonzalo Ruiz
- (UCLM, Ciudade Real, Spain)
- Guilherme Sales Melo
   (Former Editor, UnB, Brasilia, DF, Brazil) Ìvo José Padaratz
- (UFSC, Florianópolis, SC, Brazil)
- Joaquim Figueiras
- (FEUP, Porto, Portugal) José Marcio Fonseca Calixto
- (UFMG, Belo Horizonte, MG, Brazil) Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (Former Editor, UFRGS, Porto Alegre, RS,
- Brazil) Mounír Khalil El Debs
- (USP, São Carlos, SP, Brazil) Nicole Pagan Hasparyk
- (Former Editor, FURNAS, Aparecida de Goiânia, GO, Brazil)
- Osvaldo Luís Manzoli (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) Rafael Giuliano Pileggi
- (USP, São Paulo, SP, Brazil) Romilde Almeida de Oliveira
- (Universidade Católica de Pernambuco. Recife, PE, Brazil)
- Ronaldo Barros Gomes (UFG, Goiânia, GO, Brazil)
- Rubens Machado Bittencourt (Former Editor, FURNAS,
- Aparecida de Goiânia, GO, Brazil) Túlio Noqueira Bittencourt
- (Former Editor, USP, São Paulo, SP, Brazil) Vladimir Antonio Paulon
- (UNICAMP, Campinas, SP, Brazil)

# Reviewers

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

The number 5 of the sixth volume of the IBRACON Structures and Materials Journal (October 2013) is now released. Seven articles on relevant topics related to concrete materials and structures are published. The first article draws on the punching resistance of internal slab-column connections with double-headed shear studs. Experimental results of 36 tests are compared with theoretical results using recommendations presented by ACI 318, NBR6118, Eurocode 2 and also the Critical Shear Crack Theory. The second article presents the first part of an experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete. An experimental study on reinforced concrete pile caps with external, embedded and partially embedded socket with smooth interface is the topic addressed by the third article. Another article brings an experimental evaluation of prevention methods for the interface between masonry infill walls and concrete columns. The fifth article presents a study on the influence of the number of floors on the instability parameter of reinforced wall- or core-braced buildings. The next article analyzes the impact strength and abrasion resistance of high strength concrete with rice husk ash and rubber tires. This number finishes with an article that explores life cycle-based sustainability indicators for building structural frames in concrete.

These articles are results of original and unpublished research, and have been reviewed by members of our community with recognized expertise in the corresponding areas. We acknowledge the authors' and reviewers' efforts to maintain the high level of our journal.

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

Estamos publicando o número 5 do sexto volume da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais (Outubro de 2013). Sete artigos sobre temas relevantes relacionados a materiais e estruturas de concreto compõem a edição. O primeiro artigo baseia-se na resistência à punção de ligações laje-pilar interno com conectores de cisalhamento. Resultados experimentais de 36 ensaios são comparados com resultados teóricos, utilizando recomendações de ACI 318, NBR6118, Eurocode 2 e também a Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (TFCC). O segundo artigo apresenta a primeira parte de uma investigação experimental sobre o uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimar a resistência à compressão axial do concreto. Um estudo experimental de blocos sobre estacas com cálice externo, embutido e parcialmente incorporado com interface lisa, é o tema abordado pelo terceiro artigo. Outro artigo traz uma avaliação experimental de métodos de prevenção de fissuras na interface entre as paredes de alvenaria de vedação e pilar de concreto. O quinto artigo apresenta um estudo sobre a influência do número de pavimentos sobre o parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por paredes ou núcleos de concreto armado. O próximo artigo analisa a resistência ao impacto e a resistência à abrasão do concreto de alta resistência com cinza de casca de arroz e pneus de borracha. Este número termina com um artigo que explora os indicadores de sustentabilidade baseados em ciclo de vida para pórticos estruturais de edifícios em concreto.

Estes artigos resultaram de pesquisas originais e inéditas, e foram revisados por membros da nossa comunidade com reconhecida experiência nas áreas correspondentes. Nós agradecemos os esforços dos autores e revisores, fundamentais para a manutenção do alto nível de nossa revista.

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



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

IBRACON Instituto Brasileiro do Concreto Founded in 1972

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

Editors

Américo Campos Filho (Brazil)

José Luiz Antunes de O. e Sousa (Brazil)

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho (Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto (Brazil)

Romildo Dias Toledo Filho (Brazil) Cover:

Courtesy:

Ultrasonic tomography in concrete L. P. Perlin, UFSC, Florianópolis, SC



Volume 6, Number 5 October 2013 ISSN: 1983-4195

# **REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS**

# **IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL**

# Contents

Punching resistance of internal slab-column connections with double-headed shear studs	
M. H. OLIVEIRA, M. J. M. PEREIRA FILHO, D. R. C. OLIVEIRA, M. P. FERREIRA and G. S. S. A. MELO	
	681
Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete: Part 1	
B. V. SILVA, M. P. BARBOSA, L. C. P. SILVA FILHO and M. S. LORRAIN	
	715
<b>Experimental study of reinforced concrete pile caps with external, embedded and partially embedded socket with smooth interface</b> R. BARROS and J.S. GIONGO	
	737
<i>Experimental evaluation of the prevention methods for the interface between masonry infill walls and concrete columns</i> A. P. TRAMONTIN, A. L. MORENO JUNIOR and C. R OLIVEIRA	
	765
<i>Floors number influence on the instability parameter</i> <i>of reinforced concrete wall- or core-braced buildings</i> R. J. ELLWANGER	
	783
Impact strength and abrasion resistance of high strength concrete with rice husk ash and rubber tires M. B. BARBOSA, A. M. PEREIRA, J. L. AKASAKI, C. F. FIORITI, J. V. FAZZAN. M. M. TASHIMA, J. J. P. BERNABEU and J. L. P. MELGES	
	811
Exploring life cycle-based sustainability indicators for building structural frames in concrete	
	832

# Aims and Scope

## Aims and Scope

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

# Objectives

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

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

# **Submission Procedure**

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

# **Contribution Types**

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

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

The length of the papers must not exceed 20 pages.

A technical note is a brief manuscript. It may present a new feature of research, development or technological application in the areas of Concrete Structures and Materials, and Civil Construction. This is an opportunity to be used by industries, companies, universities, institutions of research, researchers and professionals willing to promote their works and products under development. The instructions to submit a technical note are detailed on IBRACON's WebSite.

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

# **Internet Access**

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

# Subscription rate

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

# Photocopying

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

#### Copyright

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

# **IBRACON**

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

# Disclaimer

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

#### **Objetivos e Escopo**

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

#### Objetivos

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

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

### Submissão de Contribuições

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

# Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

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

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

# Acesso via Internet

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

#### Assinatura

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

### Fotocópias

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

# **Direitos autorais**

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

## IBRACON

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

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

#### Aviso Legal

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

# **Diretoria**

# Diretoria Biênio 2011/2013

**Diretor Presidente** Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor 1º Vice-Presidente José Marques Filho

**Diretor 2º Vice-Presidente** Julio Timerman

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

**Diretor 2º Secretário** José Tadeu Balbo

Diretor 1º Tesoureiro Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro Carlos José Massucato

**Diretor Técnico** Inês Laranjeiras da Silva Battagin

Diretor de Eventos Luiz Prado Vieira Júnior

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

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica Nelson Covas

**Diretor de Marketing** Cláudia Henrique de Castro

Diretor de Relações Institucionais Arcindo Vaquero Y Mayor

Diretor de Cursos Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Certificação de Mão-de-obra Roseni Cezimbra

# Conselho Diretor Biênio 2011/2013

## **Conselheiros Individuais**

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

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

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

#### **Conselheiros Permanentes**

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



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

# Punching resistance of internal slab-column connections with double-headed shear studs

# Resistência à punção de ligações laje-pilar interno com conectores de cisalhamento







M. H. OLIVEIRA <sup>a</sup> honorato.eng@gmail.com.br

M. J. M. PEREIRA FILHO <sup>b</sup>

D. R. C. OLIVEIRA ° mpina@ufpa.br

> M. P. FERREIRA <sup>d</sup> denio@ufpa.br

G. S. S. A. MELO <sup>e</sup> melog@unb.br

# Abstract

Punching shear is a brittle failure mode that may occur in slab-column connections, which may be prevented by using shear reinforcement in the slab-column connection. This paper presents comparisons between experimental results of 36 tests in internal slab-column connections with double- headed shear studs, which are largely used in North America, Europe and Asia, with theoretical results using recommendations presented by ACI 318, NBR6118, Eurocode 2 and also the Critical Shear Crack Theory (CSCT).Considering the database used it is possible to observe that ACI 318 presents conservative trends, whereas NBR 6118 showed a low coefficient of variation, but with a large number of unsafe results. Both Eurocode 2 and CSCT showed satisfactory results with Eurocode 2 presenting slightly higher performance.

Keywords: flat slabs, punching shear, double-headed studs.

# Resumo

A punção é uma forma de ruptura por cisalhamento que pode ocorrer em ligações laje-pilar que pode ser evitada utilizando-se armaduras de cisalhamento na ligação. Este artigo apresenta comparações entre resultados experimentais de 36 ensaios realizados em ligações laje-pilar interno, armadas com conectores de cisalhamento do tipo pino de duas cabeças, populares na América do Norte, Europa e Ásia, com resultados teóricos utilizando as recomendações do ACI 318, NBR 6118, Eurocode 2, além da Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (TFCC). Para o banco de dados utilizado, o ACI 318 mostrou tendências conservadoras, enquanto que a NBR 6118 mostrou baixo coeficiente de variação, mas um grande número de resultados contra a segurança. Tanto o Eurocode 2, quanto a TFCC apresentaram resultados satisfatórios, com o Eurocode 2 apresentando desempenho ligeiramente superior.

Palavras-chave: lajes lisas, punção, conectores de cisalhamento.

Received: 11 Jan 2013 • Accepted: 03 Jun 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

Professor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, honorato.eng@gmail.com.br, Catalão, Goiás, Brasil.

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> Engenheiro Civil, Mestrando em Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil.

<sup>•</sup> Professor, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, mpina@ufpa.br, Belém, Pará, Brasil.

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Professor, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, denio@ufpa.br, Belém, Pará, Brasil.

Professor, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, melog@unb.br, Brasília, Distrito Federal, Brasíl.

# 1. Introduction

Flat slabs are laminated reinforced or prestressed concrete structures that are supported directly on columns. Its use is common in North American, European and Asian countries. In Brazil, this constructive system begins to stand out in the market of civil construction, mainly for its greater simplicity in the execution of the forms and rebars. Such situation can lead to reductions in labor costs and in construction time, besides attributing greater flexibility in the use of the built spaces.

Punching is a brittle failure mode by shear that may occur in structural elements such as slabs when submitted to concentrated loads or reactions, which may lead the structure to ruin through the progressive collapse. The punching shear resistance slab-column connection is one of the most important parameters in the design of flat slabs. During design, it is possible to reduce the intensity of the shear stresses in the slab-column connection through the located increase of the thickness of the slab by using drop panels or column capitals. Nevertheless, the best technical alternative to increase the punching resistance of slab-column connections is the use of shear reinforcement. Among the several kinds of shear reinforcements available, stand out the double-headed studs, which are very popular nowadays in constructions with flat slabs, mainly due to its efficient mechanical anchorage provided by the heads, which are forged to the rebars.

This paper aims to evaluate the recommendations presented by some of the main design codes for the estimation of punching resistance of reinforced concrete flat slabs with double-headed studs as shear reinforcement. This is performed through the comparison of the experimental results of 36 tests on flat slabs with the theoretical results obtained according to the recommendations presented by ACI 318M [1], Eurocode 2 [2] and NBR 6118 [3]. The experimental results are also compared to those obtained using the Critical Shear Crack Theory (CSCT) as presented by Ruiz and Muttoni [4]. These comparisons are relevant especially because the last version of ACI and the recent version of *fib Model Code* 2010 [5] (based on CSCT) present specific treatments for the cases of slabs with studs as shear reinforcement.

# 2. Shear reinforcement

In the design of a slab-column connections, if it is found that they do not meet safety limits regarding punching, its resistance may be enhanced adopting some actions, as the increase of the column section, of the slab thickness, of the flexural reinforcement ratio, of the compressive strength of concrete, or by using drop panels and column capitals. However, the increase of the column section or the use drop panels and capitals usually generate problems from the architectural point of view. The increase of the slab thickness may mean a substantial elevation of the structure and foundation costs. Finally, increasing either the flexural reinforcement ratio or the compressive strength of concrete would have poor efficiency. Thus, when it is desirable to increase the punching resistance, one of the most practicable solutions may be the use of shear reinforcement.

The efficiency of the shear reinforcement regarding the punching resistance of slab-column connections relies on several aspects, like the kind of reinforcement used, and the amount, arrangement, spacing and the number of perimeters used. It is also essential for their performance that appropriate anchoring conditions are guaranteed, being this, normally a critical point for most of the options of available reinforcements, once that slabs are slender elements. Other important aspect about the use of shear reinforcements in flat slabs refers to the practicality of its installation. The slab-column connection is submitted to high normal and shear stresses, being common the concentration of flexural bars in this area, what makes it difficult the distribution of shear reinforcements.

Several kinds of shear reinforcements were tested seeking to evaluate its efficiency. The first reinforcement tested in flat slabs were bent-up bars as the ones presented in Figure 1a. This kind of reinforcement was used in tests as the ones by Graf [6], Elstner and Hognestad [7] and Andersson [8]. They can be very efficient in increasing the punching resistance, provided that precautions are taken to avoid punching failures in the area immediately after the bent-up bars. For this purpose, it might be useful to combine other kinds of shear reinforcement with bent- up bars. Broms [9] associated bent-up bars in the first two perimeters with closed stirrups and was able to avoid punching failures.

Stirrups may also be used as shear reinforcement in flat slabs, having been tested closed stirrups (Figure 1b), one-legged open stirrups (Figure 1c), continuous u-shaped reinforcement like "shear combs" (Figure 1d), inclined stirrups (Figure 1e), among others. Closed and u- shaped stirrups are of difficult use because of building issues related to its assembly. One- legged stirrups showed poor anchorage in tests with flat slabs, even when adopting actions like bending its ends in 90° or 180° angles, or using horizontal bars passing inside these folds, as observed by Regan and Samadian [10]. Only inclined stirrups, as the ones used by Oliveira *et al.* [11] with a 60° inclination, have shown to be efficient in increasing the punching resistance.

Studs (Figures 1f and 1g) have been largely used due to their good mechanical anchorage and once they are industrialized, it is easier to ensure a higher quality, and eliminate some activities of the construction site. Although studs are difficult to install, especially if the designer adopts a radial arrangement for them, they are the most popular shear reinforcement in the civil construction industry today. Figure 1h presents shear heads, which are made with steel standard sections embedded in the connection. It is a type of reinforcement considered of a high cost, normally used when there is the necessity to let large holes in the area close to the connection and demand big adjusts in the flexural reinforcement around this area.

For cases of symmetric punching the distribution of the shear stresses around the slab-column connection is uniform. Thus, theoretically, the ideal would be to adopt a radial arrangement for the reinforcement, as indicated in Figure 2a. However, distributing the shear reinforcements in a radial shape usually generates big interferences with flexural reinforcements in the slab- columns connection. One alternative is to concentrate the shear reinforcement in orthogonal zones in a cruciform arrangement, as presented in Figure 2b. With the exception of ACI, the other design codes use to penalize the punching resistance estimations for cases of connections with cruciform arrangements, considering in a general manner, that this would only be justified in cases of columns with high rectangularity index or for slab-column connections in panels with substantial asymmetry in terms of loading or geometry.

The shear reinforcement ratio and the number of perimeters of shear reinforcement surrounding the column or loaded area









influence directly the punching shear failure mode, which may occur by crushing of a diagonal strut close to the column face or by diagonal tensile inside or outside the shear reinforced zone, as illustrated in Figure 3. Experimental evidences indicate that the position of punching failure cone substantially influences the ductility of the slab-column connection after the rupture. Figure 4, adapted from Dilger and Ghali [12], shows that when the rupture occurs out of the area reinforced to shear, the ruin can be as brusque as in the case of slabs without shear reinforcement.

Other important parameter in the definition of the punching resistance of slab-column connections is the distance of the first shear reinforcement perimeter in relation to the column face  $(s_0)$  and the spacing between subsequent perimeters  $(s_r)$ . In the case of the first layer  $(s_0)$ , Eurocode 2 [2] recommends at least a distance of 0,3*d*. NBR 6118 [3] recommends that it is at most 0,5*d*, where *d* is the

effective depth of the slab. For the space between subsequent perimeters ( $s_r$ ), these codes suggest a maximum distance of 0,75*d*. Limitations for these values are important (see Figure 5). If the first perimeter of studs is placed too close to the column (very small  $s_0$ ) their lower anchorage may be poor. The same may happen with the posterior perimeters, but in their upper anchorages, if the space between layers is very high. In both cases, poor anchorage conditions may favor punching failures before the shear reinforcement yields.

# 3. Theoretical methods for estimation of the punching resistence

The codes considered in this paper and the Critical Shear Crack Theory admit that the punching resistance of flat slabs with shear reinforcement should be taken as the smaller value be-



tween  $V_{R,cs}$   $V_{R,out}$  and  $V_{R,max}$ , corresponding to the failure modes indicated in Figure 3, but not lower than  $V_{R,c}$ , which is the punching resistance of a slab with the same characteristics but without shear reinforcement. In the case of design codes, for the estimation of the punching resistance, the general principle adopted is to assume a constant resistant stress along different control perimeters. These control perimeters are admitted at specific distances from the column face, still having different geometries. The control perimeter  $u_{0}$  is used to estimate the maximum punching resistance of a slab-column connection ( $V_{R,max}$ ). The control perimeter  $u_1$  is associated to the resistance to diagonal tension in the proximities of the column face, being used for the calculation of  $V_{R,c}$  and  $V_{R,cs}$ . Finally,  $u_{out}$  is a perimeter associated to the resistance to diagonal tension in the external area of the shear reinforcement, being associated to  $V_{R,out}$ . The Critical Shear Crack Theory brings a methodology for the estimation of the punching resistance different from the one presented by the design codes.

## 3.1 ACI 318M

The ACI expressions for the estimation of the punching resistance are presented in the Equations from 1 to 5. Figure 6 presents some recommendation for the arrangement of the reinforcements and for the definition of the control perimeters. ACI presents specific expressions for the estimation of the punching resistance of flat slabs reinforced with studs. These equations are more optimistic in terms of considering the contribution of studs in the final punching resistance of slab-column connections ( $V_{R,S}$ ), if compared to the equations presented for all other kinds of shear reinforcement, showing that ACI assumes that studs present anchorage performance significantly higher than all other available shear reinforcements.

$$V_{R,c} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c} \, u_1 \cdot d \tag{1}$$

$$V_{\rm R,cs} = 0,75 \cdot V_{\rm R,c} + V_{\rm R,s}$$
 (2)

$$V_{R,s} = \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw}, \text{ with } f_{yw} \le 414 \text{ MPa}$$
(3)

$$V_{R,\text{out}} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_{out} \cdot d$$
(4)

$$V_{R,\max} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \text{, if } s_r \le 0.5d$$
(50)





$$V_{R,\max} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \text{, if } 0.5d \le s_r \le 0.75d$$
(5b)

 $f_{C}$  is limited to  $\leq$  69 MPa for calculation purposes.  $A_{SW}$  is the area of steel of a layer of shear reinforcement;

 $f_{\rm YW}$  is the yield stress of the shear reinforcement, not higher than 420 MPa.

# 3.2 NBR 6118

The Brazilian code used as reference the design process adopted in CEB-FIPMC90 [13], presenting practically the same equations of this code, with small modifications, like the geometry of the external control perimeter for the case of slabs with reinforcements distributed in a radial form, which, in the case of the Brazilian code is circular. These recommendations are presented in a synthesized manner in the Equations 6 to 9 and in Figure 7. Notice that in this paper the equations are presented without the safety coefficient of 1.4, which is implicit in the expressions presented by the Brazilian code.

$$V_{R,\epsilon} = 0,18 \cdot \xi \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_{\epsilon}\right)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d$$
(6)

$$V_{\mathrm{R},cs} = 0,75 \cdot V_{\mathrm{R},c} + \left(1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,ef}\right)$$
(7)

$$V_{\mathrm{R},out} = 0,18 \cdot \xi \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_c\right)^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d$$
(8)

$$V_{\mathrm{R},max} = 0,27 \cdot \alpha_{v} \cdot f_{c} \cdot u_{0} \cdot d$$
(9)

#### where

 $f_c$  is limited to 50 MPa for calculation purposes;

 $\vec{\rho}$  is the average tensioned flexural reinforcement ratio of the slab, calculated as  $\rho=\sqrt{\rho_{x}\cdot\rho_{y}}$  ,

where  $\rho_x$  and  $\rho_y$  are the ratios in the directions x and y, respectively;

Asw is the steel area of perimeters of shear reinforcement;

 $\xi$  is the size effect, assumed as  $\xi$  = 1 +  $\sqrt{\frac{200}{d}}$  , with d in mm;

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$$
 with fc in MPa



 $f_{_{yw}}$  is the yield stress of the shear reinforcement, not higher than 345 MPa for studs or 288 MPa for stirrups (steel CA-50 or CA-60).

# 3.3 Eurocode 2

Eurocode 2 [2] was also based on MC90. It presents recommendations similar to the ones available in the Brazilian code. The main differences between the prescriptions set by this code are the limitation of the size effect value in k  $\leq$  2,0, the limitation of the flexural reinforcement ratio that effectively contributes in the punching resistance, considered as  $\rho \leq 2\%$  and the determination of the effective stress in the shear reinforcement. The equations 10 to 16 summarize the expressions presented by this code and Figure 8 helps in the determination of the control perimeters and in the reinforcement spacing.

$$V_{R,c} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d$$
(10)
$$k = 1 + \sqrt{200/d} \le 2,0$$
(11)

$$V_{\rm R,cr} = 0,75 \cdot V_{\rm R,c} + V_{\rm R,s}$$
 (12)

$$V_{R,s} = 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,ef}$$
(13)

$$f_{yw,ef} = 1,15 \cdot (250 + 0, 25 \cdot d) \le f_{yw,ef} \le 600 \text{ MPa}$$
 (14)

$$V_{R,out} = 0,18 \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_c'\right)^{1/3} \cdot u_{out,ef} \cdot d$$
(15)

$$V_{R,max} = 0,30 \cdot f_{c} \cdot \left(1 - \frac{f_{c}}{250}\right) \cdot u_{0} \cdot d$$
(16)

Where:

 $\rho$  is the flexural reinforcement ratio calculated as  $\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ , where  $\rho_x$  and  $\rho_y$  are the reinforcements ratios in orthogonal directions determined for strips with width equals to the side of the column plus 3·d for both sides;

 $\rho \le 0.02$  for calculating purposes;

 $f_{\rm C} \le 90$  MPa.

#### 3.4 Critical shear crack theory (CSCT)

This theory is based on the idea that the punching resistance decreases with the increase of the slab rotation, which can be explained by the arising of a critical shear crack that propagates through the slab cutting the compressed diagonal that transmits the shear force to the column (see Figure 9a). The opening of this crack reduces the resistance of the compressed strut and may eventually lead to a rupture by punching. According to Muttoni and Schwartz [14] the width of this crack is proportional to the product  $\psi \cdot d$  (see Figure 9b). The shear transmission in the critical crack is directly connected to the roughness of its superficies which is a function of the maximum size of the coarse aggregate. Based on these concepts, Muttoni [15] proposes that the shear resistance piece given by the concrete may be estimated according to the Equation 17. Figure 10 presents the position and the geometry of the control perimeters according to CSCT.

$$V_{R,c} = \frac{3}{4} \cdot \frac{u_1 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}{1+15 \cdot \frac{\Psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}}$$
(17)

Where:

 $\psi$  is the slab rotation;

 $d_{\rm g0}$  is the reference diameter of the aggregate admitted as 16 mm;  $d_{\rm g}$  is the maximum aggregate diameter used in the slab concrete. The resistance piece provided by the vertical shear reinforcements cut by the rupture superficies can be obtained through Equation 18.

$$V_{\rm R,s} = \sum A_{\rm sw} f_{\rm sw}$$
 (18)

#### Where:

 $\Sigma$  is made for the shear reinforcements cut by the rupture superficies;  $A_{SW}$  is the steel area of a layer of the shear reinforcement;

 $f_{SW}$  is the stress on each reinforcement layer, one in function of the details of the shear reinforcement and of the vertical displacements  $\delta_V$  (see Equation 19) in each reinforcement layer at the point intercepted by the rupture superficies (see Table 1).

$$\delta_{\nu} = \frac{\Psi \cdot s}{2 \cdot \sqrt{2}}$$
(19)





#### Where:

s is the horizontal distance measured from the face of the column up to the layer of the shear reinforcements concerned.

The punching resistance of a flat slab of reinforced concrete with vertical shear reinforcement

can be obtained through Equation 20, being this function of  $\psi$ . The relation between the applied charge ( $V_{\rm F}$ ) and  $\psi$  rotation is expressed by Equation 21.

$$V_{R,cs} = V_{R,c} + V_{R,s}$$

$$(20)$$

$$\Psi = 1, 5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{ys,f}}{E_{s,f}} \cdot \left(\frac{V_E}{V_{flex}}\right)^{3/2}$$

$$(21)$$

Where:

 $r_{\rm S}$  is the distance between the column axis and the null moment's line;

 $f_{ys,f}$  is the yield stress of the flexural reinforcements;  $E_{s,f}$  is the elasticity module of the flexural reinforcements;

 $V_{\rm E}$  is the applied force;

 $V_{\text{flex}}$  is the resistance to flexion calculated through the theory of the rupture lines.

The resistance  $V_{R,max}$  corresponding to the rupture by crushing

of the compressed diagonal close to the column and can be calculated by Equation 22.

$$V_{R,max} = \mathbf{\lambda} \cdot V_{R,c}$$
(22)

#### Where:

 $\lambda$  is considered equals 3 for the cases of shear reinforcements well anchored like studs and 2 for the other types of shear reinforcements. In the case of ruptures occurring out of the region of the shear reinforcements we admit that the rupture superficies will also have inclination of 45°, but its extremity coincides with the inferior anchorage point of the most external shear reinforcement. In practice, this implies in the reduction of the effective death of the slab (d) to an effective death  $(d_V)$ , as can be seen in Figure 11. The control perimeter in this case is taken at a d/2 distance from the perimeter of the most external shear reinforcement layer. Equation 23 must be used for the calculation of VRout.

$$V_{R,out} = \frac{3}{4} \cdot \frac{u_{out} \cdot d_v \cdot \sqrt{f'_c}}{1+15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}}$$
(23)

Where:

 $u_{OUT}$  is the external perimeter defined at a d/2 distance from the



most external layer of the reinforcements, considering  $4 \cdot d$  as the maximum effective distance between two concentric lines of shear reinforcements;

 $d_{\rm V}$  is the reduced effective death.

The Critical Shear Crack Theory is a graphic method for the determination of the punching resistance. The calculation process begins with the construction of a curve that relates the shear forces with the rotation of the slab-column connection, using the terms  $V_{\rm F}$ 





and  $\psi$ . Subsequently, this graphic is added to the rupture criteria set by the equations presented above, generating curves  $V_{R,CS} - \psi$ ,  $V_{R,Max} - \psi \in V_{R,out} - \psi$ . The intersection point of these resistance curves with the load-rotation curve defines the connection resistance for each one of the rupture modes. Figure 12 illustrates the graphic process used for the estimation of the resistance to punching according to CSCT.

# 4. Analysis of theoretical methods

The results presented and evaluated in this paper are originated from the creation of a data basis that counts on results obtained by several authors who studied the case of the flat slabs with shear reinforcement and submit to symmetric loading. It was sought in the formation of this data basis to select only results of reinforced slabs with double-headed studs or with other types of reinforcement which present similar mechanical behavior, once these reinforcements are intentionally considered the most efficient in the resistance to punching due to its best mechanical anchorage.

Thus, the data basis counts only on the results of 36 experimental tests. It was opted not to use results of slabs with other kinds of shear reinforcement, to evaluate the accuracy and appropriation of the hypothesis admit by the theoretical methods previously presented to estimate the punching resistance in cases of slabs with shear reinforcement considered of a good anchorage. Slabs tested by Regan [16], Birkle [17], Regan and Samadian [10], Gomes and Regan [18] and Cordovil [19] were selected.

Regan [16] slabs were not published in scientific media of public access, so these results were passed through personal correspondence with the author, having its proper authorial concession. From the slabs tested by Birkle [17], nine slabs had shear reinforcement and three slabs were used as reference. This author's slabs are important due to the elevated thickness they had, providing valuable results in relation to the size effect. All of the selected slabs tested by Regan and Samadian [10] presented shear reinforcements type double-headed stud, being their results important for the evaluation of the prescriptions for rupture modes occurring out of the area with shear reinforcement. From the 11 slabs

Table 2 - Criteria for evaluating $V_{u}/V_{teo}$								
Criteria for evaluating	Classification							
V <sub>u</sub> /V <sub>teo</sub> < 0,95	Unsafe							
$0,95 \le V_u/V_{teo} \le 1,15$	Precise							
1,15 < V <sub>u</sub> /V <sub>teo</sub> ≤ 1,30	Satisfactory							
V <sub>u</sub> /V <sub>teo</sub> > 1,30	Conservative							

tested by Gomes and Regan [18], one of them did not have shear reinforcement and ten had reinforcements formed by slices of I sections, having these reinforcements mechanical behavior similar to double-headed studs. Finally, from the slabs tested by Cordovil [19], three slabs had shear reinforcement and one slab was used as reference. These slabs provided results for small thicknesses and for the use of shear reinforcement ratio relatively low.

The analyses performed in this article consisted basically of comparing the rupture load obtained in the tests with the theoretical loads estimated by the methods presented. To evaluate the accuracy and the safety of these theoretical methods, these authors set the criterion presented on Table 2, which has as a basis the relation  $V_{\rm LI}/V_{\rm teO}$  (being  $V_{\rm LI}$  the last test charge and  $V_{\rm teO}$  the last load estimated by the theoretical method under evaluation). Figure 13 presents general characteristics of the slabs used in the data basis and Table 3 shows all the variables of the tested models, used as entry values in the calculations performed. Table 4 presents the results of the tests and the theoretical estimations, besides a simplified statistic evaluation, considering the results average and its respective coefficient of variations.

Analyzing the results of the North American code ACI 318M [1], it becomes evident that among all estimations of ultimate load, this one presented the most conservative predictions, having for the relation  $V_{\rm U}/V_{\rm ACI}$  a 1.48 average value and a 0.19 coefficient of variation. This fact is associated to the fact that this code underestimates the contribution of the steel for the punching resistance. Comparing these expressions to consider the contribution of the ACIconcrete to the ones of Eurocode and with the ones of NBR 6118, we have  $V_{\rm R,cACI}/V_{\rm R,cEC2}$  has a 0.85 average value and for NBR the relation  $V_{\rm R,cACI}/V_{\rm R,cNBR}$  has a 0.79 average value. It proves the conservatism of ACI in relation to the piece of contribution of the concrete in the punching resistance. This same conservatism is seen when compared to the relation of the steel resistance parcel  $V_{\rm R,sACI}/V_{\rm R,sEC}$  with a 0.86 average value and the relation  $V_{\rm R,sACI}/V_{\rm R,sNBR}$  with a 0.76 average value.

This code also presents a strong tendency to predict ruptures in a critical perimeter out of the area of the shear reinforcement, presenting this kind of rupture in 89% of its predicts, besides presenting in a general way a mistake of 45% in all predictions of the rupture superficies. Although ACI considers at a more appropriate form for the anchorage condition of the different types of shear reinforcement, its conservatism in relation to the resistant capacity of the materials perhaps must be reevaluated. This fact leads to the discussion that the North American code might have its prescriptions adjusted for the case analyzed here, aiming at avoiding



safety levels considered exaggerated and which may lead to an anti-economics dimensioning.

Evaluating NBR 6118 [3] and having as a basis the classification of the normative performance level presented in Table 4, it is possible to say that this code presents very accurate average results. Although it has presented relation  $V_U/V_{\text{NBR}}$  with a 0.97 general average and a 0.11 coefficient of variation, the safety level of the equations of NBR 6118 is questionable, once that for 64% of the slabs its results were against safety, with the code estimating a

resistant capacity superior to the one observed in the tests. In relation to the prediction of the rupture superficies, this code presented results considered satisfactory, hitting 71% of its Predictions.

Among the analyzed codes, Eurocode 2 [2] was the one that presented the best results, presenting for the relation  $V_{\rm U}/V_{\rm EC2}$  a 1.13 average value, a 0.12 coefficient of variation and only 11% of results against safety. However, the results presented in Table 3 show that EC2 presents a strong tendency to predict rupture out of the area with shear reinforcement, having predicted this kind of

Author         Siab         d         c         p $\vartheta_{c}$ (mm) $h_{cyr}$ (mm)         Perimeters $h_{cyr}$ (mm) $h_{cyr}$ (MPc) $h_{cyr}$	Table 3 – Slabs characteristics																
Regan (2009)         1         150         300         1,45         10         10         785         4         80         120         33         550         210         550         210         20,0           3         150         300         1,76         10         12         942         6         60         100         30         550         210         550         210         20,0           3         150         300         1,76         12         10         1.131         5         60         120         26         550         210         550         210         20,0           \$\$         1         124         250         1,53         10         8         567         6         45         90         29         488         195         393         200         14,0           \$\$         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         38         488         195         465         200         14,0           \$\$         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         38         488 <th>Author</th> <th>Slab</th> <th>d (mm)</th> <th>c (mm)</th> <th>ρ (%)</th> <th>Ø<sub>w</sub> (mm)</th> <th>Lines</th> <th>A<sub>sw</sub> / Layer (mm²)</th> <th>Perimeters</th> <th>s₀ (mm)</th> <th>s<sub>r</sub> (mm)</th> <th>f<sub>c</sub> (MPa)</th> <th>f<sub>ys</sub> (MPa)</th> <th>E<sub>s,t</sub> (GPa)</th> <th>f<sub>ys,w</sub> (MPa)</th> <th>E<sub>s,w</sub> (GPa)</th> <th>d<sub>g</sub> (mm)</th>	Author	Slab	d (mm)	c (mm)	ρ (%)	Ø <sub>w</sub> (mm)	Lines	A <sub>sw</sub> / Layer (mm²)	Perimeters	s₀ (mm)	s <sub>r</sub> (mm)	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>ys</sub> (MPa)	E <sub>s,t</sub> (GPa)	f <sub>ys,w</sub> (MPa)	E <sub>s,w</sub> (GPa)	d <sub>g</sub> (mm)
Regan       2       150       300       1,76       10       12       942       6       60       100       30       550       210       550       210       200         3       150       300       1,76       12       10       1.131       5       60       120       26       550       210       550       210       200         S1       124       250       1,53       0       8       567       6       45       90       29       488       195       393       200       14,0         S3       124       250       1,53       10       8       567       6       45       90       32       488       195       393       200       14,0         S4       124       250       1,53       10       8       567       7       30       60       38       488       195       465       200       14,0         S5       124       250       1,53       10       8       567       7       30       60       33       488       195       465       200       14,0         S6       124       250       1,53       10       8 </td <td>Peggn</td> <td>1</td> <td>150</td> <td>300</td> <td>1,45</td> <td>10</td> <td>10</td> <td>785</td> <td>4</td> <td>80</td> <td>120</td> <td>33</td> <td>550</td> <td>210</td> <td>550</td> <td>210</td> <td>20,0</td>	Peggn	1	150	300	1,45	10	10	785	4	80	120	33	550	210	550	210	20,0
Status       3       150       300       1,76       12       10       1.131       5       60       120       26       550       210       550       210       20,0         S1       124       250       1,53       -       -       -       -       -       -       36       488       195       -       -       14,0         S2       124       250       1,53       10       8       567       6       45       90       32       488       195       393       200       14,0         S4       124       250       1,53       10       8       567       5       30       60       38       488       195       465       200       14,0         S5       124       250       1,53       10       8       567       7       30       60       33       488       195       465       200       14,0         S5       124       250       1,53       10       8       567       5       50       100       35       531       200       460       200       20,0       20,0       20,0       20,0       20,0       20,0       20,0       2	(2009)	2	150	300	1,76	10	12	942	6	60	100	30	550	210	550	210	20,0
Birkle (2004)         S1         124         250         1,53         -         140           S2         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         36         488         195         465         200         14,0         55         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         33         488         195         465         200         14,0         55         531         200         -         -         20,0         55         131         200         460         200         20,0         20,0	(/	3	150	300	1,76	12	10	1.131	5	60	120	26	550	210	550	210	20,0
Birkle (2004)         S2         124         250         1,53         10         8         567         6         45         90         29         488         195         393         200         14,0           S3         124         250         1,53         10         8         567         5         30         60         38         488         195         455         200         14,0           S4         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         38         488         195         465         200         14,0           S5         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         38         488         195         465         200         14,0           S6         124         250         1,53         10         8         567         5         50         100         35         531         200         -         -         20,0           S8         190         300         1,29         10         8         567         5         50         100         35         531         200		<b>S</b> 1	124	250	1,53	-	-	-	-	-	-	36	488	195	-	-	14,0
Birkle (2004)         S3         124         250         1,53         10         8         567         6         45         90         32         488         195         393         200         14,0           S4         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         38         488         195         465         200         14,0           S5         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         36         488         195         465         200         14,0           S6         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         33         488         195         465         200         14,0           S7         190         300         1,29         0         8         567         5         50         100         35         531         200         -         20,0         20,0         20,0         20,0         20,0         20,0         20,0         20,0         20,0         20,0         20,0         20,0         20,0         20,0         20,0 <td></td> <td>S2</td> <td>124</td> <td>250</td> <td>1,53</td> <td>10</td> <td>8</td> <td>567</td> <td>6</td> <td>45</td> <td>90</td> <td>29</td> <td>488</td> <td>195</td> <td>393</td> <td>200</td> <td>14,0</td>		S2	124	250	1,53	10	8	567	6	45	90	29	488	195	393	200	14,0
Birkle (2004)         S4         124         250         1,53         10         8         567         5         30         60         38         488         195         465         200         14,0           S5         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         36         488         195         465         200         14,0           S6         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         33         488         195         465         200         14,0           S7         190         300         1,29         -         -         -         -         -         35         531         200         -         -         20,0           S8         190         300         1,29         10         8         567         6         75         150         35         531         200         460         200         20,0           S10         260         350         1,10         13         8         1.013         6         95         195         34         524         200         409		S3	124	250	1,53	10	8	567	6	45	90	32	488	195	393	200	14,0
Birkle (2004)         S5         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         36         488         195         465         200         14,0           S6         124         250         1,53         10         8         567         7         30         60         33         488         195         465         200         14,0           S7         190         300         1,29         -         -         -         -         -         -         -         -         -         -         -         -         -         200         460         200         20,0           S8         190         300         1,29         10         8         567         5         50         100         35         531         200         460         200         20,0           S10         260         350         1,10         1         8         1,013         5         65         130         30         524         200         409         200         20,0           S11         260         350         1,10         13         8         1,013         6		S4	124	250	1,53	10	8	567	5	30	60	38	488	195	465	200	14,0
BirkleS61242501,53108567730603348819546520014,0(2004)S71903001,293553120020,0S81903001,291085675501003553120046020020,0S91903001,291085676751503553120046020020,0S102603501,103152420020,0S112603501,101381.0135651303052420040920020,0S122603501,101381.0136951953452420040920020,0ReganR31602001,261289054801203367021044221020,0ReganR31602001,26128905680803757021044221020,0R41602001,26128905680803757021044221020,0R41602001,	Birklo	S5	124	250	1,53	10	8	567	7	30	60	36	488	195	465	200	14,0
Regan       R3       160       200       1,29       1       8       567       5       50       100       35       531       200       460       200       20,0         S9       190       300       1,29       10       8       567       5       50       100       35       531       200       460       200       20,0         S10       260       350       1,10       -       -       -       -       -       31       524       200       -       -       20,0         S11       260       350       1,10       13       8       1.013       5       65       130       30       524       200       -       -       20,0         S12       260       350       1,10       13       8       1.013       6       95       195       34       524       200       409       200       20,0       20,0         R4       160       200       1,26       12       8       905       6       80       80       37       570       210       442       210       20,0         A1       160       200       1,64       10       8 <td>(2004)</td> <td>56</td> <td>124</td> <td>250</td> <td>1,53</td> <td>10</td> <td>8</td> <td>567</td> <td>/</td> <td>30</td> <td>60</td> <td>33</td> <td>488</td> <td>195</td> <td>465</td> <td>200</td> <td>14,0</td>	(2004)	56	124	250	1,53	10	8	567	/	30	60	33	488	195	465	200	14,0
Regan and candidation       Regan and candida	(2004)	57	190	300	1,29	10	8	567	5	50	100	35	531	200	460	200	20,0
Regan and Samadian (2001)       R3       160       260       350       1,10       -       -       -       -       -       -       31       524       200       -       -       20,0 </td <td></td> <td>50</td> <td>190</td> <td>300</td> <td>1,27</td> <td>10</td> <td>8</td> <td>567</td> <td>6</td> <td>75</td> <td>150</td> <td>35</td> <td>531</td> <td>200</td> <td>400</td> <td>200</td> <td>20,0</td>		50	190	300	1,27	10	8	567	6	75	150	35	531	200	400	200	20,0
S11       260       350       1,10       13       8       1,013       5       65       130       30       524       200       409       200       20,0         S12       260       350       1,10       13       8       1,013       6       95       195       34       524       200       409       200       20,0         Regan and sand       R4       160       200       1,26       12       8       905       4       80       120       33       670       210       442       210       20,0         Regan and       R4       160       200       1,26       12       8       905       6       80       80       39       670       210       442       210       20,0         A1       160       200       1,64       10       8       628       6       80       80       37       570       210       519       210       20,0         A2       160       200       1,64       10       8       628       4       80       120       43       570       210       519       210       20,0         R5       240       500 <t< td=""><td></td><td>\$10</td><td>260</td><td>350</td><td>1.10</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>-</td><td>31</td><td>524</td><td>200</td><td>-</td><td>-</td><td>20.0</td></t<>		\$10	260	350	1.10	-	-	-	-	-	-	31	524	200	-	-	20.0
S12       260       350       1,10       13       8       1.013       6       95       195       34       524       200       409       200       20,0         Regan and Samadian (2001)       R4       160       200       1,26       12       8       905       4       80       120       33       670       210       442       210       20,0         Regan and Samadian (2001)       R4       160       200       1,64       10       8       628       6       80       80       37       570       210       442       210       20,0         A1       160       200       1,64       10       8       628       4       80       120       43       570       210       519       210       20,0         R5       240       500       0,72       14       12       1.847       4       90       60       32       550       210       350       210       20,0         R6       236       350       0,67       14       8       1.232       5       70       140       25       550       210       350       210       20,0         2       153		S11	260	350	1,10	13	8	1.013	5	65	130	30	524	200	409	200	20,0
Regan       R3       160       200       1,26       12       8       905       4       80       120       33       670       210       442       210       20,0         R4       160       200       1,26       12       8       905       6       80       80       39       670       210       442       210       20,0         A1       160       200       1,64       10       8       628       6       80       80       37       570       210       519       210       20,0         A2       160       200       1,64       10       8       628       4       80       120       43       570       210       519       210       20,0         R5       240       500       0,72       14       12       1.847       4       90       60       32       550       210       350       210       20,0         R6       236       350       0,67       14       8       1.232       5       70       140       25       550       210       350       210       20,0         R6       236       350       0,67       14		S12	260	350	1,10	13	8	1.013	6	95	195	34	524	200	409	200	20,0
Regan and and (2001)       R4       160       200       1,26       12       8       905       6       80       80       39       670       210       442       210       20,0         Samadian (2001)       A1       160       200       1,64       10       8       628       6       80       80       39       670       210       442       210       20,0         Samadian (2001)       A2       160       200       1,64       10       8       628       4       80       120       43       570       210       519       210       20,0         R5       240       500       0,72       14       12       1.847       4       90       60       32       550       210       350       210       20,0         R6       236       350       0,67       14       8       1.232       5       70       140       25       550       210       350       210       20,0         R6       236       350       0,67       14       8       1.232       5       70       140       25       550       210       350       210       20,0       20,0		R3	160	200	126	12	8	905	4	80	120	33	670	210	442	210	20.0
and       A1       160       200       1,64       10       8       628       6       80       37       570       210       519       210       20,0         Samadian       A2       160       200       1,64       10       8       628       4       80       120       43       570       210       519       210       20,0         R5       240       500       0,72       14       12       1.847       4       90       60       32       550       210       350       210       20,0         R6       236       350       0,67       14       8       1.232       5       70       140       25       550       210       350       210       20,0         R6       236       350       0,67       14       8       1.232       5       70       140       25       550       210       350       210       20,0         1       159       200       1,27       -       -       -       -       -       -       -       20,0       33       205       20,0       20,0       20,0       20,0       20,0       20,0       20,0       20,0	Regan	R4	160	200	1,26	12	8	905	6	80	80	39	670	210	442	210	20,0
Samadian (2001)       A2       160       200       1,64       10       8       628       4       80       120       43       570       210       519       210       20,0         R5       240       500       0,72       14       12       1.847       4       90       60       32       550       210       350       210       20,0         R6       236       350       0,67       14       8       1.232       5       70       140       25       550       210       350       210       20,0         1       159       200       1,27       -       -       -       -       -       40       680       215       -       -       20,0         2       153       200       1,27       -       -       -       -       -       40       680       215       -       -       20,0         2       153       200       1,27       7       8       301       2       80       80       34       680       215       430       205       20,0         3       158       200       1,27       7       8       301       2	and	A1	160	200	1,64	10	8	628	6	80	80	37	570	210	519	210	20,0
(2001)       R5       240       500       0,72       14       12       1.847       4       90       60       32       550       210       350       210       20,0         R6       236       350       0,67       14       8       1.232       5       70       140       25       550       210       350       210       20,0         1       159       200       1,27       -       -       -       -       -       40       680       215       -       -       20,0         2       153       200       1,27       -       -       -       -       -       40       680       215       -       -       20,0         2       153       200       1,27       7       8       301       2       80       80       34       680       215       430       205       20,0         3       158       200       1,27       7       8       301       2       80       80       39       670       185       430       205       20,0         4       159       200       1,27       8       8       402       3       80 </td <td>Samadian</td> <td>A2</td> <td>160</td> <td>200</td> <td>1,64</td> <td>10</td> <td>8</td> <td>628</td> <td>4</td> <td>80</td> <td>120</td> <td>43</td> <td>570</td> <td>210</td> <td>519</td> <td>210</td> <td>20,0</td>	Samadian	A2	160	200	1,64	10	8	628	4	80	120	43	570	210	519	210	20,0
R6       236       350       0,67       14       8       1.232       5       70       140       25       550       210       350       210       20,0         1       159       200       1,27       -       -       -       -       40       680       215       -       -       20,0         2       153       200       1,32       6       8       226       2       80       80       34       680       215       -       -       20,0         3       158       200       1,27       7       8       301       2       80       80       39       670       185       430       205       20,0         4       159       200       1,27       7       8       301       2       80       80       32       670       185       430       205       20,0         4       159       200       1,27       8       8       402       3       80       80       32       670       185       430       205       20,0         5       159       200       1,27       10       8       628       4       80       80	(2001)	R5	240	500	0,72	14	12	1.847	4	90	60	32	550	210	350	210	20,0
1       159       200       1,27       -       -       -       -       40       680       215       -       -       20,0         2       153       200       1,32       6       8       226       2       80       80       34       680       215       430       205       20,0         3       158       200       1,27       7       8       301       2       80       80       39       670       185       430       205       20,0         4       159       200       1,27       8       8       402       3       80       80       32       670       185       430       205       20,0         Gomes       5       159       200       1,27       10       8       628       4       80       80       35       670       185       430       205       20,0		R6	236	350	0,67	14	8	1.232	5	70	140	25	550	210	350	210	20,0
2       153       200       1,32       6       8       226       2       80       80       34       680       215       430       205       20,0         3       158       200       1,27       7       8       301       2       80       80       39       670       185       430       205       20,0         4       159       200       1,27       8       8       402       3       80       80       32       670       185       430       205       20,0         Gomes       5       159       200       1,27       10       8       628       4       80       80       35       670       185       430       205       20,0		1	159	200	1,27	-	-	-	-	-	-	40	680	215	-	-	20,0
3       158       200       1,27       7       8       301       2       80       80       39       670       185       430       205       20,0         4       159       200       1,27       8       8       402       3       80       80       32       670       185       430       205       20,0         Gomes       5       159       200       1,27       10       8       628       4       80       80       35       670       185       430       205       20,0		2	153	200	1,32	6	8	226	2	80	80	34	680	215	430	205	20,0
4         159         200         1,27         8         8         402         3         80         80         32         670         185         430         205         20,0           Gomes         5         159         200         1         27         10         8         628         4         80         80         35         670         185         430         205         20,0		3	158	200	1,27	7	8	301	2	80	80	39	670	185	430	205	20,0
	•	4	159	200	1,27	8	8	402	3	80	80	32	670	185	430	205	20,0
	Gomes	5	159	200	1,27	10	8	628	4	80	80	35	670	185	430	205	20,0
Ond         6         159         200         1,27         10         8         628         4         80         80         37         670         185         430         205         20,0           Poggap         7         150         200         1,27         10         8         628         4         80         80         37         670         185         430         205         20,0	Boggn	6	159	200	1,27	10	8	628	4	80	80	37	670	185	430	205	20,0
(1999) 8 150 200 1.27 12 8 905 5 80 80 34 670 185 430 205 20,0 (1999) 8 150 200 1.27 12 8 005 6 90 90 24 670 185 430 205 20,0	(1999)	/ 2	159	200	1,2/	12	ð	905	5	80	8U QO	34	670	105	430	205	20,0
0         159         200         1,27         12         8         905         0         80         60         34         670         185         430         205         20,0           0         159         200         1,27         12         8         940         9         80         80         40         670         185         430         205         20,0	(1777)	0	159	200	1,27	12	8	905	0	80	80	34 70	670	185	430	205	20,0
		10	154	200	1.31	6	8	226	5	80	80	35	670	185	430	205	20.0
11 154 200 1,31 7 8 301 5 80 80 35 670 185 430 205 20.0		11	154	200	1,31	7	8	301	5	80	80	35	670	185	430	205	20,0
		-	101	100	0.05		-		-			0.4	500	100			10.0
<b>Cordovil</b> $(131 100 0.85 34 500 199 19,0)$	Cordovil	/	131	100	0.85	4.2	-	-	-	70	100	34	500	199	200	100	19,0
(1995) 11 131 100 0.85 6.3 8 249 3 70 100 34 500 199 320 199 19,0	(1995)	ð 11	131	100	0,00	0,3	Ø	249	3	70	100	34	500	199	320	199	19,0
	(	14	104	250/1	0.88	6.3	8	247	3	53	90	30	500	199	320	199	19,0

rupture in 74% of the slabs with shear reinforcement which are in the data basis. This same behavior was also noticed by Ferreira [17] and is associated to the conservatism of the prescriptions for the definition of the external control perimeters ( $u_{out} e^{u}$ out,eff). In his work, Ferreira [17] analyzed the possibility of changing the distance of detachment of  $u_{out}$  in relation to the last reinforce-

Table 4 – Relationship between the experimental results and theoretical methods												
	Slab	V <sub>u</sub> (kN)	Failure	N	BR -2007	EC	2 -2004	A	CI -2008	TFCC		
Author			surface	V/V <sub>NBR</sub>	Failure surface NBR	$V/V_{ec2}$	Failure Surface EC2	V/V <sub>aci</sub>	Failure Surface ACI	$V/V_{\text{tfcc}}$	Failure Surface TFCC	
Poggn	1	881	in	0,85	out	1,02	out	1,45	out	0,98	out	
(2000)	2	1.141	fc/out	0,94	out	1,13	out	1,71	out	1,17	out	
(2007)	3	1.038	fc/in	1,00	out	1,22	out	1,73	out	1,09	out	
	<b>S</b> 1	435	Ref.	0,97	Ref.	1,11	Ref.	1,30	Ref.	1,13	Ref.	
	S2	480	in	0,92	out	1,19	out	1,24	out	1,06	in	
	S3	513	in	0,91	out	1,12	out	1,10	out	1,04	in	
	S4	526	out	0,93	out	1,21	out	1,67	out	1,11	out	
	S5	518	out	0,93	out	1,21	out	1,67	out	1,10	out	
Birkle	S6	522	out	0,96	out	1,18	out	1,67	out	1,08	out	
(2004)	S7	874	Ref.	0,92	Ref.	0,94	Ref.	1,12	Ref.	1,00	Ref.	
	S8	1.070	in	0,84	out	0,98	out	1,29	out	0,91	in	
	S9	1.025	in	0,98	in	1,06	in	1,28	in	1,10	in	
	S10	1.335	Ref.	0,77	Ref.	0,78	Ref.	0,88	Ref.	0,84	Ref.	
	S11	1.626	in	0,86	out	1,00	out	1,24	out	0,93	in	
	S12	1.687	in	0,82	in	0,90	out	1,03	in	1,00	in	
	R3	850	out	0,85	out	1,04	out	1,44	out	1,05	in	
Peggan and	R4	950	out	0,90	out	1,10	out	1,39	out	1,12	in	
Samadian	A1	1.000	out	0,88	out	1,08	out	1,50	out	1,20	in	
(2001)	A2	950	in	0,93	in	1,03	in	1,42	out	1,10	in	
(2001)	R5	1.440	out	0,95	out	1,09	out	1,08	out	1,07	out	
	R6	1.280	flex	0,91	out	1,02	out	1,05	out	0,88	in	
	1	560	Ref.	0,88	Ref.	0,94	Ref.	1,16	Ref.	1,02	Ref.	
	2	693	in	1,14	in	1,26	in	1,64	out	1,19	in	
	3	773	in/out	1,10	in	1,21	in	1,64	out	1,22	in	
	4	853	out	1,03	out	1,27	out	1,98	out	1,36	in	
Gomes	5	853	out	1,01	out	1,24	out	1,77	out	1,21	in	
and Regan	6	1.040	out	1,01	out	1,23	out	2,07	out	1,44	in	
(1999)	7	1.120	out	1,13	out	1,38	out	2,02	out	1,43	in	
	8	1.200	out	1,20	out	1,48	out	1,90	out	1,53	in	
	9	1.227	out	0,92	out	1,09	out	1,70	Max	1,49	in	
	10	800	in	1,16	in	1,28	in	1,58	in	1,39	in	
	11	907	in	1,18	in	1,31	in	1,68	out	1,52	in	
	7	320	Ref.	0,96	Ref.	1,08	Ref.	1,36	Ref.	1,05	Ref.	
Codovil	8	400	in	0,98	in	1,05	in	1,42	in	1,11	in	
(1995)	11	412	in	1,01	in	1,09	in	1,47	in	1,16	in	
	14	302	in	0,86	in	1,07	out	1,30	out	0,97	in	
			Average		0,97		1,13		1,48	1,16		
			C.V		0,11		0,12	(	0,19	0,15		

Ref - reference slab (without shear reinforcement); in – failure surface position within the region of shear reinforcement; out - failure surface position outside the region of shear reinforcement; Max - failure by crushing the concrete strut; flex - flexural strength; Note: all reference slabs failure by punching.

ments layer of 1.5*d* to 2*d* and altering the criterion of the maximum transversal spacing between layers ( $s_{t,max}$ ) of 2*d* to 4*d*. The author observed that such actions would substantially improve the predictions for  $V_{R,out}$ , being more appropriate to the experimental evidences, but require adjusts also in the equation for  $V_{R,cs}$ , otherwise, this code would be thought of presenting a substantial number of results against safety. An alternative that may solve this problem would be to reduce the adjust coefficient of the Equation 10 from 0.18 to 0.16 as discussed by Sacramento *et al.* [21] and also by Oliveira [22].

The Critical Shear Crack Theory (CSCT) showed satisfactory results, having a 1.16 average value for the relation  $V_{\rm U}/V_{\rm TFCC}$  and a 0.15 coefficient of variation, with performance similar to EC2. In relation to the prediction of the rupture superficies, on the contrary of the other codes, CSCT presented a tendency to predict ruptures inside the area of the shear reinforcements, predicting this kind of rupture in 74% of the slabs of the data basis. Even though its predicts for the slabs rupture mode was inappropriate, being wrong about the position of the rupture superficies in 37% of the evaluated cases.

# 5. Conclusions

This paper discusses the use of shear reinforcements as one of the best manners to increase the punching resistance and the ductility of slab-column connections. It also presents in a succinct way the recommendations of the codes ACI 318, NBR 6118 and Eurocode 2, besides the Critical Shear Crack Theory. It was made a small data basis with experimental results of tests in 36 slabs with double-headed studs or similar shear reinforcements, comparing these results with the theoretical ones obtained using the codes and CSCT.

Even considering that the data basis is limited due to the lack of tests with slabs with this kind of shear reinforcement, it is possible to observe that the recommendations presented by ACI may be conservative for the cases of slabs with shear reinforcements with good anchorage. The average of  $V_{\rm U}/V_{\rm ACI}$  was 1.48 and the coefficient of variation was 0.19, substantially superior to the ones observed in the other theoretical methods. This elevated coefficient of variation was already expected once that ACI ignores important parameters in its equations, as the contribution of the flexion reinforcements, besides the reduction of the resistant tension with the increase o the useful height (size effect).

NBR 6118 showed that, despite presenting a 0.97 average results of  $V_{\rm U}/V_{\rm NBR}$  and a 0.11 coefficient of variation, the lowest among the evaluated methods, its equations present a strong tendency of results against safety. At the same moment the low coefficient of variation indicates that the parameters used in its equations present a good correlation with the tendency of the experimental results, the necessity of some adjustments becomes evident to avoid this tendency of insecure results, as it has already been highlighted by Ferreira [20] and Sacramento *et al.* [21].

Eurocode 2, by limiting *k* and r values, reduced the tendency of insecure results observed for NBR 6118, presenting the best results among the theoretical methods evaluated. For the small data basis presented, Eurocode 2 presented a 1.13 average of the relation  $V_{\rm U}/V_{\rm EC2}$  and a 0.12 coefficient of variation. Even though, it is evident that the authors could not experimentally observe justifications for the limitations imposed by Eurocode 2 for the size

effect and for the flexural reinforcement ratio, considering technically more appropriate to perform adjusts in the coefficients of the formulations.

Brief comments on the Critical Shear Crack Theory must be made. This method showed sensible to the several variables common in the dimensioning of the flat slabs and presented results near the ones of EC2, although slightly more conservative for the data basis in question. In spite of its equations presenting, apparently, a strong empiric basis, the method is very well grounded and explains at a satisfactory mode the punching phenomenon. However, it must be emphasized that, as the method considers that the part of the slab external to the critical shear crack presents only rotations of rigid body and that the sliding of the superficies in the area of this crack does not occur, the method presents the tendency of estimating deformations and, consequently, superior stresses the most distant from the column the shear reinforcements are, when in reality the effect experimentally observed is the opposite. In practice, this may lead to inappropriate results for values of  $s_0$  and  $s_r$ near the minimum.

# 6. Acknowledgements

The authors would like to thank CNPq and CAPES for the financial support in all stages of this research.

# 7. References

- [01] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.
- [02] Eurocode 2, Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.
- [03] ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2007.
- [04] RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement. ACI Structural Journal, July-August 2009. Nº 106-S46.
- [05] fib Bulletins no. 65 e no. 66, Model Code 2010 Final draft, Volume 1, 350p, Volume 2, 370p, 2012.
- [06] GRAF, O. Versucheuber die Widerstandsfahigkeit von Eisenbetonplattenunterkonzentrierter Last naheeinem Auflager. Deutscher Ausschu β fur Eisenbeton, Heft 73, Berlin, 1933, 16 pp.
- [07] ELSTNER, R. C., e HOGNESTAD, E., Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs. Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, V. 53, No. 1, Jul. 1956, pp. 29-58.
- [08] ANDERSON, J. L., Punching of Concrete Slabs with Shear Reinforcement. Royal Institute of Technology, Bulletin, No. 212, KTH Stockholm, Sweden, 1963, 59p.
- [09] BROMS, C.E., Elimination of Flat Plate Punching Failure Mode, ACI Structural Journal, V. 97, No. 1, Jan.-Feb. 2000, pp. 94-101.

- [10] REGAN, P. E., SAMADIAN, F., Shear Reinforcement against Punching in Reinforced Concrete Flat Slabs, The Structural Engineer, V. 79, No. 10, May 2001, pp. 24-31.
- [11] OLIVEIRA, D. R., MELO, G. S., REGAN, P. E., Punching Strengths of Flat Plates with Vertical or Inclined Stirrups. ACI Structural Journal, V. 97, No. 3, May-June 2000, pp. 485-491.
- [12] DILGER, W.H., and GHALI, A., Shear Reinforcement for Concrete Slabs, ASCE Journal of Structural Division, Proceedings, V. 107, No. ST12, Dec. 1981, pp. 2403- 2420.
- [13] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford, 1993.
- [14] MUTTONI, A., and SCHWARTZ, J., Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement, IABSE Colloquium, V. 62, Zurich, Switzerland, 1991, pp. 703-708.
- [15] MUTTONI, A., Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement, ACI Structural Journal, V. 105, No. 4, July-Aug. 2008, pp. 440-450.
- [16] REGAN, P. E., Report on tests of reinforced concrete flat slabs with double-headed studs. Correspondência pessoal com o autor. 2009.
- BIRKLE, G., Punching of Flat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layout. PhD Thesis.
   Department of Civil Engineering, University of Calgary, Calgary, Canada, 2004, 152 pp.
- [18] GOMES, R. B. e REGAN, P. E., Punching Resistance of RC Flat Slabs with Shear Reinforcement. Journal of Structural Engineering, 1999, 684-692.
- [19] CORDOVIL, F. A. B. Punção em Placas de Concreto Armado. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1995, 393p.
- [20] FERREIRA, M. P. (2010). Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Armaduras de Cisalhamento e Momentos Desbalanceados. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 007 A/10 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 275p.
- [21] SACRAMENTO, P.V.P; FERREIRA, M.P; OLIVEIRA, D.R.C; MELO, G.S.S.A, Punching strength of reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement. IBRACON Structures and Materials Journal. 2012. vol. 5, nº 5.
- [22] OLIVEIRA, M. H. (2013). Punção Em Lajes Lisas Com Armadura de Cisalhamento Submetidas a Carregamento Excêntrico e Apoiadas Sobre Pilares Retangulares. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 001 A/13 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 223p.



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

# Punching resistance of internal slab-column connections with double-headed shear studs

# Resistência à punção de ligações laje-pilar interno com conectores de cisalhamento









M. H. OLIVEIRA <sup>a</sup> honorato.eng@gmail.com.br

M. J. M. PEREIRA FILHO <sup>b</sup>

D. R. C. OLIVEIRA ° mpina@ufpa.br

> M. P. FERREIRA <sup>d</sup> denio@ufpa.br

G. S. S. A. MELO <sup>e</sup> melog@unb.br

# Abstract

Punching shear is a brittle failure mode that may occur in slab-column connections, which may be prevented by using shear reinforcement in the slab-column connection. This paper presents comparisons between experimental results of 36 tests in internal slab-column connections with double- headed shear studs, which are largely used in North America, Europe and Asia, with theoretical results using recommendations presented by ACI 318, NBR6118, Eurocode 2 and also the Critical Shear Crack Theory (CSCT).Considering the database used it is possible to observe that ACI 318 presents conservative trends, whereas NBR 6118 showed a low coefficient of variation, but with a large number of unsafe results. Both Eurocode 2 and CSCT showed satisfactory results with Eurocode 2 presenting slightly higher performance.

Keywords: flat slabs, punching shear, double-headed studs.

# Resumo

A punção é uma forma de ruptura por cisalhamento que pode ocorrer em ligações laje-pilar que pode ser evitada utilizando-se armaduras de cisalhamento na ligação. Este artigo apresenta comparações entre resultados experimentais de 36 ensaios realizados em ligações laje-pilar interno, armadas com conectores de cisalhamento do tipo pino de duas cabeças, populares na América do Norte, Europa e Ásia, com resultados teóricos utilizando as recomendações do ACI 318, NBR 6118, Eurocode 2, além da Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (TFCC). Para o banco de dados utilizado, o ACI 318 mostrou tendências conservadoras, enquanto que a NBR 6118 mostrou baixo coeficiente de variação, mas um grande número de resultados contra a segurança. Tanto o Eurocode 2, quanto a TFCC apresentaram resultados satisfatórios, com o Eurocode 2 apresentando desempenho ligeiramente superior.

Palavras-chave: lajes lisas, punção, conectores de cisalhamento.

Received: 11 Jan 2013 • Accepted: 03 Jun 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

Professor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, honorato.eng@gmail.com.br, Catalão, Goiás, Brasil.

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> Engenheiro Civil, Mestrando em Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil.

<sup>&</sup>lt;sup>c</sup> Professor, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, mpina@ufpa.br, Belém, Pará, Brasil.

<sup>&</sup>lt;sup>d</sup> Professor, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, denio@ufpa.br, Belém, Pará, Brasil.

e Professor, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, melog@unb.br, Brasília, Distrito Federal, Brasil.

# 1. Introdução

As lajes lisas são estruturas laminares horizontais em concreto armado ou protendido, que se apóiam diretamente nos pilares. Sua utilização é comum em países da América do Norte, Europa e Ásia. E no Brasil este sistema construtivo começa a se destacar no mercado da construção civil, fundamentalmente por sua maior simplicidade na execução das formas e das armaduras, situação esta que pode conduzir a reduções no custo com mão-de-obra e no tempo de construção, além de atribuir maior flexibilidade na utilização dos espaços construídos.

A punção é uma forma de ruptura por cisalhamento que pode ocorrer em elementos de placa submetidos a uma carga ou reação concentrada aplicada transversalmente e caracteriza-se por ocorrer de forma brusca, podendo levar a estrutura à ruína através do colapso progressivo. A resistência à punção da ligação laje-pilar é um dos parâmetros mais importantes no dimensionamento de lajes lisas, sendo possível reduzir a intensidade das tensões de cisalhamento na ligação laje-pilar através do aumento localizado da espessura da laje nessa região com o uso de ábacos (*droppanels*) ou capitéis. Pode-se ainda, aumentar a capacidade resistente da ligação através do uso de armaduras de cisalhamento.

Dentre os diversos tipos de armadura de cisalhamento disponíveis, os double-headed studs, em uma tradução livre para o português, pinos de duas cabeças, são hoje muito populares em construções com lajes lisas, principalmente, devido à sua eficiente ancoragem mecânica proporcionada pelas cabeças, que são forjadas aos vergalhões, sendo estes de fabricação industrializada. Este artigo tem como objetivo principal, discutir e avaliar as recomendações apresentadas por algumas das principais normas de projeto para a estimativa da resistência à punção de lajes maciças em concreto armado. A discussão é voltada para o caso específico de lajes com armaduras de cisalhamento do tipo pino de duas cabeças. Isso é feito através da comparação dos resultados experimentais de ensaios de 36 lajes com os resultados teóricos obtidos de acordo com as recomendações das normas ACI 318M [1], Eurocode 2 [2] e NBR 6118 [3]. Os resultados experimentais são comparados ainda com aqueles obtidos por meio da Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (TFCC), conforme apresentada por Ruiz e Muttoni [4]. Isso foi feito a fim de avaliar se as expressões apresentadas são adequadas para os casos de lajes com esse tipo de armadura, uma vez que a última versão do ACI e a recente norma fibModelCode 2010 [5], que incorporou a TFCC em suas recomendações sobre punção, apresentam tratamento diferenciado para os casos de studs.

# 2. Armaduras de cisalhamento

No dimensionamento de uma ligação laje-pilar, caso seja verificado que esta ligação não atende à segurança quanto à punção, sua resistência pode ser elevada adotando-se algumas medidas, como o aumento da seção do pilar, da espessura da laje, da taxa de armadura de flexão, da resistência à compressão do concreto, ou ainda, utilizando-se ábacos e capitéis. Porém, o aumento da seção dos pilares ou a utilização de ábacos e capitéis costumam gerar problemas do ponto de vista arquitetônico. Já o aumento da espessura da laje pode significar uma elevação considerável dos custos, tanto da estrutura quanto das fundações. Finalmente, tanto o aumento da taxa de armadura de flexão quanto o da resistência à compressão do concreto seriam, por si só, pouco eficientes. Assim, quando se deseja aumentar a resistência à punção, umas das soluções mais viáveis pode ser a utilização de armaduras de cisalhamento.

A eficiência das armaduras de cisalhamento no combate à punção está relacionada com diversos aspectos, como o tipo de armadura utilizado, além da quantidade, distribuição, espaçamento e do número de camadas. É fundamental, para que elas apresentem um bom desempenho, que uma ancoragem adequada seja garantida, sendo este normalmente um ponto crítico para a maioria das opções de armaduras disponíveis, uma vez que lajes são elementos delgados. Outro aspecto importante sobre o uso de armaduras de cisalhamento em lajes lisas refere-se à praticidade de sua instalação. A região da ligação laje-pilar é submetida a esforços de flexão elevados, sendo comum a concentração de barras de flexão nessa região, o que dificulta a distribuição das armaduras de cisalhamento.

Diversos tipos de armaduras de cisalhamento já foram testados buscando-se avaliar sua eficiência. As primeiras armaduras testadas na resistência à punção foram barras dobradas como as apresentadas na Figura 1a. Este tipo de armadura foi usado em ensaios como os de Graf [6], Elstner e Hognestad [7] e Andersson [8]. Elas podem ser bastante eficientes na resistência à punção, desde que sejam tomados cuidados a fim de evitar a ruptura por punção na região imediatamente posterior às barras dobradas. Para isso, muitas vezes é necessário o uso de várias camadas de armaduras o que, no caso de barras dobradas, pode gerar dificuldades construtivas. Uma alternativa para o uso eficiente deste tipo de armadura foi apresentada por Broms [9], que associou barras dobradas nas duas primeiras camadas com estribos fechados, e conseguiu evitar a punção, com as lajes vindo a romper por flexão. Estribos também podem ser utilizados como armadura de cisalhamento, tendo sido testados estribos fechados (Figura 1b), estribos abertos (Figura 1c), estribos tipo "pente" (Figura 1d), estribos inclinados (Figura 1e), dentre outros. Estribos fechados e estribos do tipo "pente" são de difícil utilização por questões construtivas relacionadas à montagem das armaduras. Estribos abertos são de difícil ancoragem em lajes lisas, mesmo adotando-se medidas como dobrar suas extremidades em ângulos de 90° ou 180°, ou então usando-se barras horizontais passando por dentro destas dobras, conforme observado por Regan e Samadian [10]. Apenas os estribos inclinados, como os utilizados por Oliveira et al. [11] com inclinação de 60°, mostraram-se eficientes na resistência à punção. As armaduras do tipo pino ou studs (Figuras 1f e 1g) têm sido largamente utilizadas devido à boa ancoragem mecânica e pelo fato de serem industrializadas, o que garante um maior controle de qualidade e atende as tendências atuais de redução das atividades realizadas em canteiro. Ainda assim, estas armaduras também geram dificuldades construtivas relacionadas com sua instalação, principalmente se no projeto for adotada uma distribuição radial destas armaduras. Já na Figura 1h é apresentada a armadura do tipo shearheads, que nada mais é do que um perfil de aço soldado de modo a formar uma grelha metálica. É um tipo de armadura considerada de custo elevado, normalmente utilizado quando há a necessidade de se deixar grandes furos na região próxima à ligação e que exigem grandes ajustes nas armaduras de flexão desta região.

Em relação ao arranjo das armaduras, como a distribuição das tensões de cisalhamento é relativamente uniforme em ligações laje-







# Punching resistance of internal slab-column connections with double-headed shear studs



-pilar com pilares de seção circular, quadrada e retangular com índice de retangularidade até 2, teoricamente o ideal seria adotar uma distribuição radial das armaduras, conforme indicado na Figura 2a. No entanto, distribuir as armaduras de cisalhamento de forma radial usualmente gera grandes interferências com as armaduras de flexão na ligação laje-pilar. Uma alternativa é concentrar as armaduras de cisalhamento em faixas ortogonais, em um arranjo cruciforme, conforme apresentado na Figura 2b. Com exceção do ACI, as demais normas de projeto costumam penalizar as estimativas de resistência à punção de lajes com este tipo de arranjo cruciforme nas armaduras de cisalhamento, considerando de forma geral, que isso só seria justificável nos casos de pilares com alto índice de retangularidade ou para ligações laje-pilar em painéis com assimetria significativa de cargas ou geométrica. A taxa de armadura de cisalhamento por camada e o número de camadas utilizadas influenciam diretamente no modo de ruptura por punção, que pode ocorrer por esmagamento da diagonal comprimida próxima da face do pilar ou por tração diagonal dentro ou fora da região da armadura de cisalhamento, conforme ilustrado na Figura 3. Evidências experimentais indicam que a posição da superfície de ruptura por punção, influencia significativamente na ductilidade da ligação laje-pilar após a ruptura. A Figura 4, adaptada de Dilger e Ghali [12], mostra que quando a ruptura ocorre fora da região armada ao cisalhamento, a ruína pode ser tão brusca quanto no caso de lajes sem armadura de cisalhamento, com a ligação apresentando baixa capacidade portante.

Outro parâmetro importante na definição da resistência à punção de ligações laje-pilar é o espaçamento da armadura de cisalhamento em relação à face do pilar (s<sub>0</sub>) e entre suas camadas (s<sub>r</sub>). No caso da primeira camada (s<sub>0</sub>), a norma Eurocode 2 [2] recomenda que



esta distância seja no mínimo igual a  $0,3 \cdot d$ . Já a NBR 6118 [3] recomenda que ela seja no máximo de  $0,5 \cdot d$ , sendo *d* a altura útil da laje. Já para o espaçamento entre camadas (s<sub>r</sub>), essas mesmas normas sugerem que a distância máxima seja de  $0,75 \cdot d$ . Limitações para estes valores são importantes (ver Figura 5). Se a primeira camada de *studs* for posicionada muito próximo da face do pilar (s<sub>0</sub> muito pequeno) é possível que a ancoragem inferior da armadura seja prejudicada. O mesmo pode acontecer com as camadas posteriores, porém na ancoragem superior, se o espaçamento entre camadas for muito elevado. Em ambos os casos, a deficiência na ancoragem pode favorecer a ocorrência da punção sem que a armadura de cisalhamento atinja o escoamento.

# 3. Métodos teóricos para estimativa da resistência à punção

Tanto as três normas consideradas neste artigo quanto a Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento admitem que a resistência à punção de lajes lisas com armaduras de cisalhamento deve ser considerada como o menor valor entre  $V_{R,CS}$   $V_{R,out}$  e  $V_{R,max}$ . correspondentes aos modos de ruptura indicados na Figura 3, mas não inferior à  $V_{R,C}$ , que é a resistência à punção de uma laje com as mesmas características, porém sem armadura de cisalhamento. No caso das normas de projeto, para a estimativa da resistência à punção, o princípio geral adotado é assumir uma tensão resistente constante ao longo de diferentes perímetros de controle. Estes perímetros de controle são admitidos a distâncias específicas da face do pilar, tendo ainda diferentes geometrias. O perímetro de controle  $u_0$  é utilizado nas estimativas da resistência máxima possível de uma ligação laje-pilar ( $V_{R,max}$ ). Já o perímetro de controle  $u_1$  está

associado com a resistência à tração diagonal nas proximidades da face do pilar, sendo utilizado para o cálculo de  $V_{R,C}$  e  $V_{R,CS}$ . Por fim,  $u_{OUt}$  é um perímetro associado à resistência à tração diagonal na região externa à armadura de cisalhamento, sendo associado à  $V_{R,OUt}$ . A Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento trás uma metodologia para a estimativa da resistência à punção diferente da apresentada pelas normas de projeto.

#### 3.1 ACI 318M

As expressões do ACI para a estimativa da resistência à punção são apresentadas nas Equações 1 a 5. A Figura 6 apresenta algumas recomendações para o arranjo das armaduras e para a definição dos perímetros de controle. O ACI apresenta expressões específicas para a estimativa da resistência à punção de lajes lisas armadas com *studs*. Estas equações são mais otimistas quanto à contribuição destas armaduras na resistência à punção ( $V_{R,S}$ ), se comparadas às apresentadas para os casos onde estribos forem utilizados, justamente por considerá-las com ancoragem mais eficiente.

$$V_{R,c} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \tag{1}$$

$$V_{R,cs} = 0,75 \cdot V_{R,c} + V_{R,s} \tag{2}$$





ď

$$V_{R,s} = \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw}, \text{ com } f_{yw} \le 414 \text{ MPa}$$
(3)

$$V_{\rm R,out} = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_{out} \cdot d \tag{4}$$

$$V_{R,\max} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d , \text{se } s_r \le 0.5d$$

$$V_{R,\max} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \text{, se } 0.5d \le s_r \le 0.75d$$
(5b)

 $f_{\rm C}$  é limitado à < 69 MPa para fins de cálculo.

 $A_{SW}$  é a área de aço de uma camada da armadura de cisalhamento;

 $f_{YW}$  é a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento, não maior que 420 MPa.

## 3.2 NBR 6118

A norma brasileira usou como referência para suas recomendações para estimativa da resistência à punção a antiga norma CEB-FIPMC90 [13], apresentando praticamente as mesmas equações desta norma, com pequenas alterações, como a geometria do perímetro de controle externo para o caso de lajes com armaduras distribuídas radialmente, que no caso da norma brasileira é circular. Estas recomendações são apresentadas de forma sintetizada nas Equações 6 a 9 e na Figura 7. Notar que neste artigo as equações estão apresentadas sem o coeficiente de segurança de 1,4 que está embutido nas expressões apresentadas pela norma brasileira.

$$V_{R,\epsilon} = 0,18 \cdot \xi \cdot \left(100 \cdot \mathbf{p} \cdot f_{\epsilon}\right)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d$$
(6)

$$V_{R,cs} = 0,75 \cdot V_{R,c} + \left(1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,ef}\right)$$
(7)

$$V_{R,out} = 0,18 \cdot \xi \cdot \left(100 \cdot \mathbf{\rho} \cdot f_c\right)^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d$$
(8)



(9)

$$V_{\mathrm{R},max} = 0,27 \cdot \alpha_{v} \cdot f_{\epsilon} \cdot u_{0} \cdot d$$

 $f_{C}$  é limitado à 50 MPa para fins de cálculo;

 $\rho$  é a taxa de armadura de flexão tracionada média da laje, calculada como  $\rho=\sqrt{\rho_{x}\cdot\rho_{y}}$ , onde

 $\rho_x e \rho_v$  são as taxas nas direções x e y, respectivamente;

 $A_{SW}$ é a área de aço de uma camada da armadura de cisalhamento;

ξ é o *size effect*, assumido como 
$$ξ = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$
, com *d* em mm;

 $\alpha_v = \left(1 - \frac{J_c}{250}\right)$ , com  $f_c$  em MPa;

 $f_{YW}$  é a tensão de escoamento da armadura de cisalhamento, não maior que 345 MPa para pinos ou 288 MPa para estribos (de aço CA-50 ou CA-60).

# 3.3 Eurocode 2

O Eurocode 2 [2] também baseou-se na MC90, apresentando recomendações semelhantes às da norma brasileira. As principais diferenças entre as prescrições estabelecidas por esta norma são a limitação do valor do *size effect* em k  $\leq$  2,0, a limitação da taxa de armadura de flexão que efetivamente contribui na resistência à punção, considerada como p≤ 2% e a determinação da tensão efetiva na armadura de cisalhamento. As Equações 10 a 16 resumem as expressões apresentadas por esta norma e a Figura 8 auxilia na determinação dos perímetros de controle e no espaçamento das armaduras.

$$V_{\mathrm{R},c} = 0,18 \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_{c}\right)^{1/3} \cdot u_{1} \cdot d$$
(10)

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \le 2,0$$
 (11)

$$V_{\rm R,cs} = 0,75 \cdot V_{\rm R,c} + V_{\rm R,s}$$

$$V_{R,s} = 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,ef}$$
(13)

(12)

$$f_{yw,ef} = 1,15 \cdot (250 + 0,25 \cdot d) \le f_{yw,ef} \le 600 \text{ MPa}$$
 (14)

$$V_{R,out} = 0,18 \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f_c^{\prime}\right)^{1/3} \cdot u_{out,ef} \cdot d$$
(15)

$$V_{R,max} = 0,30 \cdot f_c \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \cdot u_0 \cdot d \tag{16}$$

Onde:

ρ é a taxa de armaduras de flexão calculada como ρ =  $\sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ , onde  $\rho_x$  e  $\rho_y$  são as taxas de armadura em direções ortogonais determinadas para faixas com largura igual ao lado do pilar mais 3·*d* para ambos os lados;

 $\rho \le 0.02$  para fins de cálculo;

 $f_{\rm C} \le 90$  MPa.

# 3.4 Teoria da fissura crítica de cisalhamento (TFCC)

A teoria desenvolvida por Muttoni baseia-se na ideia de que a resistência à punção diminui com o aumento da rotação da laje, o que pode ser explicado pelo surgimento de uma fissura crítica de cisalhamento que se propaga na laje cortando a diagonal comprimida que transmite a força cortante para o pilar (ver Figura 9a). A abertura dessa fissura reduz a resistência da biela comprimida e pode eventualmente levar a uma ruptura por punção. Segundo Muttoni e Schwartz [14] a espessura desta fissura é proporcional ao produto  $\psi \cdot d$  (ver Figura 9b). Já a transmissão de cisalhamento na fissura crítica está diretamente ligada à rugosidade de sua superfície, a qual por sua vez é função do tamanho máximo do agregado graúdo. Baseando-se nesses conceitos, Muttoni [15] propõe que a parcela de resistência ao cisalhamento proporcionada pelo concreto pode ser estimada segundo a Equação 17. A Figura 10 apresenta a posição e geometria dos perímetros de controle segundo a TFCC.

$$V_{R,c} = \frac{3}{4} \cdot \frac{u_1 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}{1+15 \cdot \frac{\Psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}}$$
(17)

Onde:

 $\psi$  é a rotação da laje;

 $d_{\rm g0}$  é o diâmetro de referência do agregado admitido como 16 mm;  $d_{\rm g}$  é o diâmetro máximo do agregado usado no concreto da laje. Já a parcela de resistência proporcionada pelas armaduras de cisalhamento verticais cortadas pela superfície de ruptura pode ser obtida através da Equação 18.

$$V_{R,s} = \sum A_{sw} f_{sw}$$
(18)

Onde:

 $\sum$  é feito para as armaduras de cisalhamento cortadas pela superfície de ruptura;





 $A_{SW}$  é a área de aço de uma camada de armadura de cisalhamento;  $f_{SW}$  é a tensão em cada camada de armadura, sendo uma função dos detalhes da armadura de cisalhamento e dos deslocamentos verticais  $\delta_V$  (ver Equação 19) em cada camada de armadura no ponto interceptado pela superfície de ruptura (ver Tabela 1).

$$\delta_{\nu} = \frac{\Psi \cdot s}{2 \cdot \sqrt{2}}$$
(19)

### Onde:

*s* é a distância horizontal medida da face do pilar até a camada de armaduras de cisalhamento em questão.

A resistência à punção de uma laje lisa de concreto armado com armadura de cisalhamento vertical pode ser obtida através da Equação 20, sendo esta uma função de  $\psi$ . A relação entre a carga aplicada ( $V_E$ ) e a rotação  $\psi$  é expressa pela Equação 21.



Onde:

 $r_{s}$  é a distância entre o eixo do pilar e a linha de momentos nulos;  $f_{ys,f}$  é a tensão de escoamento das armaduras de flexão;  $E_{s,f}$ é o modulo de elasticidade das armaduras de flexão;  $V_{E}$  é a força aplicada;

 $V_{\text{flex}}$  é a resistência à flexão calculada através da teoria das linhas de ruptura.

A resistência  $V_{R,max}$  correspondente à ruptura por esmagamento da diagonal comprimida próximo ao pilar e pode ser calculada pela Equação 22.



#### Onde:

 $\lambda$  é considerado igual a 3 para os casos de armaduras de cisalhamento bem ancoradas como *studs* e 2 para os demais tipos de armaduras de cisalhamento.

No caso de rupturas ocorrendo fora da região das armaduras de cisalhamento admite-se que a superfície de ruptura também terá inclinação de 45°, mas sua extremidade coincide com o ponto de ancoragem inferior da armadura de cisalhamento mais externa. Na prática, isso implica na redução da altura útil da laje (*d*) para uma altura útil ( $d_V$ ), conforme pode ser observado na Figura 11. O perímetro de controle neste caso é tomado a uma distância *d*/2 do perímetro da camada de armaduras de cisalhamento mais externa. A Equação 23 deve ser utilizada para o cálculo de  $V_R$  out.



$$V_{R,out} = \frac{3}{4} \cdot \frac{u_{out} \cdot d_v \cdot \sqrt{f'_c}}{1+15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}}$$
(23)

critérios de ruptura estabelecidos pelas equações apresentadas acima, gerando curvas  $V_{R,CS} - \psi$ ,  $V_{R,Max} - \psi e V_{R,out} - \psi$ . O ponto de interseção destas curvas de resistência com a curva carga-rotação define a resistência da ligação para cada um dos modos de ruptura. A Figura 12 ilustra o processo gráfico utilizado para a estimativa da resistência à punção segundo a TFCC.

# 4. Análise dos métodos teóricos

Os resultados apresentados e avaliados neste artigo são oriundos da criação de um banco de dados que conta com resultados obtidos por diversos autores que estudaram o caso de lajes lisas com armadura de cisalhamento e submetidas a carregamento simétrico. Buscou-se na formação deste banco de dados selecionar apenas resultados de lajes armadas com *double-headed studs* ou com outros tipos de armadura que apresentem comportamento mecânico similar, uma vez que estas armaduras são internacionalmente consideradas como as mais eficientes na resistência à punção devido à sua melhor ancoragem mecânica.

#### Onde:

 $u_{\text{Out}}$  é o perímetro externo definido à uma distância d/2 da camada mais externa de armaduras, considerando-se  $4 \cdot d$  como a distância máxima efetiva entre duas linhas concêntricas de armaduras de cisalhamento;

#### $d_{\rm V}$ é a altura útil reduzida.

A Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento é um método gráfico para a determinação da resistência à punção. O processo de cálculo inicia-se com a construção de uma curva que relaciona o esforço cortante com a rotação da ligação laje-pilar, utilizando-se os termos  $V_{\rm E}$  e  $\psi$ . Posteriormente, adiciona-se a este gráfico os



Desta forma, o banco de dados conta apenas com os resultados de 36 ensaios experimentais. Optou-se por não utilizar resultados de lajes com outros tipos de armadura de cisalhamento, a fim de avaliar a precisão e adequação das hipóteses admitidas pelos métodos teóricos apresentados anteriormente para estimar a resistência à punção nos casos de lajes com armadura de cisalhamento consideradas com boa ancoragem. Foram selecionadas lajes ensaiadas por Regan [16], Birkle [17], Regan e Samadian [10], Gomes e Regan [18] e Cordovil [19].

As lajes de Regan [16] não foram publicadas em mídia científica de acesso público, tendo estes resultados sido repassados através de correspondência pessoal com o autor, tendo sua devida concessão autoral. Das lajes ensaiadas por Birkle [17], nove lajes possuíam armadura de cisalhamento e três lajes serviram como referência. As lajes deste autor têm sua importância decorrente da elevada espessura que possuíam, fornecendo resultados valiosos com relação ao *size effect*. Todas as lajes selecionadas que foram ensaiadas por Regan e Samadian [10] apresentavam armaduras de cisalhamento do tipo *double-headed stud*, sendo seus resultados importantes para avaliação das prescrições para modos de ruptura ocorrendo fora da região com armaduras de cisalhamento. Das 11 lajes ensaiadas por Gomes e Regan [18], uma não possuía armadura de cisalhamento e dez possuíam armaduras forma-



das por fatias de perfis I, tendo estas armaduras comportamento mecânico semelhante aos *double-headed studs*. Por fim, das lajes ensaiadas por Cordovil [19], três lajes possuíam armadura de cisalhamento e uma laje serviu como referência. Estas lajes forneceram resultados para pequenas espessuras e para a utilização de taxas de armadura de cisalhamento relativamente baixas.

As análises feitas nesse artigo consistiram basicamente de comparar as cargas de ruptura obtidas nos ensaios com as cargas teóricas estimadas pelos métodos apresentados. Para avaliar a precisão e a segurança destes métodos teóricos, foi estabelecido por estes autores, o critério apresentado na Tabela 2, que tem como base a relação  $V_{\rm u}/V_{\rm teO}$  (sendo  $V_{\rm u}$  a carga última de ensaio e  $V_{\rm teO}$  a carga última estimada pelo método teórico sob avaliação). A Figura 13 apresenta características gerais das lajes utilizadas no banco de dados e a Tabela 3 mostra todas as variáveis dos modelos ensaiados, utilizadas como valores de entrada nos cálculos realizados. A Tabela 4 apresenta os resultados dos ensaios e das estimativas teóricas, além de uma avaliação estatística simplificada, considerando a média dos resultados e seus respectivos coeficientes de variação.

Analisando os resultados da norma norte americana ACI 318M [1], fica evidente que dentre todas as estimativas de carga última, esta apresentou as previsões mais conservadoras, tendo para a relação  $V_{\rm u}/V_{\rm ACI}$  um valor médio de 1,48 e coeficiente de variação de 0,19. Este fato está associado ao fato desta norma subestimar a contribuição do concreto e do aço na resistência à punção. Comparando--se as expressões para consideração da contribuição do concreto do ACI com as do Eurocode e com as da NBR 6118, tem-se que  $V_{\rm R,cACI} / V_{\rm R,cNER}$  tem valor médio de 0,79. Isso evidencia o

Tabela 2 – Critérios de avaliação V <sub>u</sub> /V <sub>teo</sub>								
Critério de avaliação	Classificação							
V <sub>u</sub> /V <sub>teo</sub> < 0,95	Inseguro							
$0,95 \le V_u/V_{teo} \le 1,15$	Preciso							
$1,15 < V_u/V_{teo} \le 1,30$	Satisfatório							
V <sub>u</sub> /V <sub>teo</sub> > 1,30	Conservador							


conservadorismo do ACI em relação à parcela de contribuição do concreto na resistência à punção. Este mesmo conservadorismo é percebido quando comparado à relação das parcelas de resistência do aço  $V_{R,sACI}/V_{R,sEC}$  com valor médio de 0,86 e a relação  $V_{R,sACI}/V_{R,sNBR}$  com um valor médio de 0,76.

Esta norma também apresenta uma forte tendência a prever rupturas em um perímetro crítico fora da região da armadura de cisalhamento, apresentando este tipo de ruptura em 89% das suas previsões, além de apresentar de um modo geral um erro de 45% em todas as previsões da superfície de ruptura. Embora o ACI considere de forma mais apropriada à condição de ancoragem dos diferentes tipos de armadura de cisalhamento, o seu conservadorismo com relação à capacidade resistente dos materiais talvez necessite ser reavaliado. Este fato leva à discussão de que a norma norte americana pode ter suas prescrições ajustadas para o caso aqui analisado, com o objetivo de evitar níveis considerados exagerados de segurança e que podem levar a um dimensionamento antieconômico.

	Tabela 3 – Características das lajes															
Autor	Laje	d (mm)	c (mm)	ρ (%)	Ø <sub>w</sub> (mm)	Nº de linhas	A <sub>sw</sub> / camada (mm²)	Nº de camadas	s₀ (mm)	s <sub>,</sub> (mm)	f <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>ys</sub> (MPa)	E <sub>s.t</sub> (GPa)	f <sub>ys,w</sub> (MPa)	E <sub>s.w</sub> (GPa)	d <sub>g</sub> (mm)
Regan (2009)	1 2 3	150 150 150	300 300 300	1,45 <mark>1,76</mark> 1,76	10 10 12	10 12 10	785 942 1.131	4 6 5	80 60 60	120 100 120	33 30 26	550 550 550	210 210 210	550 550 550	210 210 210	20,0 20,0 20,0
Birkle (2004)	\$1 \$2 \$3 \$4 \$5 \$6 \$7 \$8 \$9 \$10 \$11 \$12	124 124 124 124 124 120 190 190 260 260 260	250 250 250 250 250 300 300 300 350 350 350	1,53 1,53 1,53 1,53 1,53 1,53 1,29 1,29 1,29 1,10 1,10 1,10	- 10 10 10 10 10 - 10 10 10 - 13 13		- 567 567 567 567 567 567 567 567 1.013 1.013	- 6 5 7 7 - 5 6 - 5 6	- 45 30 30 30 - 50 75 - 65 95	- 90 60 60 60 - 100 150 - 130 195	36 29 32 38 36 33 35 35 35 31 30 34	488 488 488 488 531 531 531 524 524 524	195 195 195 195 200 200 200 200 200 200 200	- 393 465 465 465 - 460 460 460 - 409 409	- 200 200 200 200 200 - 200 200 200 200	14,0 14,0 14,0 14,0 14,0 20,0 20,0 20,0 20,0 20,0 20,0 20,0
Regan e Samadian (2001)	R3 R4 A1 A2 R5 R6	160 160 160 240 236	200 200 200 200 500 350	1,26 1,26 1,64 1,64 0,72 0,67	12 12 10 10 14 14	8 8 8 12 8	905 905 628 628 1.847 1.232	4 6 4 4 5	80 80 80 80 90 70	120 80 80 120 60 140	33 39 37 43 32 25	670 670 570 570 550 550	210 210 210 210 210 210 210	442 519 519 350 350	210 210 210 210 210 210 210	20,0 20,0 20,0 20,0 20,0 20,0
Gomes e Regan (1999)	1 2 3 4 5 6 7 8 8 9 10 11	159 153 158 159 159 159 159 159 159 159 154	200 200 200 200 200 200 200 200 200 200	1,27 1,32 1,27 1,27 1,27 1,27 1,27 1,27 1,27 1,31 1,31	- 6 7 8 10 10 12 12 12 12 6 7		- 226 301 402 628 628 905 905 905 940 226 301	- 2 3 4 4 5 6 9 5 5 5	80 80 80 80 80 80 80 80 80 80 80	80 80 80 80 80 80 80 80 80 80 80	40 34 39 32 35 37 34 34 40 35 35	680 670 670 670 670 670 670 670 670 670	215 215 185 185 185 185 185 185 185 185	430 430 430 430 430 430 430 430 430 430	205 205 205 205 205 205 205 205 205 205	20,0 20,0 20,0 20,0 20,0 20,0 20,0 20,0
Cordovil (1995)	7 8 11 14	131 131 131 104	100 100 100 250/1	0,85 0,85 0,85 0,88	- 6,3 6,3 6,3	- 8 8 8	- 249 249 249	- 3 3 3	- 70 70 53	- 100 100 90	34 34 34 30	500 500 500 500	199 199 199 199	- 320 320 320	- 199 199 199	19,0 19,0 19,0 19,0

Fazendo uma avaliação da NBR 6118 [3] e tendo como base o critério de classificação do nível de desempenho normativo apresentado na Tabela 4, pode-se dizer que esta norma apresenta resultados médios bastante precisos. Embora tenha apresentado relação  $V_{\rm U}/V_{\rm NBR}$  com média geral de 0,97 e um coeficiente de variação de 0,11, o nível de segurança das equações da NBR

	Tabela 4 – Relação entre os resultados experimentais e os métodos teóricos										
		V.,	Superfície	erfície NBR -2007		E	C2 -2004	A	CI -2008		TFCC
Autor	Laje	(kŇ)	de ruptura	V/V <sub>NBR</sub>	Superfície de ruptura NBR	$V/V_{ec2}$	Superfície de ruptura EC2	V/V <sub>aci</sub>	Superfície de ruptura ACI	$V/V_{\text{1FCC}}$	Superfície de ruptura TFCC
Poggn	1	881	in	0,85	out	1,02	out	1,45	out	0,98	out
(2000)	2	1.141	fc/out	0,94	out	1,13	out	1,71	out	1,17	out
(2007)	3	1.038	fc/in	1,00	out	1,22	out	1,73	out	1,09	out
	<b>S</b> 1	435	Ref.	0,97	Ref.	1,11	Ref.	1,30	Ref.	1,13	Ref.
	S2	480	in	0,92	out	1,19	out	1,24	out	1,06	in
	S3	513	in	0,91	out	1,12	out	1,10	out	1,04	in
	S4	526	out	0,93	out	1,21	out	1,67	out	1,11	out
	<b>S</b> 5	518	out	0,93	out	1,21	out	1,67	out	1,10	out
Birkle	S6	522	out	0,96	out	1,18	out	1,67	out	1,08	out
(2004)	S7	874	Ref.	0,92	Ref.	0,94	Ref.	1,12	Ref.	1,00	Ref.
	S8	1.070	in	0,84	out	0,98	out	1,29	out	0,91	in
	S9	1.025	in	0,98	in	1,06	in	1,28	in	1,10	in
	S10	1.335	Ref.	0,77	Ref.	0,78	Ref.	0,88	Ref.	0,84	Ref.
	S11	1.626	in	0,86	out	1,00	out	1,24	out	0,93	in
	\$12	1.687	in	0,82	in	0,90	out	1,03	in	1,00	in
	R3	850	out	0.85	out	1.04	out	1.44	out	1.05	in
Degen	R4	950	out	0.90	out	1.10	out	1.39	out	1.12	in
kegan e	A1	1.000	out	0.88	out	1.08	out	1.50	out	1.20	in
30maalan (2001)	A2	950	in	0.93	in	1,03	in	1.42	out	1.10	in
(2001)	R5	1.440	out	0.95	out	1,09	out	1.08	out	1.07	out
	R6	1.280	flex	0,91	out	1,02	out	1,05	out	0,88	in
	1	560	Ref.	0.88	Ref.	0.94	Ref.	1.16	Ref.	1.02	Ref.
	2	693	in	1,14	in	1,26	in	1,64	out	1,19	in
	3	773	in/out	1,10	in	1,21	in	1,64	out	1,22	in
	4	853	out	1,03	out	1,27	out	1,98	out	1,36	in
Gomes	5	853	out	1,01	out	1,24	out	1,77	out	1,21	in
e Regan	6	1.040	out	1,01	out	1,23	out	2,07	out	1,44	in
(1999)	7	1.120	out	1,13	out	1,38	out	2,02	out	1,43	in
	8	1.200	out	1,20	out	1,48	out	1,90	out	1,53	in
	9	1.227	out	0,92	out	1,09	out	1,70	Max	1,49	in
	10	800	in	1,16	in	1,28	in	1,58	in	1,39	in
	11	907	in	1,18	in	1,31	in	1,68	out	1,52	in
	7	320	Ref.	0,96	Ref.	1,08	Ref.	1,36	Ref.	1,05	Ref.
Codovil	8	400	in	0,98	in	1,05	in	1,42	in	1,11	in
(1995)	11	412	in	1,01	in	1,09	in	1,47	in	1,16	in
	14	302	in	0,86	in	1,07	out	1,30	out	0,97	in
			Média		0,97		1,13		1,48		1,16
			C.V		0,11		0,12		0,19		0,15

Ref. – laje de referência (sem armadura de cisalhamento); in – posição da superfície de ruptura dentro da região da armadura de cisalhamento; out – posição da superfície de ruptura fora da região da armadura de cisalhamento; Max – ruptura por esmagamento da diagonal comprimida de concreto; flex – ruptura por flexão; Obs: todas as lajes de referência romperam por punção.

6118 é discutível, uma vez que para 64% das lajes seus resultados foram contra a segurança, com a norma estimando uma capacidade resistente superior a observada nos ensaios. Com relação à previsão das superfícies de ruptura, esta norma apresentou resultados considerados satisfatórios, acertando 71% de suas previsões.

Dentre as normas analisadas, o Eurocode 2 [2] foi a que apresentou os melhores resultados, apresentando para a relação  $V_{\rm U}/V_{\rm EC2}$  um valor médio de 1,13, coeficiente de variação de 0,12 e apenas 11% de resultados contra a segurança. Porém, os resultados apresentados na Tabela 4 evidenciam que o EC2 apresenta uma forte tendência em prever rupturas fora da região com armaduras de cisalhamento, tendo previsto este tipo de ruptura em 74% das lajes com armadura de cisalhamento que constam no banco de dados. Este mesmo comportamento também foi notado por Ferreira [17] e está associado ao conservadorismo das prescrições para definição dos perímetros de controle externos ( $u_{\rm out} e u_{\rm out.eff}$ ).

Em seu trabálho, Ferreira [17] analisou a possibilidade de alterar a distância do afastamento de  $u_{OUt}$  em relação à última camada de armaduras de 1,5.*d* para 2.*d* e alterando o critério do espaçamento transversal máximo entre camadas ( $s_{t,max}$ ) de 2.*d* para 4.*d*. O autor observou que tais medidas melhorariam significativamente as previsões para  $V_{R,out}$ , sendo mais adequadas às evidências experimentais, mas requerem ajustes também na equação para  $V_{R,cs}$ , do contrário, esta norma passaria a apresentar um número significativo de resultados contra a segurança.

Uma alternativa que pode solucionar este problema seria reduzir o coeficiente de ajuste da Equação 10 de 0,18 para 0,16, conforme discutido por Sacramento *et al.* [21] e também por Oliveira [22].

A Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (TFCC) mostrou resultados satisfatórios, tendo valor médio para a relação  $V_{\rm U}/V_{\rm TFCC}$  igual a 1,16 e coeficiente de variação de 0,15, com desempenho similar ao do EC2. Com relação à previsão das superfícies de ruptura, ao contrário das demais normas, a TFCC apresentou uma tendência em prever rupturas dentro da região das armaduras de cisalhamento, prevendo este tipo de ruptura em 74% das lajes do banco de dados. Ainda assim suas previsões para o modo de ruptura das lajes foi inadequado, tendo errado a posição da superfície de ruptura em 37% dos casos avaliados.

## 5. Conclusões

Este artigo discute o uso de armaduras de cisalhamento como uma das melhores formas de aumentar a capacidade resistente e a ductilidade de ligações laje-pilar. Ele apresenta ainda de forma sucinta as recomendações das normas ACI 318, NBR 6118 e Eurocode 2, além da Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento. Foi montado um pequeno banco de dados com resultados de 36 lajes com armaduras de cisalhamento do tipo *double-headed studs* ou similares, comparando-se os resultados experimentais existentes neste banco de dados com os obtidos utilizando-se as normas e a TFCC.

Apesar do banco de dados ser limitado, no que se refere à resistência à punção, os resultados mostraram que as recomendações disponibilizadas pelo ACI podem ser conservadoras para os casos de lajes com armaduras de cisalhamento com boa ancoragem. A média da relação  $V_{\rm U}/V_{\rm ACI}$ foi de 1,48 e o coeficiente de variação foi de 0,19, significativamente superior ao observado para os demais métodos teóricos. Esse elevado coeficiente de variação já era esperado uma vez que o ACI ignora parâmetros importantes em suas equações, como a contribuição das armaduras de flexão, além da redução da tensão resistente com o aumento da altura útil (*size effect*). Destaca-se ainda que, a versão atual da norma americana apresenta recomendações diferenciadas para o dimensionamento de lajes com *studs*, isto porque esta norma considera que tais armaduras apresentam condições mecânicas de ancoragem mais eficientes que as demais, permitindo que seja considerada uma tensão resistente nestes casos, superior aos valores recomendados para lajes armadas com outros tipos de armadura, como por exemplo, estribos.

A NBR 6118 mostrou que, apesar de apresentar resultados médios de  $V_{\rm U}/V_{\rm NBR}$  de 0,97 e um coeficiente de variação de 0,11, o mais baixo dentre os métodos avaliados, suas equações apresentam forte tendência de resultados contra a segurança. Ao mesmo tempo em que o baixo coeficiente de variação indica que os parâmetros utilizados em suas equações apresentam boa correlação com a tendência dos resultados experimentais, fica evidente a necessidade de alguns ajustes a fim de evitar esta tendência de resultados inseguros, conforme já havia sido destacado por Ferreira [20] e Sacramento *et al.* [21].

O Eurocode 2, ao limitar os valores de  $k \in \rho$ , reduziu a tendência de resultados inseguros observada para a NBR 6118, apresentando os melhores resultados dentre os métodos teóricos

avaliados. Para o pequeno banco de dados apresentado, o Eurocode 2 apresentou média da relação V<sub>U</sub>/V<sub>EC2</sub>de 1,13e coeficiente de variação de 0,12. Ainda assim, destaca-se que os autores não conseguiram observar experimentalmente justificativas para as limitações impostas pelo Eurocode 2 ao size effect e para a taxa de armadura de flexão, considerando tecnicamente mais adequado realizar ajustes nos coeficientes das formulações. Quanto à Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento, breves comentários devem ser feitos. Este método mostrou-se sensível às diversas variáveis comuns no dimensionamento de lajes lisas e apresentou resultados próximos aos do EC2, embora levemente mais conservadores para o banco de dados em questão. Apesar de suas equações apresentarem, aparentemente, um forte fundo empírico, o método é muito bem fundamentado e explica de modo satisfatório o fenômeno da punção. No entanto, deve ser ressaltado que, como o método considera que o trecho da laje externo à fissura crítica de cisalhamento apresenta apenas rotações de corpo rígido e que não ocorre o deslizamento das superfícies na região desta fissura, o método apresenta a tendência de estimar deformações e, consequentemente, tensões superiores quanto mais afastadas do pilar estiverem as armaduras de cisalhamento, quando na realidade o efeito que experimentalmente tem sido observado é o oposto. Na prática isto pode levar a resultados inadequados para valores de s<sub>0</sub> e s<sub>r</sub> próximos aos mínimos.

## 6. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer ao CNPq e a CAPES pelo apoio financeiro em todas as etapas desta pesquisa.

## 7. Referências bibliográficas

[01] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.

- [02] Eurocode 2, Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.
- [03] ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2007.
- [04] RUIZ, M. F.; MUTTONI, A. Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement. ACI Structural Journal, July-August 2009. Nº 106-S46.
- [05] fib Bulletins no. 65 e no. 66, Model Code 2010 Final draft, Volume 1, 350p, Volume 2, 370p, 2012.
- $\begin{array}{ll} \mbox{[06]} & \mbox{GRAF, O..Versucheuber die Widerstandsfahigkeit} \\ & \mbox{von Eisenbetonplattenunterkonzentrierter Last} \\ & \mbox{naheeinem Auflager. Deutscher Ausschu $\beta$ fur \\ & \mbox{Eisenbeton, Heft 73, Berlin, 1933, 16 pp.} \end{array}$
- [07] ELSTNER, R. C., e HOGNESTAD, E., Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs. Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, V. 53, No. 1, Jul. 1956, pp. 29-58.
- [08] ANDERSON, J. L., Punching of Concrete Slabs with Shear Reinforcement. Royal Institute of Technology, Bulletin, No. 212, KTH Stockholm, Sweden, 1963, 59p.
- [09] BROMS, C.E., Elimination of Flat Plate Punching Failure Mode, ACI Structural Journal, V. 97, No. 1, Jan.-Feb. 2000, pp. 94-101.
- [10] REGAN, P. E., SAMADIAN, F., Shear Reinforcement against Punching in Reinforced Concrete Flat Slabs, The Structural Engineer, V. 79, No. 10, May 2001, pp. 24-31.
- [11] OLIVEIRA, D. R., MELO, G. S., REGAN, P. E., Punching Strengths of Flat Plates with Vertical or Inclined Stirrups. ACI Structural Journal, V. 97, No. 3, May-June 2000, pp. 485-491.
- [12] DILGER, W.H., and GHALI, A., Shear Reinforcement for Concrete Slabs, ASCE Journal of Structural Division, Proceedings, V. 107, No. ST12, Dec. 1981, pp. 2403- 2420.
- [13] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford, 1993.
- [14] MUTTONI, A., and SCHWARTZ, J., Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement, IABSE Colloquium, V. 62, Zurich, Switzerland, 1991, pp. 703-708.
- [15] MUTTONI, A., Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement, ACI Structural Journal, V. 105, No. 4, July-Aug. 2008, pp. 440-450.
- [16] REGAN, P. E., Report on tests of reinforced concrete flat slabs with double-headed studs. Correspondência pessoal com o autor. 2009.
- BIRKLE, G., Punching of Flat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layout. PhD Thesis.
   Department of Civil Engineering, University of Calgary, Calgary, Canada, 2004, 152 pp.
- [18] GOMES, R. B. e REGAN, P. E., Punching Resistance

of RC Flat Slabs with Shear Reinforcement. Journal of Structural Engineering, 1999, 684-692.

- [19] CORDOVIL, F. A. B. Punção em Placas de Concreto Armado. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1995, 393p.
- [20] FERREIRA, M. P. (2010). Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Armaduras de Cisalhamento e Momentos Desbalanceados. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 007 A/10 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 275p.
- [21] SACRAMENTO, P.V.P; FERREIRA, M.P; OLIVEIRA, D.R.C; MELO, G.S.S.A, Punching strength of reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement. IBRACON Structures and Materials Journal. 2012. vol. 5, nº 5.
- [22] OLIVEIRA, M. H. (2013). Punção Em Lajes Lisas Com Armadura de Cisalhamento Submetidas a Carregamento Excêntrico e Apoiadas Sobre Pilares Retangulares. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD – 001 A/13 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 223p.



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

# Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete: Part 1

Investigação experimental sobre o uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto: Parte 1









B. V. SILVA <sup>a</sup> dovalesilva@hotmail.com

M. P. BARBOSA <sup>b</sup> mbarbosa@dec.feis.unesp.br

> L. C. P. SILVA FILHO <sup>c</sup> lcarlos66@gmail.com

M. S. LORRAIN <sup>d</sup> michel.lorrain@insa-toulouse.fr

# Abstract

This study analyzes the feasibility of using steel-concrete bond tests for determining the compressive strength of concrete in order to use it as a complement in the quality control of reinforced concrete. Lorrain and Barbosa (2008) [14] and Lorrain et al. (2011) [15] justify the use of a modified bond test, termed APULOT, to estimate the compressive strength of concrete, hence increasing the possibilities for the technological control of reinforced concrete for constructions. They propose an adaptation of the traditional pull-out test (POT) method, standardized by the CEB / FIP RC6: 1983 [8], because it is a low complexity and low cost test. To enable the use of the APULOT test as a technological control test of concrete at construction sites requires determining its methodology and adapting the experimental laboratory practice to the construction itself. The aim of this study is to evaluate the possibility of conducting compressive strength estimates using bond stress data obtained by the traditional pull-out test (POT). Thus, two concrete compositions of different classes were tested at 3, 7 and 28 days. Ribbed bar specimens (nominal diameters of 8, 10 and 12.5 mm) were also used in the preparation stage, totaling 108 POT tests. The results show that the correlation between the maximum bond stress and the compressive strength of concrete is satisfactory in predetermined cases, at all ages tested, reinforcing the purpose of consolidating this test as a complementary alternative to control the quality of reinforced concrete. In the second part of this paper the test results obtained with the APULOT method are presented and discussed.

Keywords: steel-concrete bond; pull-out; APULOT; compressive strength of concrete.

## Resumo

A presente pesquisa se propõe a estudar a viabilidade do uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto, com o objetivo de empregá-los como um complemento no controle de qualidade do concreto armado. Lorrain e Barbosa (2008) [14] e Lorrain et al. (2011) [15] justificam a utilização de um ensaio de aderência modificado, denominado APULOT, para estimar a resistência à compressão do concreto, incrementando as possibilidades de controle tecnológico do concreto armado em canteiros de obras. Os mesmos propõem uma adaptação do método pull-out test (POT) tradicional, normalizado pela CEB/FIP RC6:1983 [8], por ser este um ensaio de baixa complexidade e de custo reduzido. Para viabilizar o uso do ensaio APULOT como ensaio de controle tecnológico do concreto em canteiro de obras é necessário definir um padrão para o mesmo e adaptá-lo da prática experimental do laboratório para o campo. O presente trabalho buscou avaliar num primeiro momento, a potencialidade de efetuar estimativas da resistência à compressão a partir dos dados da tensão de aderência obtidos com uso do POT. Para tanto, foram ensaiadas 2 composições de concreto de classes distintas, aos 3, 7 e 28 dias. Foram, ainda, usadas na confecção dos corpos de prova barras nervuradas com diâmetros nominais de 8, 10 e 12,5 mm, totalizando 108 ensaios do tipo POT. Os resultados obtidos mostram que, sob condições padronizadas de ensaio, a correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão do concreto é satisfatória, em todas as idades ensaiadas, fortalecendo o propósito de consolidar este ensaio como uma alternativa complementar para controle de qualidade do concreto armado. Na segunda parte deste trabalho serão apresentados e discutidos resultados de ensaios com o método APULOT.

Palavras-chave: aderência aço-concreto; pull-out; APULOT; resistência à compressão do concreto.

- <sup>a</sup> Doutorando, Univesidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, dovalesilva@hotmail.com, Porto Alegre, Brasil.
- <sup>b</sup> Professora Associada, Univesidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, mbarbosa@dec.feis.unesp.br, Ilha Solteira, Brasil.
- <sup>c</sup> Professor Doutor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Icarlos66@gmail.com, Porto Alegre, Brasil.
- <sup>d</sup> Professeur, Institut National des Sciences Apliquées, Département de Génie Civil, michel.lorrain@insa-toulouse.fr, Toulouse, França.

Received: 10 Sep 2012 • Accepted: 23 Jul 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

## 1. Introduction

In civil construction one of the best known and most applied tests to control the quality of reinforced concrete is the axial compression test of specimens, which are usually molded upon receiving the concrete prior to casting. This type of test is standardized in Brazil by ABNT NBR 5739:2007 [5] and, an estimate of the compressive strength of concrete is obtained through it, which the main design and structural control parameter.

However, to perform this test requires appropriate equipment and trained technicians, which are not usually available at construction sites, resulting in the construction company having to rely on specialized laboratories. Furthermore, in order to obtain reliable results it is necessary to be careful and control a variety of factors, such as molding, storage, capping and loading speed of the specimen. Any deviations from the standard test procedure, or uniformity capping problems, which result in stress concentrations, can significantly affect the results, especially in high strength concrete. Recognizing the importance and usefulness of the traditional test for determining the axial compressive strength of the concrete, but aware of the experimental details, which can affect the quality and accuracy of the results obtained, a group of researchers led by Professor Michel Lorrain (INSA Toulouse), have examined the possibility of using a steel-concrete bond test adapted to the construction site to estimate the compressive strength of concrete. [14] As explained by Lorrain et al. (2011) [15], this group, made up of researchers from France, Brazil and other countries, has been working on the improvement of a new test method, based on the steel-concrete bond test: pull-out test (POT), initially proposed as a recommendation of the CEB / FIP RC6: 1983 [8], which is characterized by its simplicity and reduced cost.

The new method was termed APULOT (Appropriate Pull-Out Test) and in the tests performed it has shown good reliability and adequate capacity to estimate compressive strength [19]. Among the advantages of the proposed method we can highlight its execution simplicity, its reduced recommended time to perform the test (from 28 days to 7 days) and the possibility of measuring not only the strength but also the behavior of steel-concrete bond, an important factor for the proper performance of reinforced concrete structures. According to Ferguson (1966) and FIB (2000) understanding the bond behavior is a key factor to properly understand the calculating norms of the anchorage length and the overlapping amendments of reinforced bars, and for calculating the displacements, considering the stiffening effect by traction, cracking control and the minimum amount of reinforcement bars [9, 10]. But, our in our study the main aspect of interest is that the strength of the reinforced concrete is a determining factor in the behavior of steel-concrete bond. The working hypothesis of the APULOT project is that if the test is conducted under controlled and standardized conditions, this relationship becomes even more evident and robust, thus allowing to estimate the compressive strength of concrete from maximum bond strength data.

Because the initial results are positive, the development, refinement and validation process of the APULOT tests have advanced, because it is considered that they may eventually become a complementary alternative to the major axial compression tests traditionally used in technological control of concrete or become the primary way to control the quality of concrete at the construction site. The APULOT group has studied different aspects associated with the test, attempting to identify the most influential factors in



the fc x tb relationship (compressive strength x bond strength). This knowledge is fundamental to support the formalization of a standard test procedure that can be performed in real construction sites, providing support for an eventual standardization of method. Within this scope, the first part of this paper presents the experimental results of the tests using the traditional pull-out test (POT) method, aiming to evaluate its capacity to estimate the compressive strength of concrete in different classes based on the pullout test results, and at the same time evaluate the effect of changing the diameter of the test bar. The aim was to confirm the validity of the fundamental work hypothesis and establish the prerequisites for determining the standard APULOT test procedure considering aspects related to its eventual implementation at construction sites. The second part of this paper presents and discusses the test results obtained with the APULOT method.

#### 2. Considerations about steel-concrete bonding

There are several factors that influence the steel-concrete bonding. The ACI 408R: 2003 [1] mentions the following: type of configuration of the bar ribs, the bar diameter, the state of the bar surface (deterioration), the location of the bar at casting time - horizontal or vertical, the water cement ratio (w/c), the mechanical strength of the concrete, mineral additions such as pozzolanic materials, the physicochemical characteristics of the materials used in the concrete, the compaction and rupture age, among other factors.

There are various kinds of tests for quantifying steel-concrete bonding. The most widely used, due to its simplicity and effectiveness, is the so called pull-out test (POT). One of the parameters the test determines is the maximum bond stress ( $\tau_{bmax}$ ), which is actually an average nominal value obtained by dividing the maximum pullout force applied to cause slipping of the bar by the anchoring side surface of the steel bar [8].

Although it is simple and convenient, using the POT test has limitations when one wants to accurately estimate the effective value of the bond strength to determine, for example, minimum anchor lengths to be used in structural elements. This type of test does not evaluate the effect of confinement on the concrete due to the presence of reinforced cement and does not consider that the pullout may be associated with flexural strain of the steel-concrete association, which changes how the bar interacts with the surrounding concrete.

Figure 1 shows a schematic drawing of the operation of the POT test adapted from Leonhardt and Mönnig (1977) [13]. According to the figure, the standard test procedure eventually generates distortions, because during the test the support plates place the concrete under compression, creating restrictions on transverse deformations of the specimen. The figure indicates the compression trajectories and the deformation prevention in the transverse support plate that appears when this test configuration is used, which can result in the possibility that the bond strength is overestimated. Although the test has limitations when the objective is to determine the maximum effective bond strength in structural elements, it proves to be very attractive for the technological control of concrete. Some researchers state that the correlation between the compressive strength of concrete and the strength of the steel-concrete connection is directly proportional [18]. Lorrain and Barbosa (2008) [14] and Lorrain et. al (2011) [15] analyzed the correlation betwe-



en the compressive strength ( $f_c$ ) and the maximum bond strength ( $\tau_{bmax}$ ) confirming that, if only the results of tests in which the slip occurred are considered, the relationship is robust.

Figure 2 shows part of the results of the correlation between the maximum bond strength ( $\tau_{bmax}$ ) and the axial compressive strength of the concrete analyzed by Lorrain et al. (2011). It was prepared only with the POT test results, which showed the sliding of the steel bar in relation to the concrete.

Based on these observations, the authors suggest the use of steel--concrete bond tests to estimate the compressive strength, that is, as an alternative to control the quality of concrete. Another interesting aspect associated with the possible use of the bond test in the technological control of concrete is that the force necessary to cause slipping of the bar is approximately ten to twenty times less than that required to rupture a normalized cylinder of 15x30 cm in an axial compression test. This means that the test equipment at the construction site can be lighter and simpler. [15]

## 3. Materials and methods

This section presents the characteristics of the materials used in the experimental program and the procedures used in the bond tests conducted with the POT method.

#### 3.1 Concrete characteristics

The materials that compose the concrete used in the study, with the exception of superplasticizer, were characterized at the Civil Engineering CESP Laboratory (LCEC), in Ilha Solteira, SP, Brazil. The cement used was CPV-ARI (high early strength Portland cement) with specific mass of 3.05 g/cm<sup>3</sup>, specific apparent mass of 0.90 g/cm<sup>3</sup> and specific surface area (Blaine) of 4768 cm<sup>2</sup>/g. The fine aggregate was one medium sand with fineness modulus equal to 2.15; specific mass of 2.61 g/cm<sup>3</sup>, and maximum nominal size of 4.75 mm. The coarse aggregate was crushed basaltic, with fineness modulus equal to 6.48, specific mass of 2.90 g/cm<sup>3</sup> and

Table 1 – Mechanical characterization of concrete						
Composition of concrete	Rupture age (days)	Compressive strength f <sub>cm</sub> (MPa)	Tensile strength by diametral compression f <sub>cm</sub> (MPa)	Elastic modulus E <sub>c</sub> (GPa)		
	03	17.1±1.0	2.54±0.04	31.60±2.89		
T25	07	21.2±1.7	2.72±0.06	32.64±0.46		
	28	27.8±1.6	3.28±0.23	36.10±2.82		
	03	34.5±1.4	3.75±0.17	40.09±1.65		
T45	07	40.1±1.6	4.10±0.12	41.10±0.53		
	28	49.3±1.6	4.60±0.22	46.85±0.28		

a maximum nominal size of 19.0 mm. The additive used was a polycarboxylate-based third-generation superplasticizer, which according to the manufacturer has a density of  $1.08 \text{ g/cm}^3$ , solid content of 30% and a pH of 4.42.

After characterizing the materials a dosage method based on IPT / EPUSP was performed [12] in order to obtain two concrete mixtures corresponding to classes 25 and 45 MPa. The intention was to work with two strength levels to evaluate whether it was possible to estimate the compressive strength by the bond strength in an equivalent strength range, currently used in concrete constructions. To facilitate identification, these compositions were denominated as T25 and T45. The slump was fixed at 10±2 cm. In order to limit the w/c ratio it accepted superplasticizer additive content of 0.26% in relation to the cement mass, for both compositions. The resulting compositions were: T25 (1:2.90:3.07) with w/c = 0.61 and T45 (1:1,53:1,98) with w/c = 0.37.

To characterize the concrete produced, compressive strength tests were performed according to ABNT NBR 5739:2007 [5]; tensile strength of concrete by diametral compression according to ABNT NBR 7222:2010 [4], and elastic modulus of elasticity of concrete, according to ABNT NBR 8522:2008 [3].

For each rupture age three cylindrical specimens ( $10 \times 20 \text{ cm}$ ) were molded, according to ABNT NBR 5738:2003 [6]. They were compacted using a vibrating table completed in two concrete layers of 10s duration per layer. The cure was performed in a humid chamber at relative humidity above 95% and temperature of  $23\pm2$  °C.

At rupture time the specimens were tested in a hydraulic press (Wolpert) with load capacity of 1000 kN. Table 1 shows the results, indicating the average and the standard deviation of the sample consisting of three specimens for each age and type of test. Table 1 shows the average compressive strengths ( $f_{cm}$ ) reached values of 27.8 MPa and 49.3 MPa, respectively, at 28 days, meeting the

specifications required for each class of concrete composition.

#### 3.2 Characteristics of steel bars

The ribbed steel bars (CA-50), used to generate the specimens for the bond tests, were characterized according to ABNT NBR 7480:2007 [2]. This standard specifies that the yield stress of the steel bars should be at least 500 MPa and tensile strength 10% greater than this value. For each diameter tested (8, 10, 12.5 mm) three specimens (60 cm long) were tested. The results are shown in Table 2, which shows that the bars are in accordance with the specifications of Brazilian standards.

Aiming to improve the analysis of the geometrical characteristics of the steel bars that affect adherence, it was decided to use a new method of analysis that is widely used in the area of materials design, yet innovative in the area of civil engineering. This technique involves generating a 3D model of the bar by laser resizing using a Digimill 3D model three-dimensional scanner. The data obtained can be processed and transformed to obtain a highly accurate 3D model, manipulated in a CAD environment.

Figure 3 (a) shows a 3D image generated with the Geomagic Studio software. Figure 3 (b) shows the projection area of the rib plane of this bar. Using this type of treatment can predict the areas and inclinations of the ribs in an innovative and far more accurate manner.

This procedure, used in an original and innovative manner by the LEME research group to study the effects of section losses due to corrosion in the work of Graeff (2007) [11], which was adapted to study the bond of deteriorated bars by Caetano (2008) [7]. Since then it has been used by the APULOT group to characterize in detail steel bar ribs [16, 17, 19]. The APULOT Group believes that disseminating this form of analysis will yield great advances

	Table 2 - Characte	rization results of the stee	el bars (CA-50)	
Nominal diameter Ø (mm)	Yield stress f <sub>sy</sub> (MPa)	Failure stregth f <sub>st</sub> (MPa)	Failure strain A <sub>gt</sub> (%)	Linear mass (kg/m)
8	625.0±0.7	777.0±3.5	16.30±0.07	0.398±0.004
10	620.0±2.1	782.0±1.4	17.00±0.07	0.610±0.005
12.5	580.0±3.1	743.0±2.6	17.60±0.09	0.956±0.005



Table 3 – Geometric characteristics of the steel bar ribs							
Nominal diameter Ø (mm)	Rib height maximum A (mm)	Rib spacing e (mm)	Horizontal rib angle (inclination) β (°)	Projected area (mm²)			
8	0.49±0.05	5.53±0.05	52.05°±0.63	9.44±0.05			
10	0.75±0.05	6.71±0.05	51.86°±0.34	16.44±0.05			
12.5	0.97±0.05	9.03±0.05	51.89°±0.34	28.26±0.05			

in the study of steel-concrete bond given that it allows a geometric characterization with extreme precision, differentiating the bars regarding the effect of mechanical bond caused by the ribs. Table 3 shows a summary of the geometrical characteristics obtained by analyzing the 3D models of the bars.

#### 3.3 Steel-concrete bond tests

To study the steel-concrete bond two concrete compositions were evaluated (T25 and T45), three rupture ages (3, 7 and 28 days) and three diameters of steel bar CA-50 (8 mm to 10 mm and 12.5 mm). Six specimens were tested for each combination described above, totaling 108 tests. In all concreted bond tests the compressive strength of the concrete was evaluated, as described in item 3.1, obtaining average compressive strength not exactly equal to the preliminary test shown in Table 1, however with no significant differences. The pull-out test method was performed according to the recommendations of the standard CEB / FIP RC6: 1983 [8], which stipulates that the concrete cube dimensions are equal to ten times the diameter of the bar (10Ø), and the minimum size is 20 cm and the anchor is fixed at five times the diameter of the bar (5Ø). Figure 4 illustrates the dimensions of the POT test method. With the POT test method the forces in kN (kilonewtons) are obtained, according to the slide of the steel bar. And according to the recommendations of CEB / FIP RC6: 1983 [8], with this force value divided by the anchorage area of the bar, the bond strength was calculated (Tb), as shown in Equation 1.



Where *F* is the pullout force,  $\emptyset$  is the diameter of the steel bar and  $I_{eyn}$  is the anchorage length of the test. The maximum bond strength





Figure 6 - (a) overview of the pullout and measurement System - (b) System of the POT test method





Figure 8 – (a), (b) Photos of the specimens before and after the POT test, illustrating the bond-slip failure mode



 $(\tau_{bmax})$  was calculated based on the maximum pullout force. Figure 5 shows the metal mold on a vibrating table and the specimens for the POT method tests.

The pullout system for the POT method was assembled on a properly leveled movable support. To apply the force a 600 kN capacity hydraulic jack was used, connected to a manual pump pressure, to which a pulling force was applied at one end of the bar, which reacted against the specimen. Figure 6 shows an overview of the pullout and measurement system positioned on a table. Figure 7 illustrates a scheme of the POT method.

The pullout force was measured by the load cell and the linear displacement by LVDT (Linear Variable Differential Transformer) as illustrated in Figure 7. These data were collected by the data acquisition system (QuantumX) and visualized through the computer program (CatmanEasy), both from HBM. This system enabled to obtain force curves versus displacement.

#### 4. Results of steel-concrete bond tests

This section presents the results from the POT tests, where we analyze the mechanical behavior of steel bars pulled from the concrete through slip curves as a function of bond strength and evaluate the correlation between the maximum bond strength with compressive strength of the concrete by the analysis of variance methodology (ANOVA) which statistically analyzed the results obtained in the POT tests in order to verify the influence of the variables involved in the bond tests.

#### 4.1 Curves bond strength versus slip of the steel bar

The mechanical behavior of the specimens was evaluated by the slip curves versus bond strength and by visual verification. This enabled to see in which specimens the bond-slip failure, the concrete splitting failure or yielding of the steel bar occurred. The results showed that the predominant behavior was bond-slip failure. This is explained by the fact that the specimens have concrete cover (c) around the steel bar, adequate to withstand the stresses generated in the POT bond test. Figure 8 shows the bond-slip failure mode after the POT test.

Figures 9, 10 and 11 show the differences of bond strength curves

versus steel-concrete slip depending on the age and composition of the concrete for the POT test of 8 mm, 10 mm and 12.5 mm, respectively.

With the mechanical behavior of the specimens analyzed by slip curves as a function of bond strength, we performed a correlation analysis between the maximum bond strength and compressive strength of the concrete.

4.2 Analysis of the correlation between the maximum bond strength  $(\tau_{bmáx})$  and compressive strength  $(f_c)$ 

Table 4 shows the results of the POT bond tests, the composition, age of the concrete and the compressive strength results of the concrete, and the diameter of the steel bar. It should be emphasized that the correlation analysis between variables ( $\tau_{bmax} \times f_c$ ) is valid only for the results where the bond-slip failure is observed, excluding the results where concrete splitting failure or yielding of the steel bar were observed [15].



A statistical analysis was performed by the analysis of variance (ANOVA) methodology in the results shown in Table 4 in order to verify the influence of the following factors: (1) steel bar dia-

meter, (2) concrete composition, and (3) test age, and how they significantly influence the maximum bond strength. Table 5 shows the analysis of variance results performed with the Statistica 7.0



# Table 4 – Average values of maximum bond strength obtained in the bond tests (POT) and average values of compressive strength of the concrete

Composition of concrete	Rupture age (days)	Compressive strength f <sub>cm</sub> (MPa)	Ø=8 mm T <sub>bmáx</sub> (MPa)	Ø=10 mm T <sub>bmáx</sub> (MPa)	Ø=12.5 mm <sup>т</sup> ыта́х (MPa)
T25	3	16.7±1.1	10.2±2.0	13.8±0.7	17.6±1.4
T25	7	21.1±1.6	13.8±1.4	16.7±1.3	19.2±1.1
T25	28	28.0±1.8	17.0±1.1	20.3±1.6	23.4±2.3
T45	3	33.1±1.5	17.7±1.1	21.0±0.5	24.2±0.5
T45	7	40.5±1.7	21.2±0.6	23.5±1.2	26.9±0.7
T45	28	49.9±1.8	24.4±3.1	27.3±1.9	30.2±1.1

Table 5 – Analysis	of variance (A	NOVA) was perforr	ned on the results o	of the POT tests			
Variables/interactions (*)	DOF	SQ	MQ	Fc	Pc>Fc		
(1) Diameter of steel bar	2	671.62	335.81	155.70	0.00		
(2) Composition of concrete	1	1333.67	1333.67	618.39	0.00		
(3) Age rupture test	2	690.20	345.10	160.01	0.00		
(1) * (2)	2	0.90	0.45	0.21	0.81		
(1) * (3)	4	5.20	1.30	0.60	0.66		
(2) * (3)	2	0.41	0.21	0.10	0.91		
(1) * (2) * (3)	4	1.64	0.41	0.19	0.94		
Error	86	185.48	2.16	-	-		
DOF - Degrees of Freedom; SQ - Sum of Sq	POF - Degrees of Freedom; SQ - Sum of Squares; AS - Average Square; Fc - F calculated value, Pc> Fc is the probability of being a significant factor						



computer program. A factor can be assigned as significant if the value of "Pc> Fc" is less than 0.05, which means that there is a 5% chance of not being significant, in other words, 95% chance of a single factor or interaction between factors being significant.

Table 5 shows that the diameter variation, the concrete composition and the age of rupture indicated significant influence on the first order in maximum bond strength. Figure 12 illustrates the results obtained by analysis of variance (ANOVA).

In order to correlate the compressive strength of concrete with the steel-concrete maximum bond strength, linear regressions were performed between these values. Figure 13 shows the linear correlations obtained. A linear regression was performed for each individual bar diameter used, as each bar has a different anchoring capacity depending on the characteristics of each rib and different volume-surface relationship. Table 6 shows the regressions and correlation coefficients obtained. It is observed that the correlation coefficients (R<sup>2</sup>) obtained satisfactory values, values close to 1. As expected, the regressions are almost parallel to each other and produce a family of curves that depend on the diameter of the steel bar. The graphical regressions in Figure 13 indicate that all angular coefficients obtained are positive, that is, for all bar diameters it is observed that there is a prominent behavior tendency that is



characterized by an increase in the maximum bond strength proportional to the increasing compressive strength of the concrete, at the strength range tested.

### 5. Conclusions

The correlation analysis between the maximum bond strength and compression strength of the concrete in the POT tests allow us to conclude that the POT bond tests are appropriate for estimating the compressive strength of the concrete at all ages tested. The statistical analysis showed that the maximum bond strength is influenced by changing the diameter of the bar, composition and age of the concrete. The analysis of correlations allow to conclude that the increase of maximum bond strength is proportional to the increase of the compressive strength of the concrete, while observing the characteristics of the tests, as elucidated earlier in this paper. The correlation curves obtained in this study reinforce the method proposed by Lorrain et al. (2011) [15] to perform bond tests on qualification tests of reinforced concrete and maximum bond strength.

It is believed that implementing this type of facilitated bond test in a complementary manner or even as an alternative to compression

	Table 6 – Equations o	of linear regression lines and t	neir correlation coefficients	
Diameter (mm)	Concrete composition	Range compression strength (MPa)	Linear regression	Correlation coefficient
8	T25 e T45	16.7 à 49.9	$\tau_{\rm bmáx}$ = 0.41 f <sub>cm</sub> + 4.6	$R^2 = 0.97$
10	T25 e T45	16.7 à 49.9	$\tau_{\rm bmáx}$ = 0.37 f <sub>cm</sub> + 8.7	$R^2 = 0.97$
12.5	T25 e T45	16.7 à 49.9	$\tau_{\rm bmáx}$ = 0.38 f <sub>cm</sub> + 11.6	$R^2 = 0.98$

tests traditionally used in concrete constructions, can significantly improve quality control in construction sites, enabling quality control of concrete to be performed quickly and safely at shorter ages, "in situ".

# 6. Future activities

In the first part of this study we analyzed the maximum bond strength results from steel-concrete bond tests (POT), correlating the tests to determine the axial compressive strength of concrete. Based on the data obtained in the first part of this study confirmed the proposal by Lorrain et al. (2011) [15] to implement an alternative quality control of reinforced concrete based on bond tests is feasible to be implemented. There is a strong relationship between these variables, if other factors such as the diameter of the bars are kept constant. Based on these observations, the research group APULOT is currently attempting to determine the influence of several variables on the response of the bond test aiming to consolidate a test method. The studies not only include experimental activities but also numerical simulations in order to identify ways to implement simplified and robust tests at construction sites. In addition to the aspects studied, there is the format and preparation of the mold test, and also the pullout bar procedure (pull-out or push-out).

The second part of this paper discusses the results of another series of tests performed by the authors, in which APULOT concept is used with molded specimens using PET bottles as a mold to demonstrate that the tests can be performed with low technological material. The third step analyzes the best methods to implement the methodology at construction sites, which can provide good reproducibility and reliability.

# 7. Acknowledgements

FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo); CNPQ (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico);

LCEC (Laboratório CESP de Engenharia Civil - Ilha Solteira/SP); Civil Engineering Central Laboratory - UNESP / Ilha Solteira/SP; ArcelorMittal for providing the steel bars;

Holcim do Brasil for providing the cement;

Grace Concrete Products for providing the superplasticizer.

## 8. Nomenclature

- A Maximum height of the rib (mm);
- $A_{at}$  Strain failure of steel bar (%)
- $\beta$  Horizontal rib angle (inclination) (°);
- APULOT Appropriate PULL-Out Test;
- F Pullout force (kN);
- l<sub>exp</sub> Experimental bond length (mm);
- e Rib spacing (mm);
- Ø- Diameter of steel bar (mm);
- $E_{c}$  Elastic modulus of elasticity of concrete (GPa);
- POT Pull-Out Test (RILEM/CEB/FIP RC6: 1983);
- $f_c$  Compressive strength of concrete (MPa);
- f<sub>cm</sub> Compressive strength of concrete average (MPa);
- f<sub>ctm</sub> Tensile strength by diametral compression average (MPa);
- f<sub>sy</sub>- Yield stress of steel (MPa);

- f<sub>st</sub> Failure Strength of steel (MPa);
- $\tau_{b}^{-}$  Steel-Concrete Bond strength (MPa);
- $\tau_{bmax}$  Steel-Concrete Maximum bond strength (MPa).

## 9. Referências bibliográficas

- [01] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 408R: Bond and development of straight reinforcing bars in tension. Farmington Hills, 2003.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- [03] \_\_\_\_\_. NBR 8522: Concreto Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.
- [04] \_\_\_\_\_. NBR 7222: Concreto e Argamassa -Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2010.
- [05] \_\_\_\_\_. NBR 5739: Concreto Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [06] \_\_\_\_\_. NBR 5738: Concreto Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2003.
- [07] CAETANO, L. F. Estudo do comportamento da aderência de elementos de concreto armado em condições extremas. 2008. 178f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2008.
- [08] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. RILEM/CEB/FIP RC6: Bond test for reinforcement steel - 2 Pull-out test. Paris, 1983.
- [09] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE BÉTON. FIB: Bond of reinforcement concrete, State-of-art report. Bulletin N° 10. Lausanne, Switzerland: FIB, 2000. 427p.
- [10] FERGUSON, P. M. Bond Stress The State of the Art. ACI Proceedings Journal, v.63, n.11, p. 1161–1190, 1966.
- [11] GRAEFF, A. G., Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado. 2007. 184 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2007.
- [12] HELENE, P.; TERZIAN, P. Manual de dosagem e controle do concreto. São Paulo: PINI, 1992. 349p.
- [13] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto - Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. 305p.
- [14] LORRAIN, M. S.; BARBOSA P. M. Controle de qualidade dos concretos estruturais: ensaio de aderência aço-concreto. In: Revista Concreto & Construções, São Paulo, N°51, 3º trimestre, p. 52-57, 2008.
- [15] LORRAIN, M. S. ; BARBOSA, M. P. ; SILVA FILHO, L.

C. P. Estimation of compressive strength based on Pull-Out bond test results for on-site concrete quality control. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 4, p. 4, 2011.

- [16] LORRAIN, M. S.; CAETANO, L. F.; VALE SILVA, B.; GOMES, L. E. S.; BARBOSA, M. P.; SILVA FILHO, L. C. P. Bond strength and rib geometry: a comparative study of the influence of deformation patterns on anchorage bond strength. In: PCI Annual Convention & 3rd International FIB Congress FIB, Washington D. C., 2010.
- SILVA FILHO, L. C. P. ; VALE SILVA, B. ; DAL BOSCO, V. I. ; GOMES, L. E. S. ; BARBOSA, M.P. ; LORRAIN, M. S. Analysis of the influence of rebar geometry variations on bonding strength in the pull-out test. In: Bond in Concrete 2012 - Bond, Anchorage, Detailing. Fourth International Symposiumn BIC/FIB, Brescia, Italy, 2012.
- [18] SOROUSHIAN, P.; CHOI, K.; PARK, G.; ASLANI, F. Bond of deformed bars to concrete: effects to confinement and strength of concrete. ACI Materials Journal, v.88, n.3, p. 227-232, 1991.
- [19] VALE SILVA, B. Investigação do potencial dos ensaios APULOT e pull-out para estimativa da resistência a compressão do concreto. 2010.
  178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) -Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista (UNESP), Ilha Solteira, 2010.



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

# Experimental investigation on the use of steel-concrete bond tests for estimating axial compressive strength of concrete: Part 1

Investigação experimental sobre o uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto: Parte 1









B. V. SILVA <sup>a</sup> dovalesilva@hotmail.com

M. P. BARBOSA <sup>b</sup> mbarbosa@dec.feis.unesp.br

> L. C. P. SILVA FILHO <sup>c</sup> lcarlos66@gmail.com

M. S. LORRAIN <sup>d</sup> michel.lorrain@insa-toulouse.fr

# Abstract

This study analyzes the feasibility of using steel-concrete bond tests for determining the compressive strength of concrete in order to use it as a complement in the quality control of reinforced concrete. Lorrain and Barbosa (2008) [14] and Lorrain et al. (2011) [15] justify the use of a modified bond test, termed APULOT, to estimate the compressive strength of concrete, hence increasing the possibilities for the technological control of reinforced concrete for constructions. They propose an adaptation of the traditional pull-out test (POT) method, standardized by the CEB / FIP RC6: 1983 [8], because it is a low complexity and low cost test. To enable the use of the APULOT test as a technological control test of concrete at construction sites requires determining its methodology and adapting the experimental laboratory practice to the construction itself. The aim of this study is to evaluate the possibility of conducting compressive strength estimates using bond stress data obtained by the traditional pull-out tests (POT). Thus, two concrete compositions of different classes were tested at 3, 7 and 28 days. Ribbed bar specimens (nominal diameters of 8, 10 and 12.5 mm) were also used in the preparation stage, totaling 108 POT tests. The results show that the correlation between the maximum bond stress and the compressive strength of concrete is satisfactory in predetermined cases, at all ages tested, reinforcing the purpose of consolidating this test as a complementary alternative to control the quality of reinforced concrete. In the second part of this paper the test results obtained with the APULOT method are presented and discussed.

Keywords: steel-concrete bond; pull-out; APULOT; compressive strength of concrete.

## Resumo

A presente pesquisa se propõe a estudar a viabilidade do uso de ensaios de aderência aço-concreto para estimativa da resistência à compressão axial do concreto, com o objetivo de empregá-los como um complemento no controle de qualidade do concreto armado. Lorrain e Barbosa (2008) [14] e Lorrain et al. (2011) [15] justificam a utilização de um ensaio de aderência modificado, denominado APULOT, para estimar a resistência à compressão do concreto, incrementando as possibilidades de controle tecnológico do concreto armado em canteiros de obras. Os mesmos propõem uma adaptação do método pull-out test (POT) tradicional, normalizado pela CEB/FIP RC6:1983 [8], por ser este um ensaio de baixa complexidade e de custo reduzido. Para viabilizar o uso do ensaio APULOT como ensaio de controle tecnológico do concreto em canteiro de obras é necessário definir um padrão para o mesmo e adaptá-lo da prática experimental do laboratório para o campo. O presente trabalho buscou avaliar num primeiro momento, a potencialidade de efetuar estimativas da resistência à compressão a partir dos dados da tensão de aderência obtidos com uso do POT. Para tanto, foram ensaiadas 2 composições de concreto de classes distintas, aos 3, 7 e 28 dias. Foram, ainda, usadas na confecção dos corpos de prova barras nervuradas com diâmetros nominais de 8, 10 e 12,5 mm, totalizando 108 ensaios do tipo POT. Os resultados obtidos mostram que, sob condições padronizadas de ensaio, a correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão do concreto é satisfatória, em todas as idades ensaiadas, fortalecendo o propósito de consolidar este ensaio como uma alternativa complementar para controle de qualidade do concreto armado. Na segunda parte deste trabalho serão apresentados e discutidos resultados de ensaios com o método APULOT.

Palavras-chave: aderência aço-concreto; pull-out; APULOT; resistência à compressão do concreto.

- <sup>a</sup> Doutorando, Univesidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, dovalesilva@hotmail.com, Porto Alegre, Brasil.
- <sup>b</sup> Professora Associada, Univesidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, mbarbosa@dec.feis.unesp.br, Ilha Solteira, Brasil.
- <sup>c</sup> Professor Doutor, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Icarlos66@gmail.com, Porto Alegre, Brasil.
- <sup>d</sup> Professeur, Institut National des Sciences Apliquées, Département de Génie Civil, michel.lorrain@insa-toulouse.fr, Toulouse, França.

Received: 10 Sep 2012 • Accepted: 23 Jul 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

## 1. Introdução

No ramo da construção civil, um dos ensaios mais conhecidos e aplicados para controle da qualidade do concreto armado é o ensaio de compressão axial de corpos de prova, que são normalmente moldados no recebimento do concreto em obra, antes do lançamento nas fôrmas. Este tipo de ensaio é padronizado no Brasil pela ABNT NBR 5739:2007 [5] e, por meio dele, se obtém uma estimativa da resistência à compressão do concreto, principal parâmetro de projeto e do controle estrutural.

Todavia, para execução deste ensaio, faz-se necessário o uso de equipamentos apropriados e de técnicos treinados, que normalmente não estão disponíveis em canteiros de obras, acarretando na necessidade da contratação de laboratórios especializados por parte da construtora. Além disso, para que se obtenham resultados confiáveis, com ruído experimental reduzido, é necessário ter cuidado e controlar uma série de fatores, tais como a moldagem, a armazenagem, o capeamento e a velocidade de carregamento do corpo de prova. Eventuais desvios do procedimento padrão de ensaio, ou problemas de planicidade dos topos, que acarretem em concentrações de tensões, podem afetar significativamente os resultados obtidos, especialmente em concretos de resistência mais elevada.

Reconhecendo a importância e utilidade do ensaio tradicional de determinação da resistência axial à compressão do concreto, mas conscientes dos inconvenientes experimentais, que podem afetar a qualidade e a precisão dos resultados obtidos, um grupo de pesquisadores, liderado pelo Prof. Michel Lorrain do INSA de Toulouse, vem analisando a possibilidade de empregar um ensaio de aderência aço-concreto adaptado à obra para estimar a resistência à compressão do concreto [14]. Como explicam Lorrain *et al.* (2011) [15], esse grupo, formado por pesquisadores da França, Brasil e outros países, tem trabalhado no aprimoramento de um novo método de ensaio, tomando como base o ensaio de aderência aço concreto: *pull-out test* (POT), proposto inicialmente como uma recomendação do CEB/FIP RC6:1983 [8], que se caracteriza pela simplicidade e custo reduzido.

O novo método recebeu a denominação de APULOT (*Appropriate Pull-Out Test*) e, nos testes realizados, tem apresentado boa reprodutibilidade e uma adequada capacidade de estimação da resistência à compressão [19]. Dentre as vantagens do novo método proposto podem-se destacar a simplicidade de execução, a redução do tempo recomendado para realização do ensaio (de 28 para 7 dias) e a possibilidade de aferição não só da resistência mas também do comportamento de aderência aço-concreto, fator importante para o bom funcionamento das estruturas de concreto armado.

Segundo Ferguson (1966) e o FIB (2000) o conhecimento do comportamento da aderência é imprescindível para a correta compreensão das regras de cálculo do comprimento de ancoragem e das emendas por transpasse das barras de armaduras, e para o cálculo dos deslocamentos, considerando o efeito de enrijecimento por tração, o controle de fissuração e a quantidade mínima de armadura [9, 10]. Mas, sob o ponto de vista da presente pesquisa, o aspecto principal de interesse é que a resistência do concreto armado é um aspecto determinante no comportamento de aderência aço-concreto. A hipótese de trabalho do projeto APULOT é que, se o ensaio for realizado em condições controladas e padronizadas, essa relação se torna ainda mais evidente e robusta, permitindo que se faça a estimativa da resistência à compressão do concreto a partir de dados de resistência máxima de aderência.



Em função dos indicativos positivos, o processo de desenvolvimento, aperfeiçoamento e validação dos testes APULOT vem avançando, pois se considera que os mesmos podem vir a se tornar uma alternativa complementar importante aos ensaios de compressão axial tradicionalmente usados no controle tecnológico do concreto ou, até mesmo, se constituir na forma principal de controle da qualidade do concreto armado em obras. O grupo APULOT vem estudando diferentes aspectos associados ao teste, buscando identificar os fatores mais influentes na relação  $f_c \times \tau_b$  (resistência à compressão axial versus tensão de aderência). Esse conhecimento é fundamental para embasar a formalização de um procedimento de ensaio padrão, que possa ser empregado em testes de campo em obras reais, fornecendo subsídios para uma eventual normalização do método.

Dentro desse escopo, a primeira parte desse artigo apresenta os resultados experimentais dos ensaios utilizando o método *pull-out test* (POT) tradicional, para avaliar sua capacidade de estimação da resistência à compressão de concretos de diferentes classes a partir dos resultados de testes de arrancamento, e, ao mesmo tempo, avaliar o efeito da variação do diâmetro de barra nos testes. O objetivo era confirmar a validade da hipótese fundamental de trabalho e estabelecer as bases para definição do procedimento padrão de teste APULOT, considerando aspectos concernentes à sua eventual implementação em canteiros de obras. Na segunda parte desse artigo serão apresentados e discutidos resultados de ensaios realizados com o método APULOT.

## 2. Considerações sobre a aderência aço-concreto

Existem diversos fatores que influenciam na aderência aço-concreto. O ACI 408R:2003 [1] enfatiza os seguintes: tipo de configuração das nervuras da barra; o diâmetro da barra; o estado em que se encontra a superfície da barra (deterioração); a disposição da barra na hora do lançamento do concreto - horizontal ou vertical, a relação água cimento (a/c), as resistências mecânicas do concreto, as adições minerais, tais como os materiais pozolânicos, as características físico-químicas dos materiais empregados no concreto, o adensamento e a idade de ruptura, dentre outros. Para a quantificação da aderência aço-concreto existem diversos tipos de ensaios. O mais utilizado, dada a sua simplicidade e eficiência, é o chamado pull-out test (POT). Um dos parâmetros que o teste determina é a tensão máxima de aderência ( $\tau_{\rm bmáx}$ ), que na verdade é um valor nominal médio obtido dividindo a força de arrancamento máxima aplicada para provocar o escorregamento da barra pela superfície lateral de ancoragem da barra de aço [8].

Embora seja simples e conveniente, a utilização do ensaio POT enfrenta restrições quando se deseja estimar com precisão o efetivo valor da resistência de aderência, para definir, por exemplo, comprimentos mínimos de ancoragem a serem usados em elementos estruturais. Esse tipo de ensaio não avalia o efeito de confinamento do concreto devido à presença de armadura e não considera que o arrancamento pode estar associado a deformações por flexão do conjunto aço-concreto, o que muda a forma de interação da barra com o concreto circundante.

A Figura 1 mostra um desenho esquemático do funcionamento ensaio POT adaptado de Leonhardt e Mönnig (1977) [13]. Como se observa na figura, o procedimento de ensaio padrão acaba gerando distorções, pois durante a realização do mesmo as placas de apoio colocam o concreto sob compressão, criando restrições



às deformações transversais do corpo de prova. Na figura se indicam as trajetórias de compressão e o impedimento à deformação transversal na placa de apoio que aparecem quando se emprega essa configuração de ensaio, o que pode levar à possibilidade de que a resistência de aderência seja superestimada.

Embora o ensaio POT sofra restrições quando se deseja determinar a resistência máxima de aderência efetiva de elementos estruturais, o mesmo se mostra bastante atraente para o fim de controle tecnológico do concreto. Alguns pesquisadores afirmam que a correlação entre a resistência à compressão do concreto e a resistência da ligação aço-concreto é diretamente proporcional [18]. Lorrain e Barbosa (2008) [14] e Lorrain *et. al* (2011) [15] analisaram a correlação entre a resistência de compressão ( $f_c$ ) e a tensão máxima de aderência ( $\tau_{pmax}$ )

confirmando que, se forem considerados apenas os resultados de testes onde ocorreu o deslizamento da barra, a relação se mostra robusta. A Figura 2 mostra parte dos resultados da correlação entre a tensão máxima de aderência ( $\tau_{bmáx}$ ) e a resistência à compressão axial do concreto, analisada por Lorrain *et al.* (2011). O mesmo foi elaborado somente com resultados de ensaios do tipo POT que apresentaram deslizamento da barra de aço em relação a concreto.

Com base nessas observações, os autores sugerem a utilização de ensaios de aderência aço-concreto para estimar a resistência à compressão axial, ou seja, como uma alternativa no controle de qualidade do concreto armado. Outro aspecto interessante associado ao eventual emprego do teste de aderência no controle tecnológico do concreto é que a força necessária para provocar o escorregamento da barra é da ordem de dez a vinte vezes menor que aquela necessária para romper um cilindro normalizado de 15x30 cm durante um ensaio de compressão axial. Isso significa que os equipamentos de ensaio de campo podem ser mais leves e simples (LORRAIN *et al.*, 2011).

## 3. Materiais e métodos

Nesta seção são apresentados as características dos materiais

Tabela 1 - Caracterização mecânica do concreto							
Composição do concreto	ldade ruptura (dias)	Resistência à compressão axial f <sub>em</sub> (MPa)	Resistência à tração por compressão diametral f <sub>cim</sub> (MPa)	Módulo estático de elasticidade à compressão E <sub>e</sub> (GPa)			
	03	17,1±1,0	2,54±0,04	31,60±2,89			
T25	07	21,2±1,7	2,72±0,06	32,64±0,46			
	28	27,8±1,6	3,28±0,23	36,10±2,82			
	03	34,5±1,4	3,75±0,17	40,09±1,65			
T45	07	40,1±1,6	4,10±0,12	41,10±0,53			
	28	49,3±1,6	4,60±0,22	46,85±0,28			

utilizados no programa experimental e os procedimentos empregados nos ensaios de aderência efetuados com o método POT.

#### 3.1 Características dos concretos empregados

Os materiais constituintes dos concretos empregados na pesquisa, com exceção do aditivo superplastificante, foram caracterizados no Laboratório CESP de Engenharia Civil (LCEC), em Ilha Solteira/SP.

O cimento utilizado foi o CPV-ARI (Cimento Portland de Alta Resistência Inicial), com densidade absoluta de 3,05 g/cm<sup>3</sup>, densidade aparente de 0,90 g/cm<sup>3</sup> e superfície específica Blaine de 4768 cm<sup>2</sup>/g. O agregado miúdo foi uma areia média, com módulo de finura igual a 2,15; massa específica aparente de 2,61 g/cm<sup>3</sup>; e diâmetro máximo de 4,75 mm. O agregado graúdo foi brita de origem basáltica, com módulo de finura igual a 6,48, massa específica aparente de 2,90 g/cm<sup>3</sup> e diâmetro máximo de 19,0 mm.

O aditivo empregado foi um superplastificante de terceira geração, à base de éter policarboxílico, que, conforme dados do fabricante, tem densidade de 1,08 g/cm<sup>3</sup>, teor de sólidos de 30% e pH de 4,42. Após a caracterização dos materiais foi realizado uma dosagem com base no método IPT/EPUSP [12], com o objetivo de obter dois traços de concreto correspondentes às classes 25 e 45 MPa. A intenção foi trabalhar com dois patamares de resistência para avaliar se seria possível estimar a resistência à compressão pela tensão de aderência numa faixa de resistência equivalente a que é atualmente empregada nas obras de concreto. Para facilitar a identificação, essas composições foram denominadas de T25 e T45. O abatimento de tronco de cone foi fixado em 10  $\pm$  2 cm. Com o intuito de limitar a relação a/c se admitiu um teor de aditivo superplastificante de 0,26% em relação à massa de cimento, para ambos as composições. Os traços unitários resultantes da dosagem tiveram seus traços unitários (composições) fixados em 1:2,90:3,07 com a/c=0,61 (T25) e 1:1,53:1,98 com a/c=0,37 (T45), respectivamente.

Com o objetivo de caracterizar os concretos produzidos foram realizados ensaios de resistência à compressão axial segundo a ABNT NBR 5739:2007 [5]; de resistência à tração por compressão diametral segundo a ABNT NBR 7222:2010 [4]; e de módulo estático de elasticidade, segundo a ABNT NBR 8522:2008 [3].

Para cada idade de ruptura foram moldados três corpos de prova cilíndricos, com dimensões de 10 x 20 cm, de acordo com a ABNT NBR 5738:2003 [6]. Os mesmos foram adensados com utilização de mesa vibratória, tendo sido preenchidos em 2 camadas de concreto com duração de 10s por camada. A cura foi realizada em câmara úmida a uma umidade relativa do ar superior a 95% e a uma temperatura de 23±2°C.

Na data da ruptura os corpos de prova foram ensaiados com auxílio de uma prensa hidráulica da marca Wolpert, com capacidade de carga de 1000 kN. A Tabela 1 exibe os resultados obtidos, indicando a média e o desvio padrão da amostra composta pelos três corpos de prova, para cada idade e tipo de ensaio. Conforme se pode ver na Tabela 1, as resistências médias à compressão ( $f_{cm}$ ) atingiram valores de 27,8 MPa e 49,3 MPa, respectivamente, aos 28 dias, atendendo às especificações da classe desejada para cada traço.

#### 3.2 Características das barras de aço

As barras nervuradas de aço CA-50, usadas para gerar os corpos de prova dos ensaios de aderência, foram caracterizadas de acordo com a ABNT NBR 7480:2007 [2]. Essa norma especifica que a tensão de escoamento das barras de aço seja no mínimo

Tabela 2 – Resultados obtidos da caracterização das barras de aço CA-50							
Diâmetro nominal Ø (mm)	Resistência de escoamento f <sub>sy</sub> (MPa)	Limite de resistência f <sub>st</sub> (MPa)	Alongamento total na força máxima A <sub>gt</sub> (%)	Massa por metro linear (kg/m)			
8	625,0±0,7	777,0±3,5	16,30±0,07	0,398±0,004			
10	620,0±2,1	782,0±1,4	17,00±0,07	0,610±0,005			
12,5	580,0±3,1	743,0±2,6	17,60±0,09	0,956±0,005			



Tabela 3 – Características geométricas das nervuras das barras de aço						
Diâmetro nominal Ø (mm)	Altura máxima A (mm)	Espaçamento entre alturas máximas e (mm)	Ângulo de inclinação β (°)	Área projetada (mm²)		
8	0,49±0,05	5,53±0,05	52,05°±0,63	9,44±0,05		
10	0,75±0,05	6,71±0,05	51,86°±0,34	16,44±0,05		
12,5	0,97±0,05	9,03±0,05	51,89°±0,34	28,26±0,05		

de 500 MPa e a tensão de ruptura seja 10% maior que este valor. Para cada diâmetro ensaiado (8, 10 e 12,5 mm), foram ensaiadas três amostras com 60 cm de comprimento. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 2. Na mesma pode-se observar que as barras atendem as especificações das normas brasileiras. Com o intuito de melhorar a análise das características geométricas das barras de aço que afetam a aderência se decidiu empregar um novo método de análise, com ampla utilização na área de *design* de materiais, mas inovador no campo da engenharia civil. Essa técnica envolve a geração de um modelo 3D da barra através do redimensionamento a *laser*, em um *scanner* tridimensional modelo Digimill 3D. Os dados obtidos podem ser tratados e transformados de forma a que se obtenha um modelo 3D de grande precisão, manipulável em ambiente CAD.

A Figura 3(a) mostra uma imagem 3D gerada com auxílio do programa computacional *Geomagic Studio*. Já a Figura 3(b) mostra a área plana de projeção da nervura dessa barra. Com esse tipo de tratamento é possível estimar, de forma inovadora e com muito mais exatidão, as áreas e inclinações das nervuras.

Esse procedimento, usado de forma original e inovadora pelo Grupo de Pesquisa LEME da UFRGS para estudar os efeitos da perda de seção por corrosão no trabalho desenvolvido por Graeff (2007) [11], o qual foi adaptado para o estudo da aderência de barras deterioradas por Caetano (2008) [7]. Desde então vem sendo usado pelo grupo APULOT para caracterizar em detalhes as nervuras de barras de aço [16, 17, 19]. O Grupo APULOT acredita que a disseminação dessa forma de análise irá propiciar grandes avanços no estudo da aderência aço-concreto, pois permite uma caracterização geométrica com extrema precisão, diferenciando as barras quanto ao efeito da aderência mecânica provocada pelas nervuras.

A Tabela 3 mostra um resumo das características geométricas obtidas através da análise dos modelos 3D das barras.



Figura 5 – (a) Molde metálico sobre mesa vibratória. (b) Corpos de prova para os ensaios do método POT



Figura 6 – (a) Visão geral do sistema de arrancamento e de medição - (b) Sistema do ensaio de arrancamento do método de ensaio POT





Figura 8 – (a) , (b) Fotos dos corpos de prova antes e depois do ensaio POT, ilustrando o deslizamento da barra de aço



#### 3.3 Ensaios de aderência aço-concreto

Para estudar a aderência aço-concreto foram ensaiados duas composições de concreto de resistências distintas (T25 e T45), três idades de ruptura (3 dias, 7 dias e 28 dias) e três diâmetros de barras de aço CA-50, a saber: 8 mm e 10 mm e 12,5 mm. Para cada combinação descrita acima, foram ensaiados seis corpos de prova, totalizando 108 ensaios. Vale salientar que em todas concretagens dos ensaios de aderência avaliou-se a resistência à compressão axial do concreto conforme a caracterização descrita no item 3.1, obtendo resistências à compressão médias não exatamente iguais a dos testes preliminares mostradas na Tabela 1, contudo com diferenças não significativas. O método de ensaio pull-out test foi realizado seguindo às recomendações da norma CEB/FIP RC6:1983 [8], que estipula que as dimensões do cubo de concreto são iguais a dez vezes o diâmetro da barra (10Ø), sendo que a dimensão mínima é de 20 cm e o comprimento de ancoragem é fixado em cinco vezes o diâmetro da barra (5Ø). A Figura 4 ilustra as dimensões do ensaio pelo método POT.

Com a realização do ensaio pelo método POT obtém-se as intensidades das forças em kN (quilonewtons) em função do deslizamento da barra de aço. E de acordo com as recomendações da CEB/FIP RC6:1983 [8], com este valor de força dividido pela área de ancoragem da barra, calculou-se a tensão de aderência ( $\tau_b$ ), como mostra a Equação 1.



Onde *F* é a força de arrancamento, Ø é o diâmetro da barra de aço e  $I_{exp}$  é o comprimento de ancoragem do ensaio. Vale ressaltar que a tensão máxima de aderência ( $\tau_{bmáx}$ ) foi calculada com base na força máxima de arrancamento. A Figura 5 mostra o molde metálico sobre a mesa vibratória e os corpos de prova para os ensaios do método POT.

O sistema de arrancamento para o método POT foi montado sobre um suporte móvel, devidamente nivelado. Para aplicação da força foi utilizado um macaco hidráulico de pistão vazado com capacidade de seiscentos quilonewtons (600 kN), conectado a uma bomba manual de pressão onde foi aplicada uma força de tração em um dos extremos da barra, que reagiu contra o corpo de prova. A Figura 6 mostra a visão geral do sistema de arrancamento e de medição posicionados sobre uma mesa. A Figura 7 ilustra um esquema do método de ensaio de arrancamento POT.

A força de arrancamento foi medida por meio da célula de carga e o deslocamento linear pelo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) como ilustra a Figura 7. Estes dados foram coletados através do sistema de aquisição de dados (*QuantumX*) e visualizados através do programa computacional (*CatmanEasy*), ambos da HBM. Com este sistema foi possível à obtenção de curvas de força versus deslocamento.

#### Resultados dos ensaios de aderência aço-concreto

Nesta seção estão apresentados os resultados obtidos nos ensaios POT, onde é analisado o comportamento mecânico das barras de aço arrancadas do concreto através de curvas de des-



lizamento em função da tensão de aderência e avalia-se a correlação entre a tensão máxima de aderência com a resistência à compressão axial do concreto mediante a metodologia análise de variância (ANOVA) em que são analisados estatisticamente os resultados obtidos nos ensaios POT, a fim de verificar a influência das variáveis envolvidas nos ensaios de aderência.



	Tabela 4 – Va ensaios P	lores médios de ter OT e valores médio	nsão máxima de ade s de resistência à co	erência obtidos nos mpressão axial		
Composição	ldade	f <sub>cm</sub>	Ø=8 mm	Ø=10 mm	Ø=12,5 mm	
de concreto	(dias)	(MPa)	(MPa)	с <sub>ьтах</sub> (MPa)	(MPa)	
T25	3	16,7±1,1	10,2±2,0	13,8±0,7	17,6±1,4	
T25	7	21,1±1,6	13,8±1,4	16,7±1,3	19,2±1,1	
T25	28	28,0±1,8	17,0±1,1	20,3±1,6	23,4±2,3	
T45	3	33,1±1,5	17,7±1,1	21,0±0,5	24,2±0,5	
T45	7	40,5±1,7	21,2±0,6	23,5±1,2	26,9±0,7	
T45	28	49,9±1,8	24,4±3,1	27,3±1,9	30,2±1,1	

Tabela 5 – Análise de variância (ANOVA) realizada nos resultados obtidos dos ensaios POT						
Variáveis/interações (*)	GDL	\$ଢ	MQ	Fc	Pc>Fc	
(1) Diâmetro barra de aço	2	671,62	335,81	155,70	0,00	
(2) Composição do concreto	1	1333,67	1333,67	618,39	0,00	
(3) Idade do ensaio	2	690,20	345,10	160,01	0,00	
(1) * (2)	2	0,90	0,45	0,21	0,81	
(1) * (3)	4	5,20	1,30	0,60	0,66	
(2) * (3)	2	0,41	0,21	0,10	0,91	
(1) * (2) * (3)	4	1,64	0,41	0,19	0,94	
Erro	86	185,48	2,16	-	-	
GDL - Graus de Liberdade; SQ - Soma dos Qu	adrados; MQ - Mé	edia Quadrada; Fc - Valor	de F calculado; Pc>Fc é a	probabilidade do fato	r ser significativo.	



#### 4.1 Curvas de tensão de aderência versus o deslizamento da barra de aço

Avaliou-se o comportamento mecânico dos corpos de prova através das curvas de deslizamento versus tensão de aderência e de verificações visuais. Deste modo constatou-se em quais corpos de prova ocorreu o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto, o fendilhamento do concreto ou a ruptura da barra de aço. Os resultados obtidos mostraram que o comportamento predominante foi o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto. A explicação deste fato é que os corpos de prova apresentam cobrimento de concreto (c) ao redor da barra de aço adequado para suportarem as tensões geradas no ensaio de aderência POT. A Figura 8 mostra o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto após o ensaio POT.

As Figuras 9, 10 e 11 mostram as diferenças das curvas de tensão de aderência versus deslizamento em função da composição e idade do concreto para o ensaio POT com 8 mm, 10 mm e 12,5 mm respectivamente.

Com o comportamento mecânico dos corpos de prova analisados por meio das curvas de deslizamento em função da tensão de aderência, foi realizada uma análise da correlação entre a



tensão máxima de aderência e a resistência à compressão axial do concreto.

4.2 Análise da correlação entre a tensão máxima de aderência (τ<sub>bmáx</sub>) e a resistência à compressão (fc)

A Tabela 4 exibe os resultados obtidos nos ensaios de aderência POT, assim como a composição e idade do concreto, os resultados de compressão axial e o diâmetro da barra de aço. Vale salientar que a análise de correlação entre as variáveis *fc* e  $\tau_{bmáx}$  é valida somente para os resultados onde observa-se o deslizamento da barra de aço em relação ao concreto, deste modo exclui-se os resultados onde observou-se o fendilhamento e a ruptura da barra de aço [15].

Inicialmente realizou-se uma análise estatística, através da metodologia análise de variância (ANOVA) nos resultados apresentados na Tabela 4, com intuito de verificar se os fatores: (1) diâmetro da barra de aço, (2) composição do concreto e (3) idade do ensaio, influenciam significativamente na tensão máxima de aderência. A Tabela 5 mostra os resultados da análise de variância realizada com o auxílio do programa computacional *Statistica 7.0*. Pode-se designar um fator como significativo se o valor de "Pc>Fc" for me-

Tabela 6 – Equações das retas da regressão linear e os respectivos coeficientes de correlação					
Diâmetro (mm)	Composição de concreto	Intervalo de resistência à compressão (MPa)	Regressão linear	Coeficiente de correlação	
8	T25 e T45	16,7 à 49,9	$\tau_{\rm bmáx}$ = 0,41 f <sub>cm</sub> + 4,6	$R^2 = 0,97$	
10	T25 e T45	16,7 à 49,9	$\tau_{\rm bmáx}$ = 0,37 f <sub>cm</sub> + 8,7	$R^2 = 0,97$	
12,5	T25 e T45	16,7 à 49,9	$\tau_{\rm bmáx}$ = 0,38 f <sub>cm</sub> + 11,6	$R^2 = 0,98$	

nor que 0,05, o que significa dizer que existe 5% de chance de não ser significativo, ou seja, 95% de chance de ser significativo o fator isolado ou a interação entre os fatores.

Nota-se na Tabela 5 que a variação do diâmetro, composição do concreto e a idade de ruptura apresentaram influência significativa de primeira ordem na tensão máxima de aderência. A Figura 12 ilustra os resultados obtidos na análise de variância (ANOVA).

Com a finalidade de correlacionar a resistência à compressão axial do concreto com a tensão máxima de aderência aço-concreto, foram realizadas regressões lineares entre os valores de resistência e de aderência. A Figura 13 mostra as correlações lineares obtidas. Cabe destacar que foi efetuada uma regressão linear específica para cada diâmetro de barra utilizado, visto que cada barra tem uma capacidade de ancoragem diferente, em função das características peculiares de cada nervura e da relação volume-superfície distinta. A Tabela 6 mostra as regressões e os valores dos coeficientes de correlação obtidos. Nota-se que os coeficientes de correlação (R<sup>2</sup>) obtiveram valores satisfatórios, ou seja, valores próximos do valor 1. Verifica-se que, como esperado, as regressões são quase paralelas entre si e produzem famílias de curvas que dependem do diâmetro da barra.

Observando-se graficamente as regressões na Figura 13, nota-se que todos os coeficientes angulares obtidos são sempre positivos, ou seja, para todos os diâmetros de barra, se observa que existe uma tendência de comportamento marcante, caracterizada por um aumento da tensão máxima de aderência proporcional ao acréscimo da resistência à compressão axial do concreto, na faixa de resistência testada.

## 5. Conclusões

A análise da correlação entre a tensão máxima de aderência e a resistência à compressão para os ensaios POT ora realizados, permitem concluir que os ensaios de aderência POT são adequados para estimar a resistência à compressão axial do concreto, em todas as idades testadas. A análise estatística mostrou que a tensão máxima de aderência é influenciada pela variação do diâmetro da barra, composição e idade do concreto. Com a análise das correlações é possível concluir que o crescimento da tensão máxima de aderência é proporcional ao crescimento da resistência à compressão do concreto, porém observando as peculiaridades dos ensaios, conforme foi elucidado no início deste trabalho. As curvas de correlação obtidas nesta pesquisa fortalecem a proposta do método de Lorrain et al. (2011) [15] de tornar os ensaios de aderência em ensaios de qualificação do concreto armado em razão da boa proporcionalidade da resistência a compressão axial e a tensão máxima de aderência.

Acredita-se que a implementação desse tipo de ensaio expedito de aderência, de forma complementar ou até mesmo alternativa aos ensaios de compressão tradicionalmente usados na construção civil, podem melhorar significativamente o controle de qualidade das obras, permitindo que o controle de qualidade do concreto possa ser realizado em idades mais curtas, de forma rápida e segura, "in loco".

## 6. Atividades futuras

Na primeira parte do estudo, aqui apresentado, foram analisados os resultados de tensão máxima de aderência obtidos nos ensaios de aderência aço-concreto POT, correlacionando os ensaios à determinação da resistência a compressão axial do concreto. Com base nos dados obtidos na primeira parte deste estudo se confirma que a proposta de Lorrain et al. (2011) [15], de implementar uma alternativa de controle de qualidade do concreto armado baseada em ensaios de aderência, é viável de ser implementada. Existe uma forte e clara relação entre essas variáveis, se outras fatores, como o diâmetro das barras, for mantido constante. Com base nessas constatações, o grupo de pesquisa APULOT vem agora tentando determinar a influência de diversas variáveis na resposta do ensaio de aderência, visando consolidar um método de ensaio. Os estudos envolvem não somente atividades experimentais mas também simulações numéricas, efetuadas buscando identificar maneiras simplificadas e robustas de implementar o ensaio em canteiros de obras. Dentre os aspectos estudados se incluem o formato e a preparação do molde de ensaio, assim como o procedimento de arrancamento da barra (pull-out ou push-out). Na segunda parte desse artigo serão discutidos os resultados de outra série de ensaios realizada pelos autores, no qual se utilizou o conceito APULOT com corpos de prova moldados usando como molde garrafas PET, uma forma de demonstrar que os ensaios podem ser realizados com baixo conteúdo tecnológico e numa terceira etapa, serão analisadas as melhores metodologias de implementação do método em canteiros de obras, a qual possa proporcionar boa reprodutibilidade e confiabilidade.

### 7. Agradecimentos

À FAPESP (Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo); Ao CNPQ (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico); Ao LCEC (Laboratório CESP de Engenharia Civil - Ilha Solteira/SP); Ao Laboratório Central de Engenharia Civil da UNESP - Ilha Solteira/SP; À empresa ArcelorMittal que forneceu as barras de aço; À empresa Holcim do Brasil pelo fornecimento do cimento; À empresa Grace Concrete Products pelo fornecimento do superplastificante.

## 8. Referências bibliográficas

- [01] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 408R: Bond and development of straight reinforcing bars in tension. Farmington Hills, 2003.
- [02] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- [03] \_\_\_\_\_. NBR 8522: Concreto Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.
- [04] \_\_\_\_\_. NBR 7222: Concreto e Argamassa -Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2010.
- [05] \_\_\_\_\_. NBR 5739: Concreto Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [06] \_\_\_\_\_. NBR 5738: Concreto Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2003.
- [07] CAETANO, L. F. Estudo do comportamento da

aderência de elementos de concreto armado em condições extremas. 2008. 178f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2008.

- [08] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. RILEM/CEB/FIP RC6: Bond test for reinforcement steel - 2 Pull-out test. Paris, 1983.
- [09] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE BÉTON. FIB: Bond of reinforcement concrete, State-of-art report. Bulletin N° 10. Lausanne, Switzerland: FIB, 2000. 427p.
- [10] FERGUSON, P. M. Bond Stress The State of the Art. ACI Proceedings Journal, v.63, n.11, p. 1161–1190, 1966.
- [11] GRAEFF, A. G., Avaliação experimental e modelagem dos efeitos estruturais da propagação da corrosão em elementos de concreto armado. 2007. 184 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2007.
- [12] HELENE, P.; TERZIAN, P. Manual de dosagem e controle do concreto. São Paulo: PINI, 1992. 349p.
- [13] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto - Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. 305p.
- [14] LORRAIN, M. S.; BARBOSA P. M. Controle de qualidade dos concretos estruturais: ensaio de aderência aço-concreto. In: Revista Concreto & Construções, São Paulo, N°51, 3º trimestre, p. 52-57, 2008.
- [15] LORRAIN, M. S. ; BARBOSA, M. P. ; SILVA FILHO, L. C. P. Estimation of compressive strength based on Pull-Out bond test results for on-site concrete quality control. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 4, p. 4, 2011.
- [16] LORRAIN, M. S.; CAETANO, L. F.; VALE SILVA, B.; GOMES, L. E. S.; BARBOSA, M. P.; SILVA FILHO, L. C. P. Bond strength and rib geometry: a comparative study of the influence of deformation patterns on anchorage bond strength. In: PCI Annual Convention & 3rd International FIB Congress FIB, Washington D. C., 2010.
- SILVA FILHO, L. C. P. ; VALE SILVA, B. ; DAL BOSCO, V. I. ; GOMES, L. E. S. ; BARBOSA, M.P. ; LORRAIN, M. S. Analysis of the influence of rebar geometry variations on bonding strength in the pull-out test. In: Bond in Concrete 2012 - Bond, Anchorage, Detailing. Fourth International Symposiumn BIC/FIB, Brescia, Italy, 2012.
- [18] SOROUSHIAN, P.; CHOI, K.; PARK, G.; ASLANI, F. Bond of deformed bars to concrete: effects to confinement and strength of concrete. ACI Materials Journal, v.88, n.3, p. 227-232, 1991.
- [19] VALE SILVA, B. Investigação do potencial dos ensaios APULOT e pull-out para estimativa da resistência a compressão do concreto. 2010.

178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) -Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista (UNESP), Ilha Solteira, 2010.

## 9. Nomenclatura

- A Altura máxima da nervura (mm);
- A<sub>at</sub>- Alongamento total na força máxima (%)
- $\beta$  Ângulo de inclinaçãoda nervura (°);
- APULOT AppropriatePULL-Out Test;
- F Força aplicada no arrancamento (kN);
- I<sub>exp</sub>- Comprimento de ancoragem experimental (mm);
- e Espaçamento entre alturas máximas de nervuras (mm);
- Ø- Diâmetro da barra de aço (mm);
- ${\rm E_c}\mbox{-}$  Módulo estático de elasticidade à compressão (GPa);
- POT Pull-Out Test (RILEM/CEB/FIP RC6: 1983);
- $\rm f_{c}$  Resistência à compressão axial (MPa);
- $f_{\mbox{\tiny cm}}$  Resistência à compressão axial média (MPa);
- $f_{\mbox{\tiny ctm}}$  Resistência à tração por compressão diametral média (MPa);
- $f_{sy}$  Resistência ao escoamento do aço (MPa);
- $f_{st}^{-}$  Resistência à tração do aço (MPa);
- $\tau_{b}$  Tensão de aderência entre o aço e o concreto (MPa);
- $\tau_{bmáx}$  Tensão máxima de aderência entre o aço e o concreto (MPa).



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

# Experimental study of reinforced concrete pile caps with external, embedded and partially embedded socket with smooth interface

# Estudo experimental de blocos de fundação com cálice externo, embutido e parcialmente embutido considerando interface lisa



R. BARROS a barrosrn@sc.usp.br

J.S. GIONGO <sup>b</sup> jsgiongo@sc.usp.br

# Abstract

On Precast concrete structures the column foundation connections can occur through the socket foundation, which can be embedded, partially embedded or external, with socket walls over the pile caps. This paper presents an experimental study about two pile caps reinforced concrete with external, partially embedded and embedded socket submitted to central load, using 1:2 scaled models. In the analyzed models, the smooth interface between the socket walls and column was considered. The results are compared to a reference model that presents monolithic connections between the column and pile cap. It is observed that the ultimate load of pile cap with external sockets has the same magnitude as the reference model. But the ultimate load of models with partially embedded and embedded socket present less magnitude than the reference model.

Keywords: reinforced concrete, pre cast concrete, pile caps, socket foundation.

## Resumo

Nas estruturas de concreto pré-moldado, a ligação pilar-fundação pode ocorrer por meio do cálice de fundação, que por sua vez pode estar embutido, parcialmente embutido com parte do colarinho saliente, ou externo com o colarinho saliente em relação ao bloco de fundação. Apresenta--se neste trabalho um estudo experimental de blocos de fundação sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido, submetidos à ação centrada utilizando modelos em escala reduzida 1:2. Nos modelos analisados, considerou-se a conformação lisa nas paredes do cálice e do pilar. Os resultados são comparados a um modelo de referência, com ligação monolítica entre o pilar e o bloco. Observa-se que o bloco com cálice externo apresenta força última com a mesma ordem de grandeza do bloco de referência, porém os blocos com cálice parcialmente embutido e embutido apresentam força última inferior a dos demais modelos.

Palavras-chave: concreto armado. concreto pré-moldado, blocos sobre estacas, cálice de fundação.

Received:22 Mar 2013 • Accepted: 10 Sep 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Doutorando em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, barrosrn@sc.usp.br, Av. Trabalhador São Carlense, 400, CEP: 13566-590, São Carlos-SP, Brasil;

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> Professor Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, jsgiongo@sc.usp.br, Av. Trabalhador São Carlense, 400, CEP: 13566-590, São Carlos-SP, Brasil.

## 1. Introduction

Pile caps are used in constructions whose foundations must reach the deep layers of the ground. In these situations, it is necessary to resort to the use of piles or large diameter bored piles. The connection between these elements and the superstructure is through the pile cap. On precast concrete structures, this connection can occur through the use of base plate, connection with reinforcement and grout, or socket. Amongst these types, the connection through socket is emphasized because it presents relative easy construction, adjustability and moment transmission from column to pile.

The socket is the part of the pile cap which receives the precast column, as a fit between these elements, and it may or may not have rough walls. The column remains in contact with the socket in a section called embedded length  $\ell_{\rm emb}$ . In this type of connection, three socket situations are possible according to Figure 1: fully external with pedestal walls; partially embedded, where the embedded length is divided in external pedestal walls and embedded in the pile cap, or embedded in the pile cap, where there is no pedestal wall.

The theoretical models used to design pile caps are based on the bending theory when pile caps are thin, and on strut and tie models when the pile caps are thick. There are several studies on the design of socket base, amongst which the works of CANHA & EL DEBS [1] and CAMPOS et al [2] are emphasized.

Some studies show the development of strut and tie models which are used in designing monolithic connection pile caps. DELAL-IBERA & GIONGO [3] present a study on the influence of column cross section on the strut and tie models for two pile caps. SOUZA et al [4] present an adapted model considering an eccentricity in strut and tie models applied to four pile caps. BUTTIGNOL & AL-MEIDA [5] developed a numerical study on three pile caps in which the characteristic value of compressive strength of concrete little influence on the load resistance of pile caps. However, there is little information in the technical literature regarding the structural behavior of pile caps with the presence of socket. BARROS [6] performed a numerical analysis in two pile caps with embedded socket considering the smooth and rough interface of socket walls. For this reason, a theoretical and experimental research on pile caps considering the three possible socket scenarios was developed.

## 2. Method

The method applied in this research was the one commonly used to analyze theoretical and experimental studies on two pile caps. The results of the experimental tests on four pile caps in 1:2 scale are present in this paper. Three of the pile caps presented sockets, which were external, partially embedded and embedded. A smooth interface between the walls of the socket and the column was considered for all pile caps. A fourth block was analyzed, where the connection between the column and the pile cap occurred monolithically. This pile cap was nominated reference pile cap, and it was used for comparison with the results of pile caps with socket foundation.

### 2.1 Test specimens

The tests took place in the Structures Laboratory (LE) of the School of Engineering of Sao Carlos, University of Sao Paulo. All pile caps shared the same geometry plant, height (h) and pile spacing. Only the embedded length  $l_{emb}$  had influence on the distance  $h_{fund}$  from the bottom of the column to the bottom of the pile cap. In the case of the pile cap with the external socket, the distance  $h_{fund}$  coincided with the height of the pile cap. In the pile cap with partially embedded socket, half of the embedded length  $l_{emb}$  was external to the pile cap and the remaining length was inside the pile cap. In the pile caps with embedded socket, full length  $l_{emb}$  was within the pile cap. The four models analyzed were named M1, M2, M4 and M6, as shown in Table 1.

#### 2.2 Model design

The design of the pile caps was made from a monolithic pile cap in real scale with square columns and piles, and its edges measured 30 cm. The height of the pile caps was defined considering the minimum embedded length  $\ell_{emb \ recommended}$  by ABNT NBR 9062:2006 [7] for normal force with small eccentricity, and design based on



Table 1 – Analyzed models in laboratory				
Socket type	Model	h <sub>fund</sub>		
Reference	M1	h		
External	M2	h		
Partially embedded	M4	h- (lemb/2)		
Embedded	M6	h- lemb		

the recommendations of ABNT NBR 6118:2007 [8] and BLÉVOT & FREMY [9]. The inclination of the strut has been taken from a line segment connecting the center of the pile to the center of half of the column area for each of the piles. Figure 2 illustrates the dimensions of the pile cap in real scale.

To obtain the theoretical load supported by the pile cap, the limit stress values on nodal zones were used as limiting values, that is, at the intersection of the strut and the column and the strut and the pile. Because of the design of elements that were scientifically tested, the load safety factor value,  $\gamma_f = 1$  was used, considering the theoretical force as evaluation Load,  $F_{ava}$ 

Regarding the limit stress value on nodal zones, the stress safety factor values indicated in standards were not decreased, and the value of the characteristic resistance to compression of the concrete  $f_{ck}$  was adopted, according to equation 1.

$$F_{ava} = f_{ck} \cdot A_{p} \cdot \operatorname{sen}^{2} 49, 2 = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot A_{p}$$
 (1)

Because the piles and the columns have the same area, the limiting condition for the design is the stress on the intersection of the strut and the column. Common concrete with characteristic resistance to compression  $f_{ck}$ =25 MPa was used. The calculation of the strength on the tie is done by balancing the triangle of strength on the intersection of the strut and the pile, and the R<sub>st strength</sub> is obtained from the ratio between the tangent of strut angle inclination and the strength on this strut. The calculation of the required reinforcement is obtained from the relation of strength on the ite R<sub>st</sub> and yield stress of reinforcement bars  $f_{yk}$ . For the same reasons previously admitted for the concrete, the coefficient of decreasing resistance  $g_s = 1$  for steel was adopted. Since reduced models maintain the 1:2 scale, the design of these models is done by changing the

$$F_{ava} = 0,57 \cdot 2,5 \cdot 15 \cdot 15 = 320,625 \text{ kN}$$

$$R_{st} = \frac{320,625}{2 \cdot \text{tg}49,2} = 138,3 \text{ kN}$$
(3)

geometry of the pile caps, resulting in the values presented below:

$$A_{\rm st} = \frac{138,3}{50} = 2,77 \ \rm cm^2$$
 (4)

Therefore, the main reinforcement of the pile cap was detailed with 4f8.0 mm e 1f10.0 mm totaling 2.78 cm<sup>2</sup>. The rate of steel was kept constant in all four pile caps, so that this parameter does not directly interfere in the comparison of the models results. The design of columns and piles was applied according to the recommendations of ABNT NBR 6118:2007 [8] with the consideration of minimum moment applied to these elements, resulting in 4f10.0 mm for the piles and 4f12.5 mm for the columns. Regarding the design of socket, the recommendations of small eccentricity were considered, since the experiments were performed under the action of centered load applied to the column, resulting in minimal reinforcement when CA-60 steel bars with a 5.0 mm diameter were used.

## 3. Experimental program

#### 3.1 Molds

The molds of pile caps, columns and piles were made with plasticized plywood of 17 mm thickness in the joinery of EESC-USP. Besides plywood, rafters were used for lateral restraint of molds, nails, screws and glue. Figure 3 shows the mold of the external socket and the mold of one of the pile caps with the piles placed before concreting.

#### 3.2 Reinforcement bars

CA-50 steel bars with diameters of 6.3 mm, 8.0 mm, 10.0 mm and 12.5 mm and CA-60 steel bars with nominal diameter of 5.0 mm were used. It was necessary to assemble the reinforcement bars, which occurred in the LE (Structures Laboratory). The assembly sequence begins with piles, since they didn't present strain gauges





Figure 3 - External socket and pile caps molds

in their bars. Then the reinforcement bars of the columns were assembled, and finally, the reinforcement bars of pile caps along with the sockets. Figure 4 shows the stage of design and the reinforcement bars of the columns after assembly, and figure 5 shows the assembly of the reinforcement bars of the pile cap.

#### 3.3 Molding

The piles were molded first, because they had to be placed in the mold before the pile cap concreting. The pile caps and the socket walls were cemented later and, lastly, the columns. The compressive strength of the concrete used for columns and piles was higher than the pile caps resistance. Class C50 concrete was used for the columns and piles, and class C25 concrete was used for pile caps and sockets. The difference in the resistance of the elements was intended to prevent the ruin of the models in the piles or columns. The class C50 concrete was made in the laboratory of structures (LE) while the class C25 concrete was purchased from a supplier of ready-mixed concrete.

The dosage used to prepare the class C50 concrete was established according to AITCIN [10] The dosage used for the columns and piles was 1:2,36:2,54:0,33:0,03 (cement, sand, crushed stone, a/c superplasticizer Glenium 51, chloride-free). Were used high initial resistance cement CPV-ARI. The thin aggregate used was quartz sand available in the region of Sao



#### Figure 5 - Details of socket and pile caps reinforcement bars



Carlos. The thick aggregate was crushed basaltic rock with a maximum diameter of 19 mm. The water used in the dosages was provided by the public water supply of the city of Sao Carlos, and the superplasticizer used was obtained through donation.

Plastic spacer blocks were used to position the reinforcement bars in the pile cap molds, so as to ensure a minimum coating of 2.50 cm for the reinforcement. The tips of the strain gauges wires were wrapped with plastic to prevent damage caused by fresh concrete. Figure 6 shows the model M2 pile cap before and after casting.

The column concreting occurred after the pile caps concreting. As stated earlier, the concrete used in the columns was the same used in the piles. The precast columns were molded separately and placed in the socket pile caps. The column of the reference pile cap was molded directly onto the pile cap.

After all the elements were unmolded, it was necessary to connect the columns and the pile caps. This connection was made by positioning the columns within the socket foundation. Firstly, the sockets were cleaned and the dust that had accumulated inside of them was removed, and the socket walls were cleaned with a damp cloth. After cleaning, the positioning of the precast columns was made.

For the positioning, it was necessary to check the level and plumb of the columns in relation to the surface. Then the space between the columns and the sockets was filled with self-compacting grout. The grout presents dried density equal to 2.28 g/cm<sup>3</sup>, workability time of 30 minutes and an estimated consumption of 2000 kg/m<sup>3</sup>.



#### Figure 7 – Positioning of column in socket foundation and grout filling



Figure 7 illustrates the positioning of the column and the filling of the grout.

#### 3.4 Equipment and instrumentation

The tests were performed at the Laboratory of Structures of EESC-USP, using the universal servo-controlled testing machine Instron 8506, with a nominal load capacity equal to 2500 kN. This equipment was also utilized for the characterization tests of steel reinforcement bars. For automatic retrieval of data on measures of strain and displacement obtained with electrical-resistance strain gauges and displacement transducers, the System 5000 was used. The mechanical properties of concrete, steel and grout were obtained from characterization tests. For the tests of concrete pile caps, columns and piles, cylindrical specimens measuring 10 cm in diameter and 20 cm in height were used. For the tests of grout, cylindrical specimens measuring 5 cm in diameter and 10 cm in height were used. These tests followed the recommendations of ABNT NBR 5738:2008 [11] ABNT NBR 5739:2007 [12] and ABNT NBR 7222:2011 [13].

The measures of strain of the models reinforcement bars were obtained by Kyowa uniaxial electrical-resistance strain gauges, with measure base of 5 mm and strain gauge factor equal to 2.10, which were glued to the reinforcement bars of pile caps and columns. Main tie reinforcement bars were instrumented in all pile caps. These strain gauges were positioned in three specific sections, two of which are positioned on the geometric center of the piles and the other in the central region of the pile caps.



The reinforcement of the precast columns was instrumented in two longitudinal bars with three strain gauges on each bar, totaling six strain gauges for each column. The purpose of using these strain gauges was to check, by means of strain measurement, if the load from the column was transferred to the pile cap along the column embedded length or if the load transfer occurred directly through the inferior region of the column.

Measurements of displacement in the models were obtained by the use of displacement transducers with measurement of 50 mm and positioned in the inferior region of the pile cap to measure vertical displacement. Figure 8 shows the displacement transducers and the Instron universal machine 8506 with the pile cap prepared for the test.

#### 4. Results

#### 4.1 Materials properties

In this section, the results of the mechanical properties of the materials used in the construction of models are presented. For the grout and concrete used in the models, the results of average compressive strength ( $f_{c,m}$ ), tensile strength by average diametral compressive test ( $f_{t,m}$ ), average axial tensile strength ( $f_{c,t,m}$ ) and initial average tangent modulus of elasticity ( $E_{ci,exp,m}$ ) – which were obtained from the average of the results of four specimens – are presented in Table 2.

Regarding the reinforcement steel bars, values of simple tensile strength and modulus of elasticity were obtained, and three bars were used for each diameter. To determine the modulus of elasticity of the steel bars, the straight segment of the stress-strain curves obtained experimentally was used. The modulus of elasticity of the steel bars CA-50 resulted in an average value of 203 GPa, while the average strain from which the yield started ( $\epsilon_{ym}$ ) was 2.81 ‰, corresponding to an average yield stress equal to 569 MPa.

After the materials characterization tests it was necessary to correct the value of the evaluation load in order to compare the predicted value in the theoretical model with the value experimentally obtained. When the value  $f_{ck}$  in equation 1 is replaced for the value of  $f_{cm}$ , it is possible to obtain a new value for the evaluation load, however, the steel area exceeds the steel area detailed in the models.

It was possible to calculate a new evaluation load from the values of  $\rm f_{cm}$  and  $\rm f_{ym}$ , resulting in a steel area which is equal to the one predicted in the detailed models. In this situation, it is clear that both the evaluation load and the stress on the tie are functions of

Table 2 – Results of mechanical properties of materials					
Element	f <sub>c,m</sub> (MPa)	f <sub>t,m</sub> (MPa)	f <sub>ct,m</sub> (MPa)	E <sub>ci,exp,m</sub> (GPa)	
Column	37,7	3,09	2,78	30,05	
Pile	70,5	4,89	4,40	42,9	
Grout	64,2	3,56	3,20	41,8	
Pile cap	33,1	2,47	2,22	25,2	

the angle  $\theta$  of inclination of the strut. This situation is possible, considering that the tests performed showed an increase in the load applied to the pile cap even after the yield of the main reinforcement bars of the tie. From the expressions (1) and (2), the detailed reinforcement area and materials strength values, one obtains the equations (5) and (6).

$$F_{ava} = f_{cm} \cdot A_{p} \cdot \operatorname{sen}^{2} \theta = 3,3 \cdot 15 \cdot 15 \cdot \operatorname{sen}^{2} \theta = 742,5 \cdot \operatorname{sen}^{2} \theta$$

$$F_{ava} = 158,2 \cdot 2 \cdot tg\theta = 316,4 \cdot tg\theta$$
(6)

Relating these equations with the trigonometric general equation, which considers the sine and cosine of an angle, one obtains an equation of the second degree, in which one of the roots is the angle  $\theta$  equal to 60.8 °, resulting in an evaluation load equal to 565 kN.

#### 4.2 Reference pile cap

The M1 model presented rigid pile cap behavior according to the theoretical model considered. A small eccentricity in the load applied on the 1.65 cm column was recorded. The ruin of the model was due to the yield of all the main reinforcement bars of the tie, located in the central region of the pile cap.

The maximum load recorded for this model was 756 kN, which is higher than the calculated load in the theoretical model used for design. The model showed increasing strength until it reached 743 kN, and then there was a small decrease in its value. However, it showed increasing load again, until it ruined at 756 kN.

The first visible crack in the model presented an opening of 0.05 mm, which occurred in the inferior lateral face of the pile cap when considering a load on the column equal to 230 kN. In this step, the maximum strain of the five reinforcement bars in the tie was 0.596  $\infty$ , resulting in a tensile strength of 119 MPa. It was observed that the model had decrease of stiffness at approximately 210 kN.

Figure 9 shows a graph representing load versus mean strain of the reinforcement bars positioned in the central region of the pile cap and a graph representing the load-strain of the reinforcement bars placed on piles. It is observed through these graphs that the strain in the reinforcement over the piles present low values when compared to the strains measured in the reinforcement in the central region of the pile cap. This is due to the formation of the strut on the piles, which causes a decrease in the strength of the tie in this region. As the load on the piston increased, the emergence of new cracks and an increase in the opening of existing cracks were verified. It was verified that crack openings of 0.1 mm, 0.25 mm and 0.8 mm correspond to loads of 360 kN, 660 kN and 720 kN, respectively. The cracks that began in central region of the pile cap continued until the upper region, forming two visible crack planes, dividing the pile cap into three distinct parts.



#### Figure 9 - Load-strain curve on reinforcement bars positioned in central region and over piles

#### 4.3 Pile cap with external socket

The M2 model showed a small eccentricity in the applied load on the 1.38 cm column. The ruin of the model was due to the yield of all the main reinforcement bars of the tie, located in the central region of the pile cap.

The maximum load supported by this model was 772 kN, which is higher than the calculated load in the theoretical model used for design. The model presented increasing strength until it reached a load of 690 kN, and then there was a decrease in its value up to 650 kN. Afterwards, the pile cap showed increasing load again, until it ruined at 772 kN. It is observed that the ultimate value of force in model M2 was close to the value of 756 kN obtained in the reference pile cap M1.

The first visible crack in model M2 appeared in the upper region of the pile cap near the socket, at a load of 100 kN. Then, crack openings of 0.05 mm occurred in the inferior central region of the pile cap, at a load on the column of 320 kN. In this step, the maximum strain of the five reinforcement bars in the tie was 0.38 ‰, resulting in a tensile strength equal to 77 MPa. It was observed that the model presented stiffness loss at a load close to 310 kN, as seen in the graphs of load-strain of the reinforcement bars positioned in the central region of the pile cap

Figure 10 shows the graph load versus mean strain related to the reinforcement bars positioned in the central region of the pile cap for models M1 and M2, and the curve load-strain in the reinforcement positioned along the column. It is observed through this figure that the pile cap with external socket was stiffer than the reference pile cap, and that the strain of the reinforcement bars of the columns became smaller as the column is near the bottom of the socket. However, this decrease is small, indicating that despite the fact that the compression strut is formed along the height of the socket, part of the load is transmitted directly to the bottom of the socket.

Openings of cracks of 0.15 mm, 0.25 mm and 0.3 mm correspond to loads of 420 kN, 500 kN and 620 kN, respectively. There were four crack lines in the central region of the pile cap, which contin-





ued until the upper region. It was also observed the formation of horizontal cracks in the region of the socket at loads near the ruin of the model. Figure 11 shows the overview cracking from M1 and M2 models.

#### 4.4 Pile caps with partially embedded socket

The M4 model recorded an eccentricity in the load applied to the column of 1.17 cm. The ruin of the model was due to the yield of all the main reinforcement bars of the tie, located in the central region of the pile cap, followed by rupture of the pile cap concrete.

The maximum load supported by this model was 563 kN, which was higher than the load calculated with the theoretical model used for design. The model showed increasing resistance until reaching a force of 460 kN, with two large cracks in the central region, where

there was a decrease in resistance at 400 kN. Then the pile cap showed increasing strength, until the ruin at 563 kN. It is observed that the value of the ultimate strength of the M4 model was lower than the value of 756 kN obtained in the reference pile cap, as well as the ultimate strength obtained in the M2 model.

The first visible crack in the M4 model appeared in the inferior central region of the pile cap, with an opening of 0.05 mm for a load of 210 kN. In this step, the maximum strain measured on the reinforcement bars of the tie was 0.26 ‰ which results in a tensile strength of 53 MPa. It was observed that the model had decrease of stiffness at a load close to 190 kN, as it can be observed in the load-strain graphs of the reinforcement bars positioned in the central region of the pile cap.

Figure 12 shows the load *versus* mean strain graph in relation to the reinforcement bars positioned in the central region of the pile



cap for models M1, M2 and M4, and the load-strain curve in the reinforcement bars positioned along the column. It is observed through this figure that the M4 model presented stiffness similar to the reference pile cap when submitted to a load up to 450 kN, and less stiffness than the M2 model pile cap with external socket. It is also observed that, when submitted to a load of 450 kN, the M4 model presented medium strain in the reinforcement bars, which was higher than those obtained in models M1 and M2. In light of these results, it is clear that the formation of the compression strut in the M4 model presents inferior inclination of the tie when compared to the reference pile cap inclination.

As in the M2 model, there is less strain of the columns reinforcement bars when the column is near the bottom of the socket. However, part of the column force was directly transmitted to the bottom of the socket.

The M4 model presented openings of about 0.15 mm, 0.25 mm and 0.30 mm corresponding to loads of 310 kN, 380 kN and 440 kN, respectively. After the M4 model presented a decrease in strength,

as previously mentioned, an increase in crack openings – with maximum openings of approximately 2.00 mm – was observed. Figure 13 presents a cracking overview of the M4 model after the tests. Cracks were noted in the central region of the pile cap. One of the cracks extended through the inferior region of the pile cap and appeared on the opposite side, causing separation of the pile caps concrete. It was also observed the formation of cracks in the inferior region of the pile cap and there was no cracking through the pile cap towards the pedestal walls, at the top of the socket.

#### 4.5 Pile caps with embedded socket

The M6 model behaved as a flexible pile cap. A small eccentricity in load applied on the column of 0.09 cm was recorded, setting up a situation in which there is centered load. The ruin of the model was due to the yield of the main reinforcement bars of the tie located in the central region of the pile cap, and the rupture of concrete of pile cap did not occurred.


The maximum load supported by this model was 359 kN, which is similar to the load calculated with the theoretical model used for design. The model showed increasing resistance until reaching the ultimate load of 359 kN, with a single vertical crack that extended to the top of the pile cap, and several horizontal cracks which extended throughout the inferior region of the pile cap. It is observed that the value of the ultimate strength of the M6 model was lower than the maximum value of 756 kN obtained in the reference pile cap. The strength of this model was also lower than the M2 model, which presented external socket, and the M4 model, which presented partially embedded socket.

The first visible crack in the M6 model appeared in the central inferior region of the pile cap, with an opening of about 0.05 mm at a load of 170 kN. In this step, the maximum strain measured on the reinforcement bars of the tie was 0.28 ‰, which results in stress equal to 57 MPa. It was observed that the model presented stiffness loss at a load close to 160 kN, as it can be seen in the graphs of load-strain of the reinforcement bars positioned in the central region of the pile cap.

Figure 14 shows the graph of load *versus* mean strain in relation to the reinforcement bars positioned in the central region of the pile cap for models M1, M2, M4 and M6, and the curve load-strain in the reinforcement bars positioned along the column. It is observed through this figure that the M6 model presented less stiffness than the models analyzed, and it presented more strain in the main re-inforcement bars of the tie than the other models. Comparing the M6 model to the reference pile cap, a reduction of 40% in the load acting on the column is stated for an average strain in the reinforcement bars close to 3.8 ‰. Based on the results presented, it is clear that there was no formation of compression struts in the M6 model, which presented a flexible pile cap behavior.

It was verified that crack openings of about 0.15 mm, 0.20 mm, 0.30 mm and 0.50 mm correspond to loads of 200 kN, 230 kN, 260 kN and 320 kN, respectively. It was also verified that there was an increase of the crack openings near the ruin of the model, and horizontal openings up to 2.00 mm appeared. There were several cracks in the central region of the pile cap, and some of these cracks extended through the inferior region of the pile cap

and emerged on the other side. Figure 15 provides an overview of the cracking and concrete detachment located in the inferior region of the pile cap.

### 4.6 Results analysis

Regarding the ultimate strength of the models, it is verified that only the pile cap with external socket presented ultimate strength up to 2% higher than that of the reference pile cap. Pile caps with partially embedded and embedded socket presented less ultimate load than the reference pile cap, with values of 74% for the M4 model and 47% for the M6 model in relation to the ultimate load of the reference pile cap.

Regarding the evaluation load, it was verified that only the pile cap with embedded socket with smooth interface presented experimental load inferior to the theoretical strength, indicating that the calculation procedure used in the design of these pile caps is not proper to meet security regulations. The pile cap with partially embedded socket presented ultimate strength equal to the theoretical evaluation strength, while the pile caps with external socket and the reference pile cap presented ultimate strength superior to the theoretical strength. These relations are shown in table 3.

Regarding the transfer of forces from the column to the socket through the instrumentation of the column reinforcement, measures of strain of these bars were obtained. Using the value of the modulus of elasticity of the steel bars obtained through material characterization it was possible to estimate the force acting on the reinforcement bars of the columns arranged in three sections along the length of the column. Section S1 was positioned near the top of the column; section S2 was positioned in the central region of the column and section S3 was positioned in the inferior region of the column.

Because of the small eccentricities registered in the models, it was verified that the stress distribution in the column occurred uniformly. It was simply assumed that the strain in the four reinforcement bars of the column was equal to the average value obtained in the two strain gauges positioned in the reinforcement bars in each section. Considering the perfect bonding between the concrete



and the reinforcement bars, it can be assumed that the strain in the concrete is very close to the strain of the steel bars. From the stress-strain curve obtained in the characterization tests of the columns concrete, the mean compressive stress acting on the column concrete is obtained, with which one obtains the portion of load on concrete. By joining the portions of load of the reinforcement bars and the column concrete, it is possible to establish a theoretical force value acting on the column,  $F_{teo,p}$  obtained with the experimental data, using expression 7.

$$F_{teo,p} = \varepsilon_{s} \cdot E_{s} \cdot A_{s} + f_{c} \cdot A_{c}$$
(7)

Using the strain data obtained in section S1 on the imminence of the ruin of the models, it is possible to compare the theoretical force on the column to the ultimate load value in models, which

Table 3 – Relation between ultimate load and evaluation load					
Model	F <sub>u</sub> (kN)	F <sub>.ava</sub> (kN)	F <sub>u</sub> /F <sub>ava</sub> (%)		
M1	756	565	134		
M2	772	565	137		
M4	563	565	100		
M6	359	565	64		

was recorded in the test step. Differences in the order of 10% between the theoretical and the experimental value were verified, and are disposed in table 4.

Because it is a model of calculation, there are differences between the forces values recorded in the test and those predicted in the



Table 4 – Theoretical ultimate load on column							
Model	E <sub>s,S1</sub> <b>(‰)</b>	f <sub>c</sub> (MPa)	F <sub>reinf</sub> (kN)	F <sub>concrete</sub> (kN)	F <sub>theo,c</sub> (kN)	F <sub>u</sub> (kN)	F <sub>theo,c</sub> /F <sub>u</sub> (%)
M2	1,20	26,9	116,0	591,8	707,8	772	<b>92</b> %
M4	1,00	24,0	94,9	528,0	622,9	563	111%
M6	0,50	14,0	47,7	308,0	355,7	359	<b>99</b> %

theoretical model. These differences can be attributed to the following factors: regions in which slip of reinforcement bars may have occurred and where there is no perfect bonding between concrete and reinforcement; non-uniform distribution of stresses in the cross section due to recorded small eccentricities; and average values of steel and concrete resistance obtained from tests of characterization.

As in section S1, the calculation of forces acting on the concrete and reinforcement bars in sections S2 and S3 was made, and these sections were located in the middle and in the inferior region of the column, respectively. Thus, it was possible to analyze the evolution of strength in these sections as well as the transfer of strength from the column to the pile cap. It was verified that there is a reduction of the force acting on section S1 to S3 section, that is, the dissipation of the column strength occurs as it is in contact with the socket. It was found that the pile caps in section S3 present an average force equivalent to 55% of the force acting on section S1, that is, 55% of the force acting on the column is transmitted to the pile cap directly from the bottom of the socket, as shown in Figure 16.

## 5. Conclusion

Through the results obtained from laboratory tests it was verified that the pile cap with external socket presented ultimate strength similar to the one obtained from the reference pile cap with monolithic connection, while the pile caps with partially embedded and embedded socket presented less ultimate strength than the reference pile cap. Regarding the evaluation load, it was found that the pile cap with embedded socket presented less ultimate strength than the evaluation load recorded after the materials characterization, indicating that the theoretical model used for design of this type of pile cap does not meet safety regulations.

Regarding the strains measured on the reinforcement bars of the columns, it was found that the transfer of strength from the column to the pile cap occurs partly because of the formation of the compression strut along the socket, and partly because of direct transmission to the bottom of the socket. Further tests considering the existence of roughness on the interface between the column and the socket are recommended.

# 6. Acknowledgements

The authors thank the staff from the Structures Laboratory at the Department of Structural Engineering of Sao Carlos Engineering School, University of São Paulo, and CNPq for the PhD scholar-ship granted to the first author.

# 7. References

- [01] CANHA, R. M. F.;EL DEBS, M. K. Critical analysis of models and recommendations for designing column-base connection by socket of precast concrete structures. IBRACON Structural Journal, v.2, n.2, p.116-136,June.2006.
- [02] CAMPOS, G. M.; CANHA, R. M. F.; EL DEBS, M. K. Design of precast columns bases embedded in



socket foundations with smooth interfaces. IBRACON Structural and Material Journal, v.4, n.2, p.314-323, June.2011.

- [03] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Influence of column cross section and eccentricity of compression load in structural behavior of two pile caps. IBRACON Structural and Material Journal, v.2, n.4, p.306-325, December.2009.
- [04] SOUZA, R. A.; KUCHMA, D. A., PARK, J.; BITTENCOURT, T. N. Adaptable strut-and-tie model for the design and verification of four pile caps. ACI Structural Journal. v. 106, p. 1-9, 2009.
- [05] BUTTIGNOL, T. E. T.; ALMEIDA, L. C. Concrete compressive characteristic strength analysis of pile caps with three piles. IBRACON Structural and Material Journal, v.6, n.1, p.158-177, February. 2013.
- [06] BARROS, R. Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2009.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, ABNT. 2006
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [09] BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur piex. Analles d'Institut Techique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, v. 20, n. 230, 1967, p. 223-295, fev;
- [10] AITCIN, P. C. Concreto de alto desempenho, 1 ed. P. 667. São Paulo,2000;
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto. Rio de Janeiro, 2008.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.



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

# Experimental study of reinforced concrete pile caps with external, embedded and partially embedded socket with smooth interface

# Estudo experimental de blocos de fundação com cálice externo, embutido e parcialmente embutido considerando interface lisa



R. BARROS <sup>a</sup> barrosrn@sc.usp.br

J.S. GIONGO <sup>b</sup> jsgiongo@sc.usp.br

# Abstract

On Precast concrete structures the column foundation connections can occur through the socket foundation, which can be embedded, partially embedded or external, with socket walls over the pile caps. This paper presents an experimental study about two pile caps reinforced concrete with external, partially embedded and embedded socket submitted to central load, using 1:2 scaled models. In the analyzed models, the smooth interface between the socket walls and column was considered. The results are compared to a reference model that presents monolithic connections between the column and pile cap. It is observed that the ultimate load of pile cap with external sockets has the same magnitude as the reference model. But the ultimate load of models with partially embedded and embedded socket present less magnitude than the reference model.

Keywords: reinforced concrete, pre cast concrete, pile caps, socket foundation.

## Resumo

Nas estruturas de concreto pré-moldado, a ligação pilar-fundação pode ocorrer por meio do cálice de fundação, que por sua vez pode estar embutido, parcialmente embutido com parte do colarinho saliente, ou externo com o colarinho saliente em relação ao bloco de fundação. Apresenta--se neste trabalho um estudo experimental de blocos de fundação sobre duas estacas com cálice externo, parcialmente embutido e embutido, submetidos à ação centrada utilizando modelos em escala reduzida 1:2. Nos modelos analisados, considerou-se a conformação lisa nas paredes do cálice e do pilar. Os resultados são comparados a um modelo de referência, com ligação monolítica entre o pilar e o bloco. Observa-se que o bloco com cálice externo apresenta força última com a mesma ordem de grandeza do bloco de referência, porém os blocos com cálice parcialmente embutido e embutido apresentam força última inferior a dos demais modelos.

Palavras-chave: concreto armado. concreto pré-moldado, blocos sobre estacas, cálice de fundação.

Received:22 Mar 2013 • Accepted: 10 Sep 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Doutorando em Engenharia de Estruturas, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, barrosrn@sc.usp.br, Av. Trabalhador São Carlense, 400, CEP: 13566-590, São Carlos-SP, Brasil;

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> Professor Doutor, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, jsgiongo@sc.usp.br, Av. Trabalhador São Carlense, 400, CEP: 13566-590, São Carlos-SP, Brasil.

### 1. Introdução

Blocos de fundação ou blocos de coroamento são utilizados em edificações cujas fundações precisam atingir as camadas profundas do terreno. Nessa situação, é preciso recorrer ao uso de estacas ou tubulões. A ligação entre esses elementos e a superestrutura de uma edificação se dá por meio do bloco de fundação. Em estruturas de concreto pré-moldado, essa ligação pode ocorrer por meio do uso de chapa de base, por emenda da armadura com graute e bainha, ou por meio de cálice. Dentre esses tipos, destaca-se a ligação por meio de cálice, a qual apresenta relativa facilidade de construção, possibilidade de ajuste e de transmissão de momentos dos pilares para as estacas.

O cálice é a parte do bloco que recebe o pilar pré-moldado, funcionando como um encaixe entre esses elementos, podendo ter as paredes apresentando rugosidades ou não. O pilar permanece em contato com o cálice num trecho denominado comprimento de embutimento  $l_{emb}$ . Nesse tipo de ligação, três situações de cálices são possíveis conforme Figura 1: totalmente externo ao bloco, ou seja, com colarinho totalmente saliente; parcialmente embutido, onde o comprimento de embutimento é dividido na parte referente ao colarinho externo e na parte embutida no bloco; ou embutido no bloco, onde não se tem colarinho.

Os modelos teóricos utilizados para o dimensionamento de blocos de fundação baseiam-se na teoria da flexão para as situações em que se têm blocos flexíveis, e em modelos de bielas e tirantes no caso de blocos rígidos. Existem diversos estudos a respeito do dimensionamento do cálice de fundação, dentre os quais destacam--se os trabalhos de CANHA & EL DEBS [1] e CAMPOS et al [2].

A respeito dos blocos de fundação, alguns trabalhos apresentam o desenvolvimento de modelos de bielas e tirantes, os quais são utilizados no dimensionamento de blocos com ligação monolítica. DELALIBERA & GIONGO [3] apresentam um estudo sobre a influência que a seção reta dos pilares provocam nos modelos de bielas e tirantes para blocos sobre duas estacas. SOUZA et al [4] apresentam um modelo adaptado para consideração de excentricidades em modelos de bielas e tirantes aplicados a blocos sobre quatro estacas. BUTTIGNOL & ALMEIDA [5] desenvolveram um

estudo numérico em blocos de fundação sobre três estacas no qual verificaram que a resistência característica à compressão do concreto pouco influencia na capacidade resistente do bloco. Entretanto, existe pouca informação na literatura técnica a respeito do comportamento estrutural dos blocos de fundação com a presença de cálice. BARROS[6] realizou análise numérica em blocos de fundação sobre duas estacas com cálice embutido considerando as paredes do cálice com interface lisa e rugosa. Por esse motivo, desenvolveu-se uma pesquisa teórico-experimental a respeito de blocos de fundação considerando as três situações possíveis para o cálice.

## 2. Método

O metodo foi o comumente utilizado para as análises teórica e experimental de blocos sobre duas estacas. Apresentam-se nesse trabalho os resultados dos ensaios experimentais de quatro blocos de fundação em escala 1:2. Três desses blocos apresentaram cálices, os quais são externo, parcialmente embutido e embutido, sendo que em todos os blocos considerou-se a interface lisa entre as paredes do cálice e do pilar. Foi analisado ainda um quarto bloco, o qual não possuía cálice de fundação, isto é, a ligação entre o pilar e o bloco ocorreu de forma monolítica. Esse bloco foi denominado bloco de referência, e serviu para comparação com os resultados dos blocos com cálice de fundação.

### 2.1 Modelos para ensaio

Os ensaios ocorreram no Laboratório de Estruturas (LE) da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Todos os blocos possuíam a mesma geometria em planta, mesma altura (h) e espaçamento entre estacas. Apenas o comprimento de embutimento  $l_{emb}$  influenciou na distância h<sub>fund</sub> da parte inferior do pilar a parte inferior do bloco. No caso do bloco com o cálice externo, a distância h<sub>fund</sub> coincidiu com com a altura do bloco. No bloco com cálice parcialmente embutido, metade do valor de  $l_{emb}$  ficou externo ao bloco e a outra metade interna ao bloco. Na situação de cálice embutido, todo o comprimento  $l_{emb}$  ficou dentro do bloco



Tabela 1 – Modelos estudados em laboratório						
Tipo de cálice	Modelo	h <sub>fund</sub>				
Referência	M1	h				
Externo	M2	h				
Parcialmente embutido	M4	h- (lemb/2)				
Embutido	M6	h- lemb				

de fundação. Os quatro modelos analisados foram denominados M1, M2, M4 e M6, conforme apresentado na tabela 1.

### 2.2 Dimensionamento dos modelos

O dimensionamento dos blocos foi feito a partir de um bloco monolítico em escala real com pilares e estacas quadradas, cujas arestas mediam 30 cm. A altura dos blocos foi definida a partir do comprimento mínimo de embutimento  $\ell_{emb}$  recomendado pela ABNT NBR 9062:2006 [7] para força normal com pequena excentricidade, e o dimensionamento a partir das recomendações da ABNT NBR 6118:2007 [8] e de BLÉVOT & FRÉMY [9]. A inclinação da diagonal comprimida foi feita a partir de um segmento de reta que une o centro da estaca até o centro da metade da área do pilar referente a cada uma das estacas. A Figura 2 ilustra as medidas do bloco em escala real.

Para obtenção da força teórica suportada pelo bloco, utilizaram-se como limitadores os valores das tensões limites nas regiões nodais, isto é, no encontro da biela com o pilar e da biela com a estaca. Por tratar-se do dimensionamento de elementos que foram ensaiados em laboratório, utilizou-se o valor do coeficiente de segurança majorador das ações  $\gamma_f = 1$ , sendo admitida a força teórica como força de avaliação  $F_{ava}$ .

Em relação ao valor limite das tensões nas regiões nodais, os coeficientes redutores das tensões indicados em normas não foram minorados por nenhum coeficiente redutor, sendo adotado o valor da resistência característica à compressão do concreto,  $f_{ck}$ , conforme equação 1.

$$F_{ava} = f_{ck} \cdot A_{p} \cdot sen^{2} 49, 2 = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot A_{p}$$
 (1)

Como as estacas e o pilar apresentam a mesma área, verifica-se que a condição limitante para o dimensionamento é a tensão no encontro da biela com o pilar. Foi utilizando concreto usual com resistência característica à compressão f<sub>ck</sub>=25 MPa. O cálculo da força no tirante é feito por meio do equilíbrio do triângulo de forças no encontro da biela com a estaca, sendo que a força R<sub>st</sub> é obtida a partir da relação com a tangente do ângulo de inclinação da biela e da força atuante na mesma. O cálculo da armadura necessária é obtido a partir da relação da força no tirante R<sub>st</sub> e da resistência ao escoamento das barras da armadura de aço f<sub>yk</sub>. Pelas mesmas razões admitidas anteriormente para o concreto, adotou-se para o aço o coeficiente minorador da resistência  $\gamma_s = 1$ . Como os modelos reduzidos mantêm a escala 1:2, o dimensiona-

mento desses modelos é feito alterando a geometria dos blocos, resultando nos seguintes valores:

$$F_{ava} = 0.57 \cdot 2.5 \cdot 15 \cdot 15 = 320,625 \text{ kN}$$
(2)  
$$R_{st} = \frac{320,625}{2 \cdot \text{tg}49,2} = 138,3 \text{ kN}$$
(3)  
$$A_{st} = \frac{138,3}{50} = 2.77 \text{ cm}^2$$
(4)

Portanto, a armadura principal do bloco foi detalhada com 4\phi8,0 mm e 1\phi10,0 mm totalizando 2,78 cm<sup>2</sup>. A taxa de aço foi mantida constante em todos os quatro blocos, de modo que esse parâmetro não interfira diretamente na comparação dos resultados dos modelos. O dimensionamento dos pilares e estacas seguiu as recomendações da ABNT NBR 6118:2007 [8] com a consideração de momento mínimo aplicado nesses elementos, o que resultou em 4\phi10,0 mm para as estacas e 4\phi12,5 mm para os pilares. Em relação ao dimensionamento do cálice consideraram-se as recomendações de pequena excentricidade, uma vez que os ensaios foram realizados sob ação de força centrada aplicada no pilar, o que resultou em armadura mínima, sendo utilizada fios de aço CA-60 com diâmetro igual a 5,0 mm.

## 3. Programa Experimental

#### 3.1 Fôrmas

As fôrmas utilizadas nas moldagens dos blocos, pilares e esta-







cas utilizaram madeira compensada plastificada com 17 mm de espessura, e foram feitas na marcenaria da EESC-USP. Além da madeira compensada, foram utilizados caibros para contenção lateral das fôrmas, pregos, parafusos e cola. A Figura 3 apresenta a fôrma do cálice externo e a fôrma de um dos blocos com as estacas posicionadas antes da concretagem.

### 3.2 Armaduras

Foram utilizadas barras de aço da categoria CA-50 com diâmetros de 6,3 mm, 8,0 mm, 10,0 mm e 12,5 mm e aço CA-60 com diâmetro nominal de 5,0 mm. Foi necessário proceder à montagem das armaduras, a qual ocorreu no LE. A seqüência de montagem

se iniciou pelas estacas, uma vez que as mesmas não possuíam extensômetros nas suas barras. Em seguida foram montadas as armaduras dos pilares e, por último, as armaduras dos blocos de fundação juntamente com as dos cálices. A Figura 4 apresenta a etapa de projeto e as armaduras dos pilares após a montagem, enquanto que a Figura 5 apresenta a montagem das armaduras do bloco.

### 3.3 Moldagens

Inicialmente foram moldadas as estacas, pois as mesmas precisavam estar posicionadas na fôrma antes da concretagem dos blocos Posteriormente foram concretados os blocos e cálices de



#### Figura 5 – Detalhe da armadura dos blocos e cálices



fundação e, por último, os pilares. O concreto utilizado para as estacas e pilares apresentava resistência à compressão superior à resistência dos blocos. Para os pilares e as estacas utilizou-se concreto da classe C50 e para os blocos e cálices utilizou-se concreto da classe C25. A diferença na resistência dos elementos tinha por objetivo evitar que a ruína dos modelos ocorresse nas estacas ou nos pilares. O concreto da classe C50 foi feito no laboratório de estruturas (LE) enquanto que o concreto da classe C25 foi adquirido de empresa fornecedora de concreto usinado.

O traço utilizado para os concretos da classe C50 foi estabelecido de acordo com AITCIN [10] A dosagem utilizada para os pilares e estacas foi de 1:2,36:2,54:0,33:0,03 (cimento, areia, pedra britada, a/c e aditivo superplastificante Glenium 51, isento de cloretos). Utilizou-se cimento de alta ressitência inicial CPV-ARI. O agrega-

do miúdo utilizado foi areia quartzoza disponível na região de São Carlos. O Agregado graúdo foi pedra britada de origem basáltica com diâmetro máximo de 19 mm. A água utilizada nas dosagens foi a fornecida pela rede pública de distribuição de água da cidade de São Carlos, e o aditivo superplastificante utilizado foi obtido por meio de doação.

No posicionamento das barras das armaduras nas fôrmas dos blocos foram utilizados espaçadores plásticos, de modo a garantir um cobrimento mínimo de 2,50 cm para as armaduras. As pontas dos fios dos extensômetros foram envolvidas com plásticos, evitando que fossem danificados pelo concreto fresco. A Figura 6 apresenta o bloco do modelo M2 antes e após a etapa de concretagem.

A concretagem dos pilares ocorreu após a etapa de concretagem dos blocos. Conforme dito anteriormente, o concreto utilizado nos



#### Figura 7 - Posicionamento do pilar no cálice de fundação e preenchimento com graute



pilares foi o mesmo utilizado nas estacas. Foram moldados os pilares pré-moldados separadamente, os quais foram posicionados posteriormente nos blocos com cálice. O pilar do bloco de referência foi moldado diretamente sobre o bloco.

Após a desforma de todos os elementos, foi preciso realizar a ligação dos pilares com os blocos de fundação. Essa ligação foi feita posicionando os pilares dentro dos cálices de fundação. Inicialmente procedeu-se a limpeza e retirada do pó que havia se acumulado dentro dos cálices, sendo as paredes dos cálices limpas com um pano úmido. Concluída a limpeza, procedeu-se ao posicionamento dos pilares pré-moldados.

Para o posicionamento dos pilares foi necessário verificar o nível e o prumo dos mesmos em relação à superfície. Em seguida, o espaço existente entre os pilares e os cálices foi preenchido com graute autoadensável. O graute possui densidade da argamassa seca igual a 2,28 g/cm<sup>3</sup>, tempo de trabalhabilidade de 30 minutos e um consumo estimado de 2000 kg/m<sup>3</sup>. A Figura 7 ilustra a etapa de posicionamento do pilar e preenchimento do graute.

#### 3.4 Equipamentos e intrumentação

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, utilizando a máquina universal de ensaios servo-controlada, Instron 8506, com capacidade nominal de força igual a 2500 kN. Esse equipamento também foi utilizado para realização dos ensaios de caracterização das barras de aço das armaduras. Para obtenção automática dos dados referentes às medidas de deformação e deslocamento obtidos com os extensômetros elé-

#### Figura 8 – Máquina universal Instron 8506 utilizada nos ensaios



tricos de resistência e com os transdutores de deslocamento, foi utilizado o sistema *System 5000*.

As propriedades mecânicas dos materiais concreto, aço e graute foram obtidas por meio de ensaios de caracterização. Para os concretos dos blocos, pilares e estacas foram utilizados corpos--de-prova cilíndricos medindo 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, enquanto que para o graute utilizou-se corpos-de-prova cilíndricos medindo 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Estes ensaios seguiram as recomendações das normas ABNT NBR 5738:2008 [11], ABNT NBR 5739:2007 [12] e ABNT NBR 7222:2011 [13].

As medidas de deformações das barras das armaduras dos modelos foram obtidas por meio de extensômetros elétricos de resistência uniaxiais da marca Kyowa, com base de medida de 5 mm e fator de extensômetro igual a 2,10, os quais foram colados nas barras das armaduras dos blocos e pilares. Em todos os blocos foram instrumentadas as barras das armaduras principais do tirante. Esses extensômetros foram posicionados em 3 seções específicas, sendo duas delas posicionadas sobre o centro geométrico das estacas e a outra na região central do bloco.

A armadura dos pilares pré-moldados foi instrumentada em duas barras longitudinais com três extensômetros em cada barra, totalizando seis extensômetros por pilar. O objetivo da utilização desses extensômetros foi verificar por meio das medidas das deformações nessas barras se a força proveniente do pilar era transferida para o bloco ao longo do embutimento do pilar, ou se a transferência de força ocorria diretamente pela região inferior do pilar.

As medidas dos deslocamentos nos modelos foram obtidas por meio da utilização de transdutores de deslocamento com curso de 50 mm, posicionados na região inferior do bloco para medir o deslocamento na direção vertical. A Figura 8 apresenta os transdutores de deslocamento e a máquina universal Instron 8506 com o bloco preparado para o ensaio.

### 4. Resultados

### 4.1 Propriedades dos materiais

Apresentam-se os resultados das propriedades mecânicas dos materiais utilizados na construção dos modelos. Para o graute e o concreto utilizados nos modelos, são apresentados na tabela 2 os resultados de resistência à compressão média ( $f_{c,m}$ ), resistência à tração por compressão diametral média ( $f_{t,m}$ ), resistência média à tração direta ( $f_{ct,m}$ ) e módulo de deformação tangente incial experimental médio ( $E_{ci,exp,m}$ ), os quais foram obtidos a partir da média dos resultados de quatro corpos-de-prova.

Tabela 2 – Resultados das propriedades mecânicas dos materiais						
Elemento	f <sub>c,m</sub> (MPa)	f <sub>t,m</sub> (MPa)	f <sub>ct,m</sub> (MPa)	E <sub>ci,exp,m</sub> (GPa)		
Pilar	37,7	3,09	2,78	30,05		
Estaca	70,5	4,89	4,40	42,9		
Graute	64,2	3,56	3,20	41,8		
Bloco	33,1	2,47	2,22	25,2		

Em relação as barras de aço das armaduras, foram obtidos valores de resistência a tração simples e módulo de elasticidade, sendo utilizadas três barras para cada diâmetro. Para determinação do módulo de elasticidade das barras de aço, utilizou-se o trecho reto das curvas tensão *versus* deformação obtidas experimentalmente. O módulo de elasticidade das barras de aço CA-50 resultou num valor médio igual a 203 GPa, enquanto que a deformação média a partir da qual se iniciou o escoamento ( $\varepsilon_{ym}$ ) foi de 2,81‰, correspondente a uma tensão de escoamento média igual a 569 MPa.

Após os ensaios de caracterização dos materiais, fez-se necessário corrigir o valor da força de avaliação, a fim de comparar o valor previsto no modelo teórico com o obtido experimentalmente. Procedendo a substituição do valor de f<sub>ck</sub> na equação 1 pelo valor de f<sub>cm</sub>, obtém-se um novo valor para a força de avaliação, porém com uma área de aço superior a detalhada nos modelos.

Foi possível calcular uma nova força de avaliação a partir dos valores de  $f_{cm} e f_{ym}$  que resultou numa área de aço igual a detalhada nos modelos. Nessa situação, verifica-se que tanto a força de avaliação como a força no tirante são funções do ângulo  $\theta$  de inclinação da biela. Essa situação é possível, tendo em vista que nos ensaios constatou-se aumento da força aplicada no bloco mesmo após o escoamento das barras da armadura principal do tirante. A partir das expressões (1) e (2), da área de aço detalhada e dos valores de resistências dos mateirais, obtém-se as equações (5) e (6).

$$F_{ava} = f_{cm} \cdot A_{p} \cdot \operatorname{sen}^{2} \theta = 3,3 \cdot 15 \cdot 15 \cdot \operatorname{sen}^{2} \theta = 742,5 \cdot \operatorname{sen}^{2} \theta$$
(5)

$$F_{ava} = 158, 2 \cdot 2 \cdot tg\theta = 316, 4 \cdot tg\theta$$

Relacionando essas equações com a equação geral da trigonometria que considera seno e cosseno de um ângulo, obtém-se uma equação do 2° grau, sendo uma das raízes o ângulo  $\theta$  igual a 60,8°, o que conduz a uma força de avaliação igual a 565 kN.

#### 4.2 Bloco de referência

O modelo M1 apresentou comportamento de bloco rígido de acordo com o modelo teórico previsto. Foi registrada uma pequena excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 1,65 cm. A ruína do modelo se deu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante, localizadas na região central do bloco. A força máxima registrada para esse modelo foi de 756 kN, força essa superior a força calculada com o modelo teórico utilizado para o dimensionamento. O modelo apresentou resistência crescente até atingir uma força de 743 kN, quando houve uma pequena diminuição no seu valor, porém voltou a apresentar aumento de força, até atingir a ruína para uma força igual a 756 kN.

A primeira fissura visível no modelo apresentou abertura da ordem de 0,05 mm, e ocorreu na região inferior da face lateral do bloco, para uma força no pilar igual a 230 kN. Nessa etapa, a deformação máxima nas cinco barras das armaduras do tirante foi de 0,596 ‰,

(6)



o que resulta numa tensão igual a 119 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez com uma força próxima de 210 kN.

A Figura 9 apresenta o gráfico força *versus* deformação média das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco e o gráfico força *versus* deformação das barras das armaduras posicionadas sobre as estacas. Observa-se por meio desses gráficos que as deformações nas armaduras sobre as estacas apresentam valores pequenos quando comparados as deformações medidas nas armaduras posicionadas na região central do bloco. Isso ocorre em virtude da formação da biela sobre as estacas, o que provo-ca diminuição na força do tirante nessa região.

A medida que a força no pistão aumentava, verificou-se o surgimento de novas fissuras e aumento da abertura das fissuras existentes. Constataram-se aberturas de fissuras da ordem de 0,1 mm correspondente a força de 360 kN; 0,25 mm para uma força de 660 kN; e abertura igual a 0,8 mm correspondente a uma força igual a 720 kN. As fissuras que se iniciaram na região central do bloco prolongaram-se até a região superior, formando dois planos visíveis de fissuras, dividindo o bloco em três partes distintas.

### 4.3 Bloco com cálice externo

O modelo M2 apresentou uma pequena excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 1,38 cm. A ruína do modelo se deu por escoamento de todas as barras da armadura principal do tirante, localizadas na região central do bloco.

A força máxima suportada por esse modelo foi de 772 kN, força essa superior a força calculada com o modelo teórico utilizado para o dimensionamento. O modelo apresentou resistência crescente até atingir uma força de 690 kN, quando houve diminuição no seu valor até 650 kN. Em seguida, o bloco voltou a apresentar aumento de força, até atingir a ruína para uma força igual a 772 kN. Observa-se que o valor da força última do modelo M2 foi próximo ao valor de 756 kN obtida no bloco de referência do modelo M1.





Figura 11 - Panorama de fissuração dos Modelos M1 e M2 após o ensaio

A primeira fissura visível no modelo M2 surgiu na região superior do bloco próximo ao cálice de fundação, para uma força de 100 kN. Em seguida, aberturas de fissuras da ordem de 0,05 mm ocorreram na região inferior central do bloco, para uma força no pilar igual a 320 kN. Nessa etapa, a deformação máxima nas cinco barras das armaduras do tirante foi de 0,38‰, o que resulta numa tensão igual a 77 MPa. Observou-se que o modelo apresentou perda de rigidez com uma força próxima de 310 kN, conforme pode ser observado nos gráficos força deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco.

A Figura 10 apresenta o gráfico força versus deformação média em relação as armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M2 e M1, e a curva força versus deformação nas armaduras posicionadas ao longo do pilar. Observa-se por meio dessa figura que o bloco com cálice externo apresentou-se mais rígido do que o bloco de referência, e que as deformações nas barras das armaduras dos pilares tornam-se menores à medida que o pilar se aproxima do fundo do cálice. Entretanto, essa diminuição é pequena, indicando que apesar da biela de compressão ser formada ao longo da altura do cálice, parte da força é transmitida diretamente ao fundo do cálice.

Verificaram-se aberturas de fissuras da ordem de 0,15 mm correspondente a força de 420 kN; 0,25 mm para uma força de 500 kN; e abertura de fissura igual a 0,3 mm correspondente a uma força igual a 620 kN. Verificaram-se quatro linhas de fissuras na região central do bloco, as quais prolongaram-se até a região superior. Observou-se ainda a formação de fissuras horizontais na região do cálice, as quais surgiram para forças próximas a ruína do modelo. A Figura 11 apresenta o panoramade fissuração dos blocos dos modelos M1 e M2.



Experimental study of reinforced concrete pile caps with external, embedded and partially embedded socket with smooth interface

### 4.4 Bloco com cálice parcialmente embutido

O modelo M4 registrou uma excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 1,17 cm. A ruína do modelo se deu por escoamento de todas as barras das armaduras principais do tirante, localizadas na região central do bloco, seguido da ruptura do concreto do bloco.

A força máxima suportada por esse modelo foi de 563 kN, força essa superior a força calculada com o modelo teórico utilizado para o dimensionamento. O modelo apresentou resistência crescente até atingir uma força de 460 kN, apresentando duas grandes fissuras na região central, quando houve diminuição na resistência até o valor de 400 kN. Em seguida, o bloco voltou a apresentar aumento de força, até atingir a ruína para uma força igual a 563 kN. Observa-se que o valor da força última do modelo M4 foi inferior ao valor de 756 kN obtido no bloco de referência, bem como foi inferior a força última obtida no modelo M2.

A primeira fissura visível no modelo M4 surgiu na região central in-

ferior do bloco, apresentando abertura da ordem de 0,05 mm para uma força de 210 kN. Nessa etapa, a deformação máxima medida nas barras das armaduras do tirante foi de 0,26‰ o que resulta numa tensão igual a 53 MPa. Observou que o modelo apresentou perda de rigidez para uma força próxima de 190 kN, conforme pode ser observado nos gráficos força *versus* deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco.

A Figura 12 apresenta o gráfico força *versus* deformação média em relação as armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M1, M2 e M4, e a curva força versus deformação nas armaduras posicionadas ao longo do pilar. Observa-se por meio dessa figura que até uma força próxima a 450 kN, o modelo M4 apresentou rigidez semelhante a do bloco de referência, e inferior a rigidez do bloco com cálice externo do modelo M2. Verifica-se também que, a partir da força de 450 kN, o modelo M4 apresentou deformações médias nas armaduras superiores às obtidas nos modelos M1 e M2. Em função desses resultados, percebe-se que a formação da biela de compressão no modelo M4 apresenta in-



clinação com o tirante inferior a inclinação do bloco de referência. Semelhante ao que ocorreu no modelo M2, as deformações nas barras das armaduras dos pilares tornam-se menores à medida que o pilar se aproxima do fundo do cálice. Entretanto, parte da força oriunda do pilar foi transmitida diretamente ao fundo do cálice.

No modelo M4 verificaram-se aberturas da ordem de 0,15 mm correspondente a força de 310 kN; 0,25 mm para uma força de 380 kN; e 0,30 mm para uma força de 440 kN. Após o modelo M4 apresentar diminuição na força, conforme dito anteriormente, observou-se aumento das fissuras existentes, apresentando aberturas máximas da ordem de 2,00 mm, conforme pode ser observado na Figura 13, as quais apresentam o panorama de fissuração do modelo M4 após a realização dos ensaios.

Constataram-se fissuras na região central do bloco, sendo que uma dessa fissuras atravessou o bloco passando pela região inferior surgindo na face oposta, provocando separação do concreto dos blocos. Observou-se ainda a formação de fissuras na região inferior do bloco e não se constatou fissuras atravessando o bloco em direção ao colarinho, situado na parte superior do cálice

#### 4.5 Bloco com cálice embutido

O modelo M6 comportou-se como bloco flexível. Foi registrada uma pequena excentricidade na força aplicada no pilar da ordem de 0,09 cm, configurando uma situação em que se tem praticamente a força centrada. A ruína do modelo se deu por escoamento das barras das armaduras principais do tirante, localizadas na região central do bloco, sem que ocorresse ruptura do concreto do bloco.

A força máxima suportada por esse modelo foi de 359 kN, força essa praticamente igual a força calculada com o modelo teórico utilizado para o dimensionamento. O modelo apresentou resistência crescente até atingir a força última de 359 kN, apresentando uma única fissura vertical que se estendeu até o topo do bloco, e várias fissuras horizontais, as quais se estenderam por toda região inferior do bloco. Observa-se que o valor da força última do modelo M6 foi inferior ao valor máximo de 756 kN obtido no bloco de referência, bem como foi inferior a força dos modelos M2, que

apresentava cálice externo, e M4, que apresentava cálice parcialmente embutido.

A primeira fissura visível no modelo M6 surgiu na região central inferior do bloco, apresentando abertura da ordem de 0,05 mm para uma força de 170 kN. Nessa etapa, a deformação máxima medida nas barras das armaduras do tirante foi de 0,28‰ o que resulta numa tensão igual a 57 MPa. Observou que o modelo apresentou perda de rigidez para uma força próxima de 160 kN, conforme pode ser observado nos gráficos força versus deformação das barras das armaduras posicionadas na região central do bloco.

A Figura 14 apresenta o gráfico força versus deformação média em relação as armaduras posicionadas na seção central do bloco para os modelos M1, M2, M4 e M6, e a curva força versus deformação nas armaduras posicionadas ao longo do pilar. . Observa--se por meio dessa figura que o modelo M6 foi o que apresentou menor rigidez dentre os modelos analisados, bem como foi o que apresentou maiores deformações nas barras da armadura principal do tirante. Comparando o modelo M6 ao bloco de referência dessa série, contata-se redução na força atuante no pilar da ordem de 40% para uma deformação média nas barras da armadura próxima a 3,8‰. Em função dos resultados apresentados, percebe-se que não ocorreu a formação da biela de compressão no modelo M6, tendo o modelo apresentado comportamento de bloco flexível.

Verificaram-se aberturas da ordem de 0,15 mm correspondente a força de 200 kN; 0,20 mm para uma força de 230 kN; 0,30mm para uma força de 260 kN; e 0,50 mm para uma força de 320 kN. Verificou-se ainda que, próximo a ruína do modelo, houve aumento das fissuras existentes e surgimento de fissuras horizontais com aberturas superiores a 2,00 mm. Verificaram-se diversos caminhos de fissuras na região central do bloco, sendo que várias dessas fissuras atravessaram o bloco passando pela região inferior e surgindo na face oposta. A figura 15 apresenta o panorama de fissuração e o destacamento do concreto situado da região inferior do bloco.

### 4.6 Análise dos resultados

Em relação a força última apresentada pelos modelos, verifica-



-se que apenas o bloco com cálice externo apresentou força última superior a do bloco de referência, sendo esse valor superior em 2%. Os blocos com cálice parcialmente embutido e embutido, apresentaram força última inferior a do bloco de referência, com valores da ordem de 74% para o modelo M4 e 47% para o modelo M6 em relação a força última do bloco de referência.

Em relação a força de avaliação, verificou-se que apenas o bloco com cálice embutido da série sem rugosidade apresentou a força experimental inferior à força teórica, indicando que o procedimento de cálculo utilizado no dimensionamento desses blocos apresenta-se contra a segurança. O bloco com cálice parcialmente embutido apresentou força última igual a força teórica de avaliação, enquanto que os blocos com cálice externo e o bloco de referência apresentou força última supeiror a força teórica. Essas relações encontram-se na tabelal 3.

Em relação a transferência de forças do pilar para o cálice, por meio da instrumentação das armaduras dos pilares, obtiveram-se as medidas de deformação destas barras. Com o valor do módulo de elasticidade das barras de aço obtidas na caracterização dos

Tabela 3 – Relação entre força última e força de avaliação						
Modelo	F <sub>u</sub> (kN)	F <sub>,ava</sub> (kN)	F <sub>u</sub> /F <sub>ava</sub> (%)			
M1	756	565	134			
M2	772	565	137			
M4	563	565	100			
M6 359 565 64						

materiais, foi possível estimar a força atuante nas barras das armaduras dos pilares em três seções dispostas ao longo do comprimento do pilar, sendo a seção S1 posicionada próximo ao topo do pilar, a seção S2 posicionada na região central do pilar e a seção S3 posicionada na região inferior do pilar.



Tabela 4 – Força última teórica no pilar							
Modelo	E <sub>s,S1</sub> <b>(‰)</b>	f <sub>c</sub> (MPa)	F <sub>,aço</sub> (kN)	F <sub>concreto</sub> (kN)	F <sub>teo,c</sub> (kN)	F <sub>u</sub> (kN)	F <sub>teo,c</sub> /F <sub>u</sub> (%)
M2	1,20	26,9	116,0	591,8	707,8	772	<b>92</b> %
M4	1,00	24,0	94,9	528,0	622,9	563	111%
M6	0,50	14,0	47,7	308,0	355,7	359	<b>99</b> %

Em virtude das pequenas excentricidades que foram registradas nos modelos, considerou-se que a distribuição de tensões no pilar ocorreu de modo uniforme. Admitiu-se simplificadamente que a deformação nas quatro barras da armadura do pilar fosse igual ao valor médio obtido nos dois extensômetros posicionados nas barras de aço em cada seção. Considerando a aderência perfeita entre o concreto e as barras de aço, pode-se admitir que a deformação no concreto é muito próxima da deformação das barras de aço. A partir da curva tensão *versus* deformação obtida nos ensaios de caracterização do concreto dos pilares, obtém-se a tensão média de compressão atuante no concreto. Unindo as parcelas de forças existentes nas barras de aço e no concreto dos pilares, é possível estabelecer um valor de força teórica atuante no pilar, F<sub>teo,p</sub> obtidos com os dados experimentais, por meio da expressão 7.

$$F_{teo,p} = \varepsilon_{s} \cdot E_{s} \cdot A_{s} + f_{c} \cdot A_{c}$$
(7)

Fazendo o cálculo teórico com os dados de deformação obtidos na seção S1 na iminência da ruína dos modelos, é possível comparar a força teórica no pilar com o valor da força última nos modelos, a qual foi registrada n a etapa de ensaio. Verificou-se diferenças da ordem de 10% entre o valor teórico e o experimental, os quais encontram-se dispostos na tabela 4.

Por se tratar de um modelo de cálculo, existem diferenças entre os valores de forças registradas no ensaio com os valores previstos no modelo teórico. Essas diferenças podem ser atribuídas aos seguintes fatores: regiões em que possa ter ocorrido escorregamento das barras de aço, não havendo aderência perfeita entre o concreto e o aço; distribuição não uniforme das tensões na seção plana em virtude das pequenas excentricidades registradas; valores médios de resistência do aço e do concreto obtidos nos ensaios de caracterização.

Assim como se procedeu na seção S1, fez-se o cálculo das forças atuantes no concreto e nas barras de aço nas seções S2 e S3, situadas no meio e na região inferior do pilar, respectivamente. Deste modo, foi possível analisar a evolução da força nessas seções, bem como a transferência da força oriunda do pilar para o bloco. Verifica-se que ocorre uma redução da força atuante na seção S1 para a seção S3, isto é, ocorre a dissipação da força do pilar a medida que o mesmo encontra-se em contato com o cálice. Constatou-se que os blocos apresentam na seção S3 uma força média equivalente a 55% da força atuante na seção S1, isto é, 55% da força atuante no pilar é transmitida ao bloco diretamente pelo fundo do cálice, conforme Figura 16.

### 5. Conclusão

Verifica-se por meio dos resultados obtidos nos ensaios que o bloco com cálice externo apresentou força última semelhante a obtida no bloco de referência com ligação monolítica, enquanto que os blocos com cálice parcialmente embutido e embutido, apresentaram força última inferior a do bloco de referência.

Em relação a força de avaliação, constatou-se que o bloco com cálice embutido apresentou força última inferior a força de avalia-



ção registrada após a caracterização dos materiais, indicando que o modelo teórico utilizado para o dimensionamento desse tipo de bloco é contra a segurança.

Em relação as deformações medidas nas barras das armaduras dos pilares, verifica-se que a transferência da força oriunda do pilar em direção ao bloco ocorre em parte pela formação da biela de compressão ao longo do cálice, e em parte pela transmissão direta ao fundo do cálice.

Recomenda-se a realização de outros ensaios considerando a existência de rugosidade na interface entre o pilar e o cálice.

# 6. Agradecimentos

Os autores agradecem aos funcionários do Laboratório de Estruturas, ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, e ao CNPq pela bolsa de doutorado concedida ao primeiro autor.

# 7. Referências bibliográficas

- [01] CANHA, R. M. F.;EL DEBS, M. K. Critical analysis of models and recommendations for designing column-base connection by socket of precast concrete structures. IBRACON Structural Journal, v.2, n.2, p.116-136,June.2006.
- [02] CAMPOS, G. M.; CANHA, R. M. F.; EL DEBS, M. K. Design of precast columns bases embedded in socket foundations with smooth interfaces. IBRACON Structural and Material Journal, v.4, n.2, p.314-323, June.2011.
- [03] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Influence of column cross section and eccentricity of compression load in structural behavior of two pile caps. IBRACON Structural and Material Journal, v.2, n.4, p.306-325, December.2009.
- [04] SOUZA, R. A.; KUCHMA, D. A., PARK, J.; BITTENCOURT, T. N. Adaptable strut-and-tie model for the design and verification of four pile caps. ACI Structural Journal. v. 106, p. 1-9, 2009.
- [05] BUTTIGNOL, T. E. T.; ALMEIDA, L. C. Concrete compressive characteristic strength analysis of pile caps with three piles. IBRACON Structural and Material Journal, v.6, n.1, p.158-177, February. 2013.
- [06] BARROS, R. Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2009.
- [07] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, ABNT. 2006
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.
- [09] BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. Semelles sur piex. Analles d'Institut Techique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, v. 20, n. 230, 1967, p. 223-295, fev;
- [10] AITCIN, P. C. Concreto de alto desempenho, 1 ed. P. 667. São Paulo,2000;

- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto. Rio de Janeiro, 2008.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.



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

# Experimental evaluation of the prevention methods for the interface between masonry infill walls and concrete columns

# Avaliação experimental dos métodos de prevenção de fissuras na interface alvenaria de vedação e pilar de concreto



A. P. TRAMONTIN <sup>a</sup> andre\_penteado@yahoo.com.br

A. L. MORENO JUNIOR <sup>b</sup> almoreno@fec.unicamp.br

C. R OLIVEIRA <sup>c</sup> claytonreisoliveira@hotmail.com

# Abstract

Cracks that form at the interfaces between masonry structures are common uncontrolled occurrences in buildings. Numerous methods have been proposed by the construction industry to address this problem. Cracks continuously form in the joints between concrete columns and masonry infill walls. In this study, the most common methods for preventing these types of cracks were evaluated in laboratory experiments. Column masonry models were constructed using different types of joints between concrete columns and masonry infill walls, such as steel bars and steel mesh. The efficiency of each type of joint method was evaluated by performing direct tensile tests (pullout tests) on the models and monitoring the evolution of the crack opening in the joint between the column and wall, as a function of load applied to the model. The results from this study indicate that the model composed of "electrowelded wire mesh without steel angles" is the best model for controlling cracking in the joints between concrete columns and masonry infill walls.

Keywords: masonry, cracks, electrowelded metallic screen.

# Resumo

As fissuras na interface alvenaria/estrutura são ocorrências patológicas comuns nas edificações e muitos são os métodos propostos pela indústria da construção que prometem evitar este problema. De caráter recorrente encontram-se as fissuras na ligação pilar de concreto e parede de alvenaria. Neste trabalho, são avaliados, em laboratório, os métodos mais usuais de prevenção deste tipo de fissura. Modelos pilar/alvenaria foram construídos utilizando-se diferentes tipologias de ligação entre o pilar de concreto e a parede de alvenaria, desde o usual "ferro cabelo" até telas de aço. A eficiência de cada um destes métodos de ligação foi avaliada por intermédio de ensaio dos modelos à tração direta, com o monitoramento da evolução da abertura da fissura na ligação pilar/parede em função do incremento de carga aplicada ao modelo. Os resultados desta pesquisa indicaram o modelo composto por "tela metálica eletrossoldada, e sem cantoneira de aço", como a melhor técnica de controle da fissuração na ligação pilar de concreto e parede de alvenaria, dentre todos os modelos avaliados.

*Palavras-chave:* alvenaria, fissuras, tela eletrosoldada.

<sup>a</sup> UNICAMP, Department of Structures, School of Civil Engineering, Architecture and Urban Planning, andre\_penteado@yahoo.com.br, address: UNICAMP, Departamento de Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo; Rua Saturnino de Brito nº. 135,

Laboratório de Estruturas. CEP: 13083-852, CP 6021, Cidade Universitária Zeferino Vaz s/nº – Distrito de Barão Geraldo, Campinas–SP–Brazil.
 UNICAMP, Department of Structures, School of Civil Engineering, Architecture and Urban Planning, almoreno@fec.unicamp.br, address: UNICAMP, Departmento de Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo; Rua Saturnino de Brito nº. 135, Laboratório de Estruturas.

CEP: 13083-852, CP 6021, Cidade Universitária Zeferino Vaz s/nº –Distrito de Barão Geraldo, Campinas–SP–Brazil.
 <sup>c</sup> UNICAMP, Department of Structures, School of Civil Engineering, Architecture and Urban Planning, claytonreisoliveira@hotmail.com, address:

UNICAMP, Department of Structures, School of Own Engineering, Architecture and Orban Franking, Caytomersonvena@horman.com, address. UNICAMP, Departamento de Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo; Rua Saturnino de Brito nº. 135, Laboratório de Estruturas. CEP: 13083-852, CP 6021, Cidade Universitária Zeferino Vaz s/nº –Distrito de Barão Geraldo, Campinas–SP–Brazil.

Received: 03 Aug 2012 • Accepted: 21 May 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

# 1. Introduction

Due to the soaring housing deficit in Brazil, the accelerated pace of the construction industry has frequently produced unsatisfactory results with regard to building performance. This poor performance is translated into extreme problems that impact the safety and comfort of buildings.

The occurrence of cracks constitutes a recurrent problem in civil construction. According to [1], the primary causes of this recurrence include the lack of professional qualifications, the use of materials that are noncompliant with current standards and specifications, inadequate construction techniques, improper construction management and design failures.

In the case of buildings with reinforced concrete structures and masonry infill walls, the increasing trend of slender building construction contributes to poor building performance. Slender structures produce greater deformations than wide structures.

During deformation, a concrete structure imposes loads on masonry infill walls because they resist structural displacements. The greater the imposed displacements, the greater the probability that the masonry infill walls will be subjected to loads.

A current increase in crack formation in reinforced concrete structures with masonry infill walls indicate that current preventative techniques require adaptation to new performance and behavior criteria (particularly regarding slenderness) for buildings.

Because numerous variables with a significant interdependence are involved, the evaluation of construction methods for the prevention of or reduction in cracks is a complex problem. Load distribution in a masonry infill wall and the physical and mechanical properties of wall components (masonry and bedding mortar elements) are critical variables of this problem.

Due to the large number of variables, the interdependence of these variables and the isolated influence of each variable on the behavior of a wall, the issue of cracking is a classical experimental problem in which new crack prevention techniques are evaluated in a laboratory environment.

Due to technical limitations and exorbitant costs, it is frequently unfeasible to reproduce the real behavior of a masonry infill wall in service situations in a laboratory. In these cases, the use of smallscale models to evaluate the efficiency of crack prevention techniques is a viable alternative.

To contribute experimental results to existing technical literature, various common devices used for preventing cracks, which occur in the joint between the masonry wall and the concrete structure (column), are evaluated using a reduced model in this study. The cited evaluation proposal can be employed to select a technique prior to a laboratory test (in which the actual size of the wall yields a significantly higher cost).

# 2. Cracking in masonry infill walls

A masonry infill wall consists of masonry elements (blocks or solid bricks) joined by bedding mortar joints. These materials possess individual physical and mechanical properties that work together to fulfill the sealing function of a wall.

In terms of performance, the infill wall is expected to be conceived, executed and used according to specific safety, durability, fire-resistant, thermal comfort, acoustic comfort and air tightness criteria. Criteria that are related to aesthetics and cost are also cited factors. When certain requirements are either not considered or are considered according to criteria without appropriate technical/scientific evidence, extreme problems can occur in the masonry infill walls, such as cracking.

Regarding potential causes of cracks, [2] cites deficiencies in the constituent materials, design errors, defects in execution, accidents, use and/or inadequate maintenance as primary contributing factors [2].

The same author [2] classifies the direct causes of cracks in masonry infill walls as follows: foundation movement, excessive structural deformations, temperature variations, humidity variations, execution defects and generic causes, such as cracks from chemical reactions of the materials that comprise the wall to vibrations of the wall. This second classification has proven more useful for the diagnosis and repair of the problem.

Similarly, [3] states that cracks are also attributed to stresses from overloads or to the movements of materials, components or the entire structure.

According to [4], the causes of cracking in the masonry infill walls of tall buildings include the incompatibility of structural deformations compared with the capacity of accommodating deformations and the strength of the vertical seals. Masonry infill walls are either in contact with or supported on structural components (slabs, beams and columns); thus, their strength behaviors are interrelated.

Currently, there is a trend toward a significant increase in cracking in masonry infill walls, which is generated by the incompatibility of deformation between the masonry and the structure. As previously noted by [5] and [6], slender structures are designed with an increased number of beam spans and a decreased number of column sections. These deformable structures impose these deformations on the masonry that covers the structures, which generates stresses that the masonry was not designed to endure. Therefore, the probability of cracking in the wall or in the region of the joint between the wall and the structure increases.

Cracking in the region of the connection between the wall and

Figure 1 – Common Types of Masonry/Column Connection Devices: a) Electrowelded Metallic Mesh, 25×25 mm mesh; b) Electrowelded Metallic Mesh, 15×15 mm mesh; c) Corrugated Strip; d) Perforated Strip and e) Bent Steel bar (7)



Figure 2 – Types of Fixation for the Connecting Devices for Masonry-Column: a) Short Steel Brackets, b) 50 mm Steel Angles, c) 100 mm Steel Angles and d) Steel Pins and Washers (7)



the structure generally occurs when the masonry infill wall resists the cited stresses (from deformations imposed by the deformable structure). However, the joint between the masonry and the structure does not resist these stresses. In this case, cracks appear along the joints (masonry/structure interface).

Currently, numerous techniques for treating the joint between the wall and the structure to prevent cracks or limit their openings to acceptable values are available with regard to the performance of the masonry infill wall. The adoption of metallic reinforcements has been suggested by [7], [8] and [9] to support the stresses acting on the most loaded regions or the control joints, which enable the dissipation of these stresses.

The use of metallic reinforcements to prevent cracking in the joint between the wall and the column, the use of steel bars (bars composed of steel, which are used in reinforced concrete, with thicknesses between 4 and 6 mm) or the use of electrowelded wire mesh composed of small-diameter wires fixed with pins, washers or angles on the concrete column are prevalent in the Brazilian civil construction industry (Figures [1] to [3]).

These methods have proved inefficient. Thus, the objective of this study was to evaluate the efficiency of these methods in preventing cracks that occur between the masonry infill wall and the concrete column using laboratory experiments.

### 3. Materials and experimental program

Techniques for the prevention of cracking, which can occur in the joint between the masonry infill wall and the concrete column, comprise connection devices composed of steel bars or galvanized electrowelded wire mesh. The evaluated techniques are currently employed by the Brazilian civil construction industry.

The fixation procedure of the steel bars in the columns entailed inserting the bar into previously drilled holes in the columns and anchoring them with adhesive epoxy. In the case of the mesh, two procedures were evaluated: fixations with pins and washers and fixations with metallic angles.

Fixation of the connection devices (steel bar and mesh) on the masonry infill walls was accomplished by anchoring these devices

to the laying joints. Previous pullout tests of the joints, with anchoring lengths of 30 cm or 40 cm, indicated that an anchoring length of 40 cm was the most efficient length. The methodology for these pullout tests is described in the subsequent section.

Another parameter of interest that is analyzed in this study is the efficiency of the increased surface roughness of the column face, which is in contact with the masonry wall. The column face was treated with cement mortar, sand and acrylic adhesive additive.

The following parameters were kept constant in the proposed comparative evaluation: the type of masonry infill (ceramic block with a width of 14 cm, a height of 19 cm and a length of 39 cm) the bedding mortar (industrial mortar), the concrete in the columns and the previous compression stress applied to the masonry.

Connection devices consisting of steel bars with diameters of 5.0 mm and 6.3 mm were evaluated. In the case of the steel mesh, a screen with a square mesh of 15 cm and a wire diameter of 1.65 mm was used.



Considering the previously described variables, the following models were evaluated in the laboratory:

- 5.0 mm steel bar and a pretreated column surface;
- 5.0 mm steel bar and a pretreated column surface;
- 6.3 mm steel bar and a pretreated column surface;
- 6.3 mm steel bar and a pretreated column surface.
- Steel mesh fixed on the column with pins and washers and a pretreated column surface;
- Steel mesh fixed on the column with pins and washers and a pretreated column surface;
- Steel mesh fixed on the column with metallic angles and a pretreated column surface and;
- Steel mesh fixed on the column by angles and an untreated column surface.

For each of these eight models, four samples were created for analyzing by the direct tensile test (pullout test). The methodology of these tests is described in the subsequent section.

The results of the characterization of the materials used in this study are also described. Ceramic block, concrete, bedding mortar, steel bars and mesh were characterized based on their physical and mechanical properties.

3.1 Methodology employed in the pullout tests on the connecting device (steel mesh or bar) for the bedding mortar

The tests were performed to evaluate whether the lengths employed in the construction industry, such as 30 cm or 40 cm, are the most appropriate lengths for anchoring the connecting device (steel bar or mesh) to the laying joint of the masonry walls. For this evaluation, masonry prisms were constructed with two ceramic sealing blocks laid with industrial bagged mortar. Steel bars (5.0 or 6.3 mm) or mesh with lengths of 30 cm or 40 cm were inserted in the laying joints of these prisms.

The test consisted of pulling out the connecting device from the mortar joint. A special device was constructed for this test. The prisms were placed between metallic sheets in the device, which were connected by threaded rods and designed to apply a controlled compression force on the faces of the blocks using a nut tightening system. This test arrangement was required to simulate a service situation to which the masonry walls are subjected, in which the connection devices exert a compression from the weight of the masonry wall.

An estimated compression force of 15 kN was applied to the prisms, which is equivalent to the predicted force in a joint located at the midpoint of a masonry wall with a ceiling height of 3.0 m. The control of this previous joint loading occurred through the instrumentation of the rod bars, in which electrical strain gauges were placed.

Figure [4] illustrates the arrangement of the proposed pullout test and the fixation of the steel plates on large concrete blocks. The horizontal displacement of the system is released on application of the compression force on the blocks. As the nuts are tightened, one set of the plates moves and applies the compression force to the prisms.

Deflectometers were also installed at various points on the block surface and the connecting device (bar or mesh) to obtain the displacement of the anchoring device in this region (Figure [5]). Note that in a real situation, this displacement can result in crack opening, which the technique seeks to prevent.

With the prism appropriately positioned in the device and precompressed, the pullout test was conducted with the connection





device, which was pulled until rupture due to the loss of anchoring (pullout). Figure [6] illustrates the execution of this test for the case of the electrowelded mesh.

# 3.2 Pullout test methodology for the crack prevention models at the interface between the concrete column and masonry wall

Thirty-two samples, which consisted of four samples for each of the eight proposed models, were created in the laboratory.

A concrete column was constructed with a square cross-section containing a width of 20 cm and a length of 50 cm. The connecting devices (bar or mesh) were installed in this column. The steel bar was inserted in previously drilled holes in the column and anchored with adhesive. The mesh was connected to the column with pins and washers or metallic angles.

The prisms, which consisted of two ceramic blocks, were positioned on the side face of the columns with an installed connecting device (bar or mesh). The prisms were positioned such that the connection devices (bar or mesh) were inserted into the laying joint between the blocks, with anchoring lengths of 40 cm (the length that was most efficient in the previously described pullout tests).

In certain models, the column face in contact with the ceramic blocks was treated with mortar containing an acrylic adhesive additive.

The models were positioned on the same device used for the pullout test of the connecting devices and, using a similar arrangement, the prisms were pre-compressed to simulate the situation in service that was previously justified.

After positioned in the equipment, the joints of the models were subjected to a direct traction test as illustrated in Figure [7]. With the prism (wall) fixed to the equipment and the cables connected to the column, the system was pulled until the moment at which an observer 50 cm from the model observed the first crack.

In this test, the evolution of the crack opening in the joint between the column and wall was also evaluated as a function of the load applied to the model. Figure [8] illustrates the positioning of the deflectometers in the region and a scheme used to make the cracks more distinct to the observer: painting of the ceramic blocks with white latex paint.

# 4. Results and discussion

### 4.1 Material characterization tests

The materials, ceramic block, bedding mortar, steel bars with diameters of 5.0 mm and 6.3 mm, electrowelded mesh and concrete were characterized by their physical and mechanical properties according to current Brazilian national standards.

The ceramic block exhibited a compressive strength of 2.11 MPa and 9.32% water absorption.







A yield strength of 837.5 MPa, a yield strain of 0.64% and a elastic modulus of 190.1 GPa was obtained for the steel bar with a diameter of 5.0 mm. A yield strength of 623.5 MPa, a yield strain of 0.54% and a elastic modulus of 181.4 GPa was obtained for the steel bar with a diameter of 6.3 mm. A yield strength of 171.5 MPa was obtained for the electrowelded mesh with a diameter of 1.63 mm. The small columns were fabricated with Portland cement CPIII032 in trace and in volume with a cement-fine aggregate-coarse aggregate ratio of 1:2:3 and an aggregate-to-cement ratio of 0.45. The compressive strength of this mixture, which comprised cylindrical specimens with a diameter of 10 cm and a height of 20 cm, evaluated after curing for 28 days was 32 MPa.

# 4.2 Anchoring of the connecting device (steel bar or mesh)

Figure [10] shows the results for the displacement of the CA-50 steel bars with diameters of 5.0 mm and 6.3 mm and for the galvanized electrowelded wire mesh, with a square mesh of 15 mm and a wire diameter of 1.65 mm. The evaluated anchoring lengths consisted of 30 cm and 40 cm.

The compressive strength of the bedding mortar specimens, which consisted of cylindrical specimens with a diameter of 5.0 cm and a height of 10 cm, was 2.05 MPa after curing for 28 days. Six sam-

ples of this same mortar were evaluated and exhibited adherence

The adherence strengths under flexion for five block prisms were

evaluated according to the ASTM E518:2002 procedure (Figure

[9]). An adherence strength of 0.403 MPa was obtained.

strength under traction in the range of 0.413 MPa to 0.672 MPa.





Figure [10] illustrates similar behavior for the three devices. Both of the steel bars and the mesh exhibit significantly higher displacement values for an anchoring length of 30 cm compared with a length of 40 cm. In the case of the 5.0 mm diameter steel bar for a pullout loading equivalent to 450 daN, the displacement value was three times greater than the displacement value obtained for an anchoring length of 40 cm. In an initial analysis that compares the evaluated anchoring lengths, the 40 cm length is determined to be the optimal length, which justifies its use in the execution of the eight proposed models for crack prevention at the interface between the column and wall in this study.



Figure 10 - Results of the pullout test of the connecting devices from the joint of the bedding mortar

Although the evaluated anchoring lengths (30 cm or 40 cm) are prevalent in the Brazilian construction industry for crack prevention methodologies at the interface between the column and the wall, rupture occurred from pullout of the connecting device (bar or mesh) prior to the yield point of the steel in all evaluated samples. This situation may not be appropriate for the prevention system of cracks in the joints between columns and walls due to the crack openings and the displacements of the connecting device in the mortar joint. These values are significant, as indicated by the results shown in Figure [10].

### 4.3 Cracking in the concrete column/masonry wall connecting joint

Figure [11] illustrates the evolution of the values for crack openings in the joint between the column and the wall as a function of the loading in traction applied to the evaluated models, until the occurrence of the first visible crack (opening of approximately 0.1 mm). Figure [11] reveals that the models composed of steel bars with diameters of 5.0 mm and 6.3 mm, with a surface treatment applied to the common face of the column/wall, exhibited identical behavior during the tests. This finding suggests that the use of the 6.3 mm diameter may not produce the smallest crack opening.

Regarding the choice of mesh or steel bar as a connecting device, the results shown in Figure [11] suggest a slight advantage for mesh. In general, the evolution of the crack opening in the joint be-

Figure 12 - Photo of typical rupture in the model without treatment of the column face with mortar containing additives



tween the column and the wall was much more controlled with the use of the mesh, particularly for the models in which the column surface was treated with mortar.

With respect to the efficiency of the treatment of the column face with mortar, a significant improvement in behavior was perceived in relation to the evolution of the crack opening for the models that employed this treatment compared with the same models without the cited treatment of the column face with mortar. The evaluation of the behavior of the models, for any of the evaluated connecting devices (bar or mesh), suggests an efficiency of approximately 40%. The probable increase of the adherence between the column and the wall altered the overall behavior of the joint. Forms of rupture typical to the models both with additive mortar treatment and without additive mortar treatment are illustrated in Figures [12] and [13], respectively.

Regarding the use of the metallic angles for connecting the mesh to the concrete column, the results indicate that their use is not justifiable. In the case of the models in which the column face was treated with mortar and acrylic adhesive, the results of the evolution of the crack opening are similar for both types of evaluated connections. In the case of the models without the a treated column surface, the results demonstrate better efficiency with the use of pins and washers.

The use of angles for connecting the mesh to the concrete column is expected to increase the resistance to crack openings at the interface between the column and wall. This unexpected behavior may be explained by the reduction in length of the pin in the column, as a function of the thickness of the angles, and the use of the smooth pins.

Note that an alternative to the smooth pin used in this study is available to builders for fixation of the steel angles to the column.



This alternate pin is much more expensive than the smooth pin, contains threads and may be more appropriate for fixation of the angle bracket to the column.

# 5. Conclusions

The experimental results for typical crack prevention methods for the interface between the column and the wall suggest the following conclusions:

- 1 An anchoring length of 40 cm for the connecting device (bar or mesh) between the wall and the column is more efficient in the prevention of eventual cracking in the interface between the column and the wall compared with an anchoring length of 30 cm.
- 2 By using acrylic adhesive, the mortar treatment on the column face in contact with the wall can considerably improve the efficiency of the crack prevention methods for the evaluated column/wall.
- 3 When the contact face of the column/wall was treated with roughcast mortar and acrylic adhesive, the steel bars exhibited limited performance compared with the galvanized electrowelded wire mesh.
- 4 Similar performances for the connecting device (steel bar) were achieved for connecting bars with diameters of 5.0 mm or 6.3 mm.
- 5 The use of metallic angles instead of pins and washers in the fixation of the screen to the column did not result in the expected performance with respect to greater control of the opening of a crack in the joint between the column and wall.
- 6 Among the crack prevention techniques in the joint between the column and wall evaluated in this study, the method that demonstrated optimal efficiency for controlling crack openings was the technique consisting of a galvanized electrowelded wire mesh with a square mesh of 15 mm and a wire diameter of 1.65 mm fixed with pins and washers (without steel angles), in which the column face was treated with roughcast mortar containing additives.

# 6. Bibliographic references

- [01] THOMAZ, E. Patologia. Manual técnico de alvenaria. Associação Brasileira de Construção Industrializada – ABCI. São Paulo, 1990, p. 97–117.
- [02] SABBATINI, F.H. O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico-calcárea. São Paulo, 1984, Masters Dissertation – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, p. 298.
- [03] THOMAZ, E. Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação. 6th edition. São Paulo: Editora Pini, EPUSP e Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 2001. 193p.
- [04] FRANCO, L.S.; BARROS, M.M.S.B.; SABBATINI, F.H. Desenvolvimento de um método construtivo de alvenaria de vedação de blocos de concreto celular autoclavados. EPUSP/SICAL. EPUSP, São Paulo. 1994, p. 132.
- [05] JUNGINER, M.; SABATINI, F.H. Correção de fissuras na interface alvenaria/estrutura – um estudo de caso. São Paulo, 2004.
- [06] MEDEIROS, H. Alerta! Deformações excessivas:

edifícios expõem patologias de todo tipo na alvenaria. Por que as estruturas estão deformando como nunca? Thécne, São Paulo, 2005, v. 97, n. 13, p. 48.

- [07] MEDEIROS, J.S.; FRANCO L.S.. O uso de telas metálicas eletrosoldadas como armadura e ancoragem de paredes de vedação [The use of electrowelded wire mesh as reinforcement and anchoring for infill walls]. EPUSP / MORLAN Agreement. São Paulo, 1999, p. 46.
- [08] SOUZA, R. et al. Qualidade na aquisição de materiais e execução de obra [Quality in materials acquisition and work execution]. São Paulo: Editora Pini, 1996, p. 275.
- [09] PFEFFERMAN, O.; HASELTINE, B.A. El desarrollo de armaduras para tendeles a lo longo de dos décadas [The development of bed joint reinforcement over two decades]. Eduardo Torrojas Institute. Construction Reports, v. 44, n. 421, September/October, 1992, p. 27–34.



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

# Experimental evaluation of the prevention methods for the interface between masonry infill walls and concrete columns

# Avaliação experimental dos métodos de prevenção de fissuras na interface alvenaria de vedação e pilar de concreto



A. P. TRAMONTIN <sup>a</sup> andre\_penteado@yahoo.com.br

A. L. MORENO JUNIOR <sup>b</sup> almoreno@fec.unicamp.br

C. R OLIVEIRA <sup>c</sup> claytonreisoliveira@hotmail.com

# Abstract

Cracks that form at the interfaces between masonry structures are common uncontrolled occurrences in buildings. Numerous methods have been proposed by the construction industry to address this problem. Cracks continuously form in the joints between concrete columns and masonry infill walls. In this study, the most common methods for preventing these types of cracks were evaluated in laboratory experiments. Column masonry models were constructed using different types of joints between concrete columns and masonry infill walls, such as steel bars and steel mesh. The efficiency of each type of joint method was evaluated by performing direct tensile tests (pullout tests) on the models and monitoring the evolution of the crack opening in the joint between the column and wall, as a function of load applied to the model. The results from this study indicate that the model composed of "electrowelded wire mesh without steel angles" is the best model for controlling cracking in the joints between concrete columns and masonry infill walls.

Keywords: masonry, cracks, electrowelded metallic screen.

# Resumo

As fissuras na interface alvenaria/estrutura são ocorrências patológicas comuns nas edificações e muitos são os métodos propostos pela indústria da construção que prometem evitar este problema. De caráter recorrente encontram-se as fissuras na ligação pilar de concreto e parede de alvenaria. Neste trabalho, são avaliados, em laboratório, os métodos mais usuais de prevenção deste tipo de fissura. Modelos pilar/alvenaria foram construídos utilizando-se diferentes tipologias de ligação entre o pilar de concreto e a parede de alvenaria, desde o usual "ferro cabelo" até telas de aço. A eficiência de cada um destes métodos de ligação foi avaliada por intermédio de ensaio dos modelos à tração direta, com o monitoramento da evolução da abertura da fissura na ligação pilar/parede em função do incremento de carga aplicada ao modelo. Os resultados desta pesquisa indicaram o modelo composto por "tela metálica eletrossoldada, e sem cantoneira de aço", como a melhor técnica de controle da fissuração na ligação pilar de concreto e parede de alvenaria, dentre todos os modelos avaliados.

*Palavras-chave:* alvenaria, fissuras, tela eletrosoldada.

<sup>a</sup> UNICAMP, Department of Structures, School of Civil Engineering, Architecture and Urban Planning, andre\_penteado@yahoo.com.br, address: UNICAMP, Departamento de Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo; Rua Saturnino de Brito nº. 135,

Laboratório de Estruturas. CEP: 13083-852, CP 6021, Cidade Universitária Zeferino Vaz s/nº – Distrito de Barão Geraldo, Campinas–SP–Brazil.
 UNICAMP, Department of Structures, School of Civil Engineering, Architecture and Urban Planning, almoreno@fec.unicamp.br, address: UNICAMP, Departmento de Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo; Rua Saturnino de Brito nº. 135, Laboratório de Estruturas.

CEP: 13083-852, CP 6021, Cidade Universitária Zeferino Vaz s/nº –Distrito de Barão Geraldo, Campinas–SP–Brazil.
 <sup>c</sup> UNICAMP, Department of Structures, School of Civil Engineering, Architecture and Urban Planning, claytonreisoliveira@hotmail.com, address:

UNICAMP, Department of Structures, School of Own Engineering, Architecture and Orban Franking, Caytomersonvena@horman.com, address. UNICAMP, Departamento de Estruturas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo; Rua Saturnino de Brito nº. 135, Laboratório de Estruturas. CEP: 13083-852, CP 6021, Cidade Universitária Zeferino Vaz s/nº –Distrito de Barão Geraldo, Campinas–SP–Brazil.

Received: 03 Aug 2012 • Accepted: 21 May 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

### 1. Introdução

O ritmo acelarado da indústria da construção, numa corrida contra o crescente déficit habitacional no País, tem gerado resultados muitas vezes insatisfatórios quanto ao desempenho das edificações. Este mau desempenho é traduzido em problemas patológicos, que prejudicam a utilização segura e confortável destas edificações.

Dentre as patologias recorrentes na construção civil, encontram--se as fissuras. Segundo [1], fatores como a falta de qualificação profissional, a utilização de materiais fora das especificações, o emprego inadequado ou equivocado de técnicas de construção, a falta de fiscalização na execução da obra e falhas de projeto podem ser colocados como causas principais desta recorrência.

No caso das edificações com estrutura em concreto armado e fechamento em alvenaria, vale acrescentar aos fatores causadores do mau desempenho, a tendência crescente à construção de estruturas cada vez mais esbeltas. Quando mais esbeltas as estruturas, maiores serão suas deformações.

Ao deformar-se, a estrutura de concreto faz com que a parede de alvenaria de vedação seja solicitada ao oferecer resistência aos deslocamentos impostos pela estrutura. Quanto maior os deslocamentos impostos, mais solicitadas estarão as paredes de vedação. O atual incremento do problema patológico da fissuração, nas edificações com estruturas em concreto armado e fechamento em alvenaria, pode indicar que as atuais técnicas de prevenção do problema carecem de adaptação aos novos critérios de desempenho e de comportamento (principalmente em relação à esbeltez) das edificações.

Entretanto, tantas são as variáveis envolvidas, e tamanha é a dependência destas variáveis umas com as outras, que o estudo de métodos construtivos para evitar fissuras, ou torná-las imperceptíveis, revela-se um problema bem mais complexo do que possa aparentar, em uma primeira análise. A distribuição das solicitações na parede de alvenaria e as propriedades físicas e mecânicas dos componentes da parede (elemento de alvenaria e argamassa de assentamento) podem ser colocados como variáveis importantes deste problema.

Este número elevado de variáveis envolvidas no problema, aliado à interdependência entre as mesmas e aos resultados, ainda inconclusivos, da influência isolada, de cada uma delas no comportamento da parede quanto à fissuração, fazem do estudo em questão um clássico problema de cunho experimental, onde novas técnicas de prevenção de fissuras são avaliadas em ambientes de laboratório.

Na citada avaliação em laboratório, por limitações técnicas e de custos, muitas vezes não é possível a reprodução do comportamento real da parede de alvenaria em situação de serviço. Nestes casos, avaliações da eficiência destas técnicas de prevenção de fissuras em modelos de menor escala podem ser uma alternativa. Desta maneira, neste trabalho, como forma de contribuição ao meio técnico, na forma de resultados experimentais, são avaliados, em modelo reduzido, vários dispositivos usuais de prevenção à fissuração que ocorre na junta de ligação entre a parede de alvenaria e a estrutura de concreto (pilar). A citada proposta de avaliação, a princípio, pode ser empregada para o descarte inicial de uma técnica, em detrimento a uma outra, em eventual seleção preliminar ao teste, de custo bem mais elevado, da parede em tamanho real, em laboratório.

### 2. A fissuração em paredes de alvenaria de vedação

A parede de alvenaria de vedação é constituída por elementos de alvenaria (blocos ou tijolos maciços) unidos por juntas de argamassa de assentantamento. Estes mateirais, com propriedades físicas e mecânicas individuais, devem trabalhar em conjunto de forma que a parede cumpra sua função de vedação.

Em termos de desempenho, espera-se que uma parede de vedação seja concebida, executada e utilizada, segundo critérios específicos de segurança, de durabilidade, de resistência ao fogo, de conforto térmico e acústico e de estanqueidade. Acrescente-se, logicamente, aos citados fatores, critérios que dizem respeito à estética e a economia.

Quando alguns desses requisitos não são considerados ou, até mesmo, considerados segundo critérios ainda sem a devida comprovação técnico/científica, fatalmente ocorrerão problemas patológicos nas alvenarias de vedação. Um dos problemas é a fissuração.

Avaliando as causas primárias responsáveis pelas fissuras, [2] cita: deficiência dos materiais constituintes; erros de projetos; defeitos de execução; acidentes e utilização e/ou manutenção inadequada.

O mesmo autor [2] classifica ainda, como causas imediatas das fissuras em alvenarias de vedação: movimento das fundações; deformações estruturais excessivas; variações de temperatura; variações de umidade; defeitos de execução e, por fim, causas genéricas como aquelas fissuras advindas de reações químicas dos materiais constituintes da parede, vibrações da própria parede, etc. Esta segunda classificação mostra-se mais útil quanto ao diagnóstico e reparação do problema.

Na mesma linha de identificação das causas da fissuração, [3] afirma que as fissuras são provocadas por tensões oriundas da atuação de sobrecargas ou de movimentações de materiais, dos componentes ou da obra como um todo.

Figura 1 – Tipos usuais de dispositivos de ligação alvenaria/pilar: a) tela metálica eletro-soldada, malha 25x25 mm; b) tela metálica eletro-soldada, malha 15x15 mm; c)fita corrugada; d) fita perfurada; e) ferro cabelo dobrado (7)



Figura 2 – Tipos de fixação dos dispositivos de ligação alvenaria-pilar: a) cantoneiras curtas de aço;
b) cantoneiras de aço de 50 mm; c) cantoneiras de aço de 100 mm; d) pinos e arruelas de aço (7)



Segundo [4], das causas atribuídas à fissuração em paredes de vedação de edifícios altos, destaca-se a incompatibilidade das deformações da estrutura em comparação com a capacidade de acomodar deformações e a resistência das vedações verticais. As alvenarias de vedação estão em contato ou apoiadas sobre os componentes da estrutura (lajes, vigas e pilares), logo devem ter comportamentos resistentes inter-relacionados.

Atualmente, existe uma tendência ao incremento ainda mais acentuado desta fissuração na parede de alvenaria de vedação, gerada pela incompatibilidade de deformação entre alvenaria/estrutura. Como já alertado por [5], e também por [6], projetam-se estruturas cada vez mais esbeltas, com incremento dos vãos das vigas e diminuição da seção dos pilares. Estas estruturas, mais deformáveis, acabam por impor estas deformações às alvenarias que as circunvizinham, gerando tensões para as quais as alvenarias não foram projetadas e, desta forma, aumentando a probabilidade de ocorrência de fissuração na parede ou na região de ligação desta com a estrutura (junta).

A fissuração na região de ligação entre parede/estrutura ocorre geralmente, quando a parede de alvenaria resiste às citadas tensões (advindas das deformações impostas pela estrutura deformável), mas a ligação entre a alvenaria e a estrutura não resiste. Neste caso, podem surgir fissuras ao longo das juntas (interface alvenaria/estrutura).

Existem, atualmente, muitas técnicas de tratamento da citada junta de ligação parede/estrutura para prevenir fissuras ou limitar sua abertura a valores aceitáveis quanto ao desempenho da parede de alvenaria de vedação. Nesta linha, encontram-se as sugestões de [7], [8] e [9], de se adotar reforços metálicos como suporte das tensões atuantes nas regiões mais solicitadas, ou juntas de controle, permitindo que estas tensões sejam dissipadas.

No caso de emprego de reforços metálicos, como forma de prevenção das fissuras na ligação parede/pilar, tem sido comum, na indústria da construção civil nacional, o emprego dos chamados "ferros cabelo" (barras de aço para concreto armado de espessura entre 4 a 6 mm) ou o emprego de telas metálicas eletro-soldadas de arame de pequenos diâmetros, fixadas com pinos, arruelas ou cantoneiras no pilar de concreto (Figuras [1] a [3]). Estes métodos, em muitos casos patológicos, não tem se mostrado eficientes. Avaliar, em laboratório, a eficiência destes métodos de prevenção das fissuras entre parede de alvenaria e pilar de concreto foi o objetivo deste trabalho.

### 3. Materiais e programa experimental

As técnicas avaliadas de prevenção da fissura, que pode ocorrer na junta de ligação da parede de alvenaria e pilar de concreto, foram as constituídas por dispositivos de ligação formados por barras de aço ("ferro cabelo") ou por tela metálica eletro-soldada galvanizada. Observa-se que as técnicas aqui avaliadas são de uso corrente, atualmente, na indústria da construção civil nacional. Na fixação das barras de aço nos pilares foi empregada metodologia usual deste procedimento, com a barra sendo inserida em furação prévia nos pilares e ancorada com adesivo epóxi. No caso das telas, dois procedimentos foram avaliados: a fixação com pinos e arruelas e a fixação por intermédio de cantoneiras metálicas.



A fixação dos dispositivos de ligação (ferro cabelo e tela), nas paredes de alvenaria, se deu por ancoragem destes dispositivos nas juntas de assentamento. Ensaios prévios de arrancamento do dispositivo das juntas, com comprimentos de ancoragem de 30 cm ou de 40 cm, indicaram a ancoragem de 40 cm como a mais eficiente. A metodologia destes ensaios de arrancamento está descrita a seguir. Outro parâmetro de interesse, analisado neste trabalho, foi a eficiência do incremento de rugosidade superficial da face do pilar em contato com a parede de alvenaria. A face do pilar em questão foi tratada com argamassa de cimento e areia, aditivada com adesivo acrílico.

Logicamente, alguns parâmetros foram mantidos constantes na avaliação comparativa proposta, quais sejam: o tipo de alvenaria de vedação (bloco cerâmico de 14 cm de largura, 19 cm de altura e 39 cm de comprimento), a argamassa de assentamento (argamassa industrializada), o concreto de execução dos pilares e a tensão prévia de compressão aplicada à alvenaria.

O dispositivo de ligação constituído por barras de aço, conhecido como "ferro cabelo", foi avaliado nos diâmetros de 5.0 mm e 6.3 mm. No caso da tela de aço, foi empregada tela com malha quadrada de 15 cm e diâmetro dos fios de 1.65 mm.

Em resumo, considerando as variáveis descritas, foram avaliados, em laboratório, os seguintes modelos:

- barra de aço com 5.0 mm e superfície do pilar com tratamento prévio;
- barra de aço com 5.0 mm e superfície do pilar sem tratamento prévio;
- barra de aço com 6.3 mm e superfície do pilar com tratamento prévio;
- barra de aço com 6.3 mm e superfície do pilar sem tratamento prévio;

- tela de aço fixada no pilar por pinos e arruelas, superfície do pilar com tratamento;
- tela de aço fixada no pilar por pinos e arruelas, superfície do pilar sem tratamento;
- tela de aço fixada no pilar por cantoneiras metálicas e superfície do pilar com tratamento, e;
- tela de aço fixada no pilar por cantoneiras e superfície do pilar sem tratamento.

Para cada um destes oito modelos foram executadas quatro amostras, que foram ensaiadas à tração direta ("Pullout Test"). A metodologia destes ensaios está descrita a seguir.

Apresentados a seguir, também estão os resultados de caracterização dos materiais utilizados nesta pesquisa. Bloco cerâmico, concreto, argamassa de assentamento, barras e tela de aço foram caracterizados em relação às propriedades físicas e mecânicas de interesse no trabalho.

3.1 Metologia empregada nos ensaios de arrancamento do dispositivo de ligação (tela ou barra de aço) da argamassa de assentamento

Esses ensaios foram executados com o objetivo de se avaliar qual dos comprimentos usualmente empregados na indústria da construção, 30 cm ou 40 cm, seria o mais adequado para a ancoragem do dispositivo de ligação (barra de aço ou tela) na junta de assentamento das paredes de alvenaria.

Para esta avaliação foram executados prismas de alvenaria constituídos por dois blocos cerâmicos de vedação, assentados com argamassa industrializada ensacada. Na junta de assentamento desses prismas foram inseridas as barras (de 5.0 ou





6.3 mm) ou a tela de aço, nos comprimentos de 30 cm ou de 40 cm.

O ensaio consistia do arrancamento do dispositivo de ligação da junta de argamassa. Um equipamento especial foi construído para este ensaio. Nele, os prismas foram dispostos entre chapas metálicas, conectadas por tirantes rosqueados e instrumentados que, por sistema de aperto com porcas, aplicavam esforço controlado de compressão nas faces dos blocos. Este arranjo de ensaio foi necessário para simular uma situação em serviço das paredes de alvenaria, onde os dispositivos de ligação tem uma compressão prévia, proveniente do peso próprio da parede de alvenaria.

O esforço de compressão aplicado nos prismas foi estimado em 15 kN, equivalente ao que ocorreria em ligação localizada a meia altura de parede de alvenaria com pé-direito de 3,0 m. O controle deste carregamento prévio da ligação ocorreu via instrumentação das barras dos tirantes, nos quais foram colados extensômetros elétricos.

A Figura [4], ilustra o arranjo de ensaio de arrancamento proposto. Nesta figura nota-se a fixação das chapas de aço em grandes blocos de concreto. O deslocamento horizontal do sistema é liberado no instante da aplicação do esforço de compressão aos blocos. A medida que as porcas vão sendo apertadas, um dos conjuntos de placas se movimenta e aplica o esforço de compressão aos prismas.

Também foram instalados defletômetros em pontos localizados na superfície do bloco e no dispositivo de ligação (barra ou tela) de forma a se obter o deslocamento do dispositivo de ancoragem nesta região (Figura [5]). Vale observar que este deslocamento, em situação real, pode ser traduzido em abertura da fissura, que a técnica em questão deseja evitar.

Com o prisma devidamente posicionado no equipamento, e devidamente pré-comprimido, procedeu-se o ensaio de arrancamento do dispositivo de ligação, que foi tracionado até a ruptura por perda de ancoragem (arrancamento). A Figura [6] ilustra a execução deste ensaio para o caso da tela eletro-soldada. 3.2 Metodologia dos ensaios à tração direta dos modelos de prevenção de fissuras na interface pilar de concreto e parede de alvenaria

Todas as trinta e duas amostras, quatro para cada um dos oito modelos propostos, foram executadas em laboratório.

Um pilar de concreto, com seção transversal quadrada de lado igual a 20 cm e comprimento de 50 cm, foi executado. Neste pilar, os dispositivos de ligação (barra ou tela) foram instalados. No caso da barra de aço (ferro cabelo), a mesma foi inserida em furação prévia no pilar e ancorada com adesivo. No caso da tela, a mesma foi ligada ao pilar por intermédio de pinos e arruelas ou por intermédio de cantoneiras metálicas.

Na face lateral dos pilares, cujo dispositivo de ligação estava ins-







Figura 8 – Detalhe da instrumentação dos modelos, com defletômetro para registro da evolução da abertura da fissura na junta pilar/parede. Detalhe de pintura dos blocos de alvenaria com tinta branca



talado (barra ou tela), foram posicionados os prismas, constituídos por dois blocos cerâmicos. Os prismas foram posicionados de forma que os dispositivos de ligação (barra ou tela) ficassem inseridos na junta de assentamento entre os blocos, com comprimentos de ancoragem de 40 cm; comprimento que se mostrou mais eficiente nos ensaio prévios de arrancamento, anteriormente descritos.

Em alguns modelos, a face do pilar, em contado com os blocos cerâmicos, foi tratada com argamassa aditivada com adesivo acrílico. Os modelos foram posicionados no mesmo equipamento utilizado para o ensaio de arrancamento dos dispositivos de ligação e, em arranjo semelhante, os prismas foram pré-comprimidos, de maneira a simular-se situação em serviço já justificada.

Posicionados no equipamento, os modelos foram ensaiados à tração direta da ligação, conforme ilustrado na Figura [7]. Com o prisma (parede) fixado ao equipamento, e por intermédio de cabos conectados ao pilar, tracionou-se o sistema até o instante em que o observador, distante 50 cm do modelo e a olho nú, observasse uma primeira fissura. Neste ensaio também foi avaliada a evolução da abertura da fissura na junta pilar/parede, em função do carregamento aplicado ao modelo. A Figura [8] ilustra o posicionamento de defletômetros na região, bem como o artifício empregado para tornar mais evidente, ao observador, as fissuras: pintura dos blocos cerâmicos com tinta latex branca.

# 4. Resultados e discussões

### 4.1 Ensaios de caracterização dos materiais

Os materiais, bloco cerâmico, argamassa de assentamento, barras de aço de 5.0 mm e 6.3 mm de diâmetro, tela eletro-soldada e concreto foram caracterizados em relação às propriedades físicas e mecânicas de interesse e de acordo com normatização nacional vigente. Figura 9 - Detalhe do ensaio de avaliação da resistência de aderência da argamassa na flexão. prisma de blocos cerâmicos posicionado para o ensaio





Figura 10 - Resultados do ensaio de arrancamento dos

O bloco cerâmico apresentou resistência à compressão de 2,11 MPa e absorção de água de 9,32%.

A resistência à compressão da argamassa de assentamento, avaliada aos 28 dias de idade e em corpos de prova cilíndricos de 5,0 cm de diâmetro e 10 cm de altura, foi de 2,05 MPa. Esta mesma argamassa apresentou resistência de aderência à tração, avaliada em seis amostras, variando de 0,413 MPa a 0,672 MPa. A resistência de aderência na flexão foi avaliada em prismas de 5

blocos, segundo procedimento da ASTM E518:2002 (Figura [9]). O valor obtido para esta resistência de aderência foi de 0,403 MPa. A barra de aço de 5.0 mm de diâmetro apresentou resistência ao



escoamento de 837,5 MPa, deformação de início de escoamento de 0,64% e módulo de deformação de 190,1 GPa.

A barra de aço de 6.3 mm de diâmetro apresentou resistência ao escoamento de 623,5 MPa, deformação de início de escoamento de 0,54% e módulo de deformação de 181,4 GPa.

A tela eletro-soldada, de diâmetro 1,63 mm, apresentou resistência ao escoamento de 171,5 MPa.

O concreto para fabricação dos pequenos pilares foi executado com Cimento Portland CPIII-32, no traço, em volume, 1:2:3 (cimento, agregado miúdo, agregado graúdo) e com relação a/c de 0,45. A resistência à compressão desta mistura, avaliada aos 28 dias de idade, em corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura foi de 32 MPa.

### 4.2 Ancoragem do dispositivo de ligação (barra ou tela de aço)

A Figura [10] apresenta resultados do deslizamento para as barras de aço CA-50, diâmetros de 5.0 mm e 6.3 mm, e para a tela metálica eletro-soldada galvanizada, malha quadrada de 15 mm e diâmetro do fio de 1.65 mm. Os comprimentos de ancoragem avaliados foram os usuais, de 30 cm e de 40 cm.

Analisando a Figura [10], nota-se um comportamento semelhante para os três dispositivos avaliados. Tanto as barras de aço quanto a tela apresentaram valores de deslizamento muito superiores para o comprimento de ancoragem de 30 cm, quando comparados

Figura 12 – Detalhe típico de ruptura do modelo sem tratamento da face do pilar com argamassa aditivada



ao comprimento de 40 cm. No caso da barra de aço de 5.0 mm de diâmetro, para um carregamento de arrancamento igual a 450 daN, como exemplo, o valor de deslizamento foi 3 vezes superior ao obtido para o comprimento de ancoragem de 40 cm.

Desta forma, em primeira análise, no confronto direto entre os comprimentos de ancoragem avaliados, o comprimento de 40 cm leva vantagem; justificando seu emprego na execução dos oito modelos propostos de prevenção de fissura na interface pilar/parede deste trabalho.

Entretanto, é valido observar que, embora os comprimentos de ancoragem avaliados (30 cm ou 40 cm) sejam de emprego corrente na indústria da construção nacional, em metodologias de prevenção de fissuras na interface pilar/parede, em todos as amostras avaliadas a ruptura se deu por arrancamento do dispositivo de ligação (barra ou tela), antes que ocorresse o escoamento do aço. Esta situação pode não ser uma situação adequada de projeto para o sistema de prevenção da fissura na ligação pilar/parede, pois, logicamente, acrescenta aos valores de abertura desta fissura os valores correspondentes ao deslizamento do dispositivo de ligação na junta de argamassa; valores estes que não são desprezíveis, como pode ser observado nos resultados apresentados na Figura [10].

### 4.3 Fissuração na junta de ligação pilar de concreto/parede de alvenaria

A Figura [11] ilustra a evolução dos valores de abertura da fissura na ligação pilar/parede, em função do carregamento de tração aplicado aos modelos avaliados, até o surgimento da primeira fissura visível a olho nú (abertura em torno de 0.1 mm).

Analisando os resultados apresentados na Figura [11], nota-se que os modelos executados com as barras de aço de diâmetros 5.0 mm e 6.3 mm, com tratamento superficial da face comum pilar/ parede, tiveram comportamento praticamente idêntico durante os



ensaios. Este fato pode sugerir que a utilização do diâmetro de 6.3 mm, em detrimento ao de 5.0 mm, pode não resultar na pretendida menor abertura da fissura em análise.

No que diz respeito à opção por tela ou barra de aço, como dispositivo de ligação, os resultados apresentados na Figura [11] sugerem uma ligeira vantagem para o emprego da tela. No geral, a evolução da abertura da fissura na junta pilar/parede foi bem mais controlada com o emprego das telas, com destaque para os modelos com tratamento da superfície do pilar com argamassa.

Da mesma forma, analisando a Figura [11], no que diz respeito à eficiência do tratamento da face do pilar com argamassa, percebe-se significativa melhora de comportamento, em relação à evolução da abertura da fissura, para os modelos com este tratamento, quando comparados aos mesmos modelos sem o citado tratamento da face do pilar com argamassa. A referida avaliação do comportamento dos modelos, para qualquer dos dispositivos de ligação em avaliação (barra ou tela), sugere uma eficiência em torno de 40%. O provável incremento da aderência entre pilar e parede parece ter alterado o comportamento conjunto da ligação. Nas Figuras [12] e [13] estão ilustradas formas de ruptura típicas de modelos, respectivamente, sem o tratamento com argamassa aditivada e de modelos com o citado tratamento.

Em relação ao emprego de cantoneira metálica para a ligação da tela ao pilar de concreto, em detrimento à conexão com pinos e arruelas, pode-se afirmar, pelos resultados deste trabalho, que seu emprego não é justificável. No caso dos modelos com tratamento da face do pilar com argamassa e adesivo acrílico, os resultados de evolução de abertura de fissuras são muito próximos para os dois tipos de conexão avaliados e, no caso dos modelos sem o citado tratamento da superfície do pilar, os resultados de-monstram melhor eficiência para o caso de conexão com pinos e arruelas.

Em relação ao relatado no parágrafo anterior, esperava-se que a utilização da cantoneira, para a conexão da tela ao pilar de concreto, aumentasse a resistência à abertura da fissura na interface pilar/ parede. A diminuição do comprimento ancorado do pino no pilar, em função da espessura da cantoneira, e a utilização de pinos lisos pode ser uma resposta a este comportamento inesperado.

Vale observar, que existe à disposição dos construtores nacionais, uma alternativa ao pino liso, empregado neste trabalho na fixação da cantoneira de aço ao pilar. Este outro pino, de custo bem mais elevado que o liso possui roscas e pode ser mais adequado à fixação da cantoneira no pilar.

# 5. Conclusões

Os resultados obtidos nesta avaliação, em laboratório, de métodos usuais de prevenção da fissura na interface pilar/parede, sugerem algumas conclusões prévias, listadas a seguir.

- 1 O comprimento de 40 cm, quando comparado ao de 30 cm, de ancoragem do dispositivo de ligação (barra ou tela) parede/ pilar é mais eficiente na prevenção de eventual fissura na interface pilar/parede.
- 2 O tratamento de argamassa, com adição de adesivo acrílico, na face do pilar em contato com a parede pode melhorar, consideravelmente, a eficiência dos métodos de prevenção da fissura pilar/parede avaliados.
- 3 As barras de aço tipo "ferro cabelo" apresentam desempenho limitado, quando comparadas às telas metálicas eletro-sol-

dadas galvanizadas, com tratamento da face de contato pilar/ parede com chapisco de argamassa e adesivo acrílico.

- 4 O desempenho do dispositivo de ligação conhecido como "ferro cabelo" foi semelhante para ambos os diâmetros de barra de ligação avaliados, de 5.0 mm ou de 6.3 mm.
- 5 A cantoneira metálica, em substituição aos pinos e arruelas, na fixação da tela ao pilar, não teve desempenho esperado, no que diz respeito a um maior controle da abertura da fissura na ligação pilar/parede.
- 6 Dentre as técnicas de prevenção de fissura na ligação pilar/ parede avaliadas neste trabalho, a que apresentou melhor eficiência no controle da abertura da fissura foi o conjunto constituído por: tela metálica eletro-soldada galvanizada, com malha quadrada de 15 mm e diâmetro do fio de 1.65 mm, fixada por pinos e arruelas (sem cantoneira de aço) e com tratamento da face do pilar com chapisco de argamassa aditivada.

# 6. Referências bibliográficas

- [01] THOMAZ, E. Patologia. Manual técnico de alvenaria. Associação Brasileira de Construção Industrializada – ABCI. São Paulo, 1990, p. 97–117.
- [02] SABBATINI, F.H. O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílico-calcárea. São Paulo, 1984, Masters Dissertation – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, p. 298.
- [03] THOMAZ, E. Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação. 6th edition. São Paulo: Editora Pini, EPUSP e Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 2001. 193p.
- [04] FRANCO, L.S.; BARROS, M.M.S.B.; SABBATINI, F.H. Desenvolvimento de um método construtivo de alvenaria de vedação de blocos de concreto celular autoclavados. EPUSP/SICAL. EPUSP, São Paulo. 1994, p. 132.
- [05] JUNGINER, M.; SABATINI, F.H. Correção de fissuras na interface alvenaria/estrutura – um estudo de caso. São Paulo, 2004.
- [06] MEDEIROS, H. Alerta! Deformações excessivas: edifícios expõem patologias de todo tipo na alvenaria. Por que as estruturas estão deformando como nunca? Thécne, São Paulo, 2005, v. 97, n. 13, p. 48.
- [07] MEDEIROS, J.S.; FRANCO L.S.. O uso de telas metálicas eletrosoldadas como armadura e ancoragem de paredes de vedação [The use of electrowelded wire mesh as reinforcement and anchoring for infill walls]. EPUSP / MORLAN Agreement. São Paulo, 1999, p. 46.
- [08] SOUZA, R. et al. Qualidade na aquisição de materiais e execução de obra [Quality in materials acquisition and work execution]. São Paulo: Editora Pini, 1996, p. 275.
- [09] PFEFFERMAN, O.; HASELTINE, B.A. El desarrollo de armaduras para tendeles a lo longo de dos décadas [The development of bed joint reinforcement over two decades]. Eduardo Torrojas Institute. Construction Reports, v. 44, n. 421, September/October, 1992, p. 27–34.


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

# Floors number influence on the instability parameter of reinforced concrete wall- or core-braced buildings

# Influência do número de pavimentos no parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por paredes ou núcleos de concreto armado



R. J. ELLWANGER <sup>a</sup> rjellwanger@pop.com.br

### Abstract

This work aims to investigate the floors number influence on the instability parameter limit  $\alpha_1$  of buildings braced by reinforced concrete walls and/ or cores. Initially, it is showed how the Beck and König discrete and continuous models are utilized in order to define when a second order analysis is needed. The treatment given to this subject by the Brazilian code for concrete structures design (NBR 6118) is also presented. It follows a detailed analytical study that led to the derivation of equations for the limit  $\alpha_1$  as functions of the floors number; a series of examples is presented to check their accuracy. Results are analyzed, showing the precision degree achieved and topics for continuity of research in this field are indicated.

Keywords: instability, bracing structures, second order analysis.

### Resumo

O presente trabalho tem por objetivo investigar a influência do número de pavimentos no limite  $\alpha_1$  do parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por paredes e/ou núcleos de concreto armado. Inicialmente, é abordada a utilização dos modelos discreto e contínuo de Beck e König na definição da necessidade ou não de se realizar uma análise de segunda ordem; mostra-se também como esta questão é tratada pela norma de projeto de estruturas de concreto (NBR 6118). Na seqüência, apresenta-se um detalhado estudo analítico que levou ao estabelecimento de fórmulas para o limite  $\alpha_1$  em função do número de andares, seguido de uma série de exemplos para testar a validade das mesmas. Os resultados são analisados, mostrando-se o grau de precisão obtido e indicando-se tópicos para a continuidade da pesquisa nesta área.

Palavras-chave: instabilidade, estruturas de contraventamento, análise segunda ordem.

Received: 19 Mar 2013 • Accepted: 21 Aug 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e-mail: rjellwanger@pop.com.br, endereço postal: Rua Marcelo Gama 1189/401, CEP 90540-041, Porto Alegre-RS, Brasil.

### 1. Introduction

### 1.1 Second order effects and instability parameter

When acting simultaneously on a building bracing structure with a certain flexibleness extent, gravity and wind loads may develop additional effects to those usually obtained in a first order linear analysis (in which the equilibrium is verified in the non deformed structure). They are the second order effects, in whose computation the material nonlinear behavior (physical nonlinearity) and the structure deflected shape (geometric nonlinearity) must be considered.

The work of Beck and König [1] provided an important contribution for the development of tall buildings global stability analysis theory. A simplified model for the bracing system of a building with equally spaced floors, shown in figure 1, was adopted. At first, all bracing substructures are grouped in a single column, while all braced elements (bearing elements that don't belong to the bracing system) are replaced by an assemblage of hinged bars, as shown in figure 1-a (discrete model). *W* denotes the wind load applied on each floor, while *P* and *V* are the floor vertical loads, applied on the bracing substructures and braced elements, respectively. The loads *W*, *P* and *V* are considered with their characteristic values.

It can be proved that, when the system distorts laterally, the loads V induce transmission of horizontal forces through the floor members to the bracing system, increasing its bending moments. It can also be proved that this increase is given by the sum of forces V multiplied by the respective floors horizontal displacements. Therefore, in order to compute these bending moments including second order effects, the vertical loads acting on the bracing system are given by its proper P loads added to the braced elements V loads.

Thereafter, in order to make possible to analyze the whole building structure by means of a single differential equation, Beck and König [1] adopted an equivalent approximate continuous system, shown in figure 1-b, with a continuous and uniform distribution of floors, vertical loads (p = P/h and v = V/h) and wind loads (w = W/h). The derivation of this equation originates a constant  $\alpha$ , as a function of the total vertical load, the height  $H_{tot}$  and the bracing system horizontal stiffness *EI*. This constant is defined as the instability parameter, being expressed by:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{(p+v)H_{tot}/EI}$$
 (1)

Beck and König [1] considered this single differential equation suitable for analysis of building structures with three or more floors. Furthermore, they concluded that second order effects may be neglected, provided that they don't represent an increase more than 10% on the first order effects. Studies done after the work of Beck and König [1], related by Vasconcelos [2] and Ellwanger [3], utilized this conclusion in order to establish a criterion defining if a second order analysis will be needed for a given bracing system. The *Comité Euro-International du Béton* recommendations (CEB [4]), an outstanding reference for this subject, preconized that the above mentioned criterion has to be applied comparing the global bending moment absolute values at the bracing system support  $M^{+}$  (considering only first order effects) and  $M^{+}$  (including second order effects), as stated below:

$$M^{II} \leq 1.1 M^{I}$$
 (2)



When  $M^{\parallel}$  and  $M^{\parallel}$  are expressed in function of the system loading and horizontal stiffness, the instability parameter  $\alpha$ , given by (1), becomes limited to particular values. The next section presents the treatment given to this subject by the present Brazilian code for concrete structures design (ABNT [5]).

Although not belonging to this work purpose, a mention deserves to be done to a computer aid method, based on the moment amplification factor  $\gamma_{z}$ . Presented in 1991 by Franco and Vasconcelos [6], it also applies the criterion of 10% increase in relation to first order effects, to define if a second order analysis is or not needed; however, in this case it is done for each combination of horizontal and vertical loads. Furthermore, under certain conditions, this method may itself constitute a second order analysis. These features caused this method to be rapidly disseminated and largely employed in buildings structures design. Nowadays, a great variety of powerful structural analysis programs is available, allowing an accurate modeling of building structures. Nevertheless, due to its simplicity, the method based on the instability parameter is frequently used in the preliminary design stages, especially in estimating the bracing system stiffness.

### 1.2 ABNT NBR 6118 prescriptions

The NBR 6118 code adopted the fundamental idea presented in [1] and [4], on determining in its section 15 that second order global effects are negligible when lower than 10% of the respective first order effects (fixed nodes structure). In order to "verify the possibility of dispensing the consideration of second order global efforts, in other words, to define if the structure may be classified as a fixed nodes one, without the need of a rigorous analysis", ABNT [5] presents two approximate procedures, respectively based on the instability parameter and the  $\gamma_z$  factor. The first one just consists of the Beck and König [1] criterion application and determines that: "A symmetrical framed structure may be considered as a fixed nodes one, if its instability parameter  $\alpha$  will be lesser than the value of  $\alpha_1$ , according to the expressions":



"*n* is the number of horizontal bars levels (floors) above the foundation or a slightly displaceable subsoil level.  $H_{tot}$  is the structure total height, measured from the foundation top or from a slightly displaceable subsoil level.  $N_k$  is the summation of all vertical loads acting on the structure (above the level considered for  $H_{tot}$  computation), with their characteristic values.  $E_{cs}I_c$  represents the summation of all columns stiffness values in the considered direction.  $I_c$  is the moment of inertia considering the columns gross sections.  $E_{cs}$  is the secant elasticity modulus, expressed by:"

$$E_{CS} = 0.85 E_{Ci} = 0.85 \times 5600 f_{ck}^{1/2}$$
 (5)

 $E_{\rm cs}$ ,  $E_{\rm ci}$  (tangent elasticity modulus) and  $f_{\rm ck}$  (concrete compressive characteristic strength) are given in MPa. Furthermore, the NBR 6118 code determines different  $\alpha_1$  values, depending on the bracing structure type: "The limit value  $\alpha_1 = 0.6$ , prescribed for  $n \ge 4$ , is generally applicable to building usual structures. It may be adopted for wall-columns assemblages and rigid frames associated to wall-columns. It may be increased until  $\alpha_1 = 0.7$  in the case of bracing systems composed exclusively by wall-columns and must be reduced to  $\alpha_1 = 0.5$  if there are only rigid frames."

In a second order analysis, the effects of both physical and geometric nonlinearities must be considered. In its item 15.7.3, ABNT [5] allows to consider the physical nonlinearity in an approximated manner. This is done by means of a reduction of the structural members stiffness factors  $(EI)_{sec}$  in function of  $E_{CI}I_{c}$ , or of  $E_{CS}I_{c}$  if equation (5) is used. Although the code restricts this procedure to four or more floors structures, in this work it will also be adopted for buildings with three or less floors. Therefore, this fact must be kept in mind when results of examples with few floors are analyzed. Thus, the columns reduced stiffness may be expressed by:

$$(EI)_{sec} = 0.8 E_{Ci} I_C = 0.941 E_{CS} I_C$$
 (6)

### 1.3 Reasons and targets of the research

The NBR 6118 code represented an improvement in relation to the preceding one, on establishing procedures to verify the exemption of second order global effects consideration. Concerning to the instability parameter as a function of the floors number, it determines variable limits for buildings with less than four floors. However, the prescription of fixed limits (0.5, 0.6 or 0.7, depending on the bracing structure type) for a greater number of floors is questionable. For example, Ellwanger [3] found differences of about 12 % between the limit coefficients  $\alpha_1$  of a building braced exclusively by walls, with the number of floors varying from 5 until 30. Considering that the instability parameter computation requires a square root extraction, the difference between the corresponding horizontal stiffness values reaches 25 %. Consequently, on verifying the exemption of performing a second order analysis, the error on determining the required horizontal stiffness can become significant.

This work aims to research a way of defining the instability parameter limit  $\alpha_1$  for buildings braced by walls and/or cores, variable with the number of floors. At first, a computer aid method, based on the discrete model of Beck and König [1], is developed in order to determine the  $\alpha_1$  limits for buildings with any number of floors. On applying this method, a series of  $\alpha_1$  values is generated. Thereafter, the continuous model of Beck e König [1] is utilized in order to search approximated formulas that will reproduce this series of  $\alpha_1$  values. The differential equations are solved by Galerkin method. The wind load is considered in two ways: constant along the building height and varying ac-



cording the prescriptions of NBR 6123 – Forces Due to Wind on Buildings (ABNT [7]). The deduced formulas are tested in 11 examples of buildings braced by walls and cores; 22 tests are performed, with the number of floors varying from 3 until 100.

### 2. Second order effects on the discrete model

According to Beck and König [1] model, a bracing system composed by walls and/or cores may be modeled by a simple bar, behaving as a column. It has a high stiffness to shear, predominating flexural deflections. Figure 2 shows a cantilever bar of length  $H_{tot}$ , modeling the bracing system of a building with *n* floors of the same height *h*. It is subject to gravity loads *F* and wind loads (*W*/2 at top and *W* on the remaining floors). The loads are considered with their characteristic values.

Taking the bar deflections into account (geometric nonlinearity) and representing the material longitudinal elasticity modulus, the constant cross section moment of inertia and the functions of bending moments and horizontal displacements respectively by *E*, *J*, M(x) and y(x), it can be proved that the differential equation of motion and its respective solution for a generic bar interval *i* are given by:

$$M_{i}(x) = -EJ \frac{d^{2} y_{i}}{dx^{2}} = -W \left\{ \frac{nh - x}{2} + \sum_{j=1}^{i-1} [(n-j)h - x] \right\} +$$

$$F \left\{ iy_{i}(x) - \sum_{j=0}^{i-1} y_{j+1} [(n-j)h] \right\}$$
(7)

$$y_{i}(x) = \frac{1}{i} \sum_{j=0}^{i-1} y_{j+1} [(n-j)h] + C_{2i-1} sen(\sqrt{i} ax) + C_{2i} \cos(\sqrt{i} ax) + \frac{W}{iF} \left\{ \frac{nh-x}{2} + \sum_{j=1}^{i-1} [(n-j)h-x] \right\}$$
(8)

 $C_{2i-1}$  and  $C_{2i}$  are integration constants and the coefficient *a* is expressed by:

$$a^2 = F/EJ \tag{9}$$

Bending moments inducing tension on the bar left side are considered negative. The subindexes attached to M(x) and y(x) indicate the validity interval of these functions. Applying equation (8) for the system top (x = nh and i = 1), gives:

$$C_2 = -C_1 \tan(nah) \tag{10}$$

Having a relation between  $C_1$  and  $C_2$  been obtained, it will now be shown how the integration constants concerning to a given bar interval can be expressed in function of the constants regarding to the preceding one. The function  $y_{i+1}(x)$  is obtained, replacing *i* by *i* + 1 in equation (8). Then, expressing successively  $y_i(x)$  and  $y_{i+1}(x)$  for x = (n-i)h (transition between intervals *i* and *i* + 1) and modifying these expressions adequately, results:

$$y_{i}[(n-i)h] - \frac{1}{i} \sum_{j=0}^{i-1} y_{j+1}[(n-j)h] - \frac{iWh}{2F} =$$

$$C_{2i-1} sen \left[ \sqrt{i}(n-i)ah \right] + C_{2i} cos \left[ \sqrt{i}(n-i)ah \right]$$
(11)

$$\frac{i}{i+1} \left\{ y_{i+1} \left[ (n-i)h \right] - \frac{1}{i} \sum_{j=0}^{i-1} y_{j+1} \left[ (n-j)h \right] - \frac{iWh}{2F} \right\} =$$

$$C_{2i+1} sen \left[ \sqrt{i+1} (n-i)ah \right] + C_{2i+2} \cos \left[ \sqrt{i+1} (n-i)ah \right]$$
(12)

The condition of equality between  $y_i(x)$  and  $y_{i+1}(x)$  for x = (n - i) *h* causes the left sides of equations (11) and (12) to be multiple among themselves. Consequently, (11) and (12) may be grouped into a single equation, as stated below:

$$C_{2i+1} sen[\sqrt{i+1}(n-i)ah] + C_{2i+2} cos[\sqrt{i+1}(n-i)ah] = B_2$$
(13)

where

$$B_{2} = \frac{i}{i+1} \left\{ C_{2i-1} \operatorname{sen} \left[ \sqrt{i} (n-i)ah \right] + C_{2i} \cos \left[ \sqrt{i} (n-i)ah \right] \right\}$$

On the other hand, deriving equation (8) in relation to x gives:

$$dy_{i} / dx = \sqrt{i} a \Big[ C_{2i-1} \cos(\sqrt{i} ax) - C_{2i} sen(\sqrt{i} ax) \Big] - (W/iF)(i-1/2)$$
(15)

Expressing equation (15) successively for intervals *i* and *i* + 1, leads to the rotation functions for these intervals. The condition of rotations continuity implies in equality between these functions for x = (n - i)h, resulting:

$$C_{2i+1} \cos\left[\sqrt{i+1} (n-i)ah\right] - C_{2i+2} \operatorname{sen}\left[\sqrt{i+1} (n-i)ah\right] = B_1$$
(16)

where

$$B_{1} = \frac{\sqrt{i}}{\sqrt{i+1}} \left\{ C_{2i-1} \cos \left[ \sqrt{i} (n-i)ah \right] - C_{2i} \sin \left[ \sqrt{i} (n-i)ah \right] \right\} + \frac{W}{2i(i+1)^{3/2}aF}$$
(17)

Modifying equations (13), (14), (16) and (17) adequately,  $C_{_{2i+1}}$  and  $C_{_{2i+2}}$  become expressed in function of  $C_{_{2i-1}}$  and  $C_{_{2i}}$ , as follows:

$$C_{2i+1} = B_{1} \cos[\sqrt{i+1} (n-i)ah] +$$

$$B_{2} sen[\sqrt{i+1} (n-i)ah]$$

$$C_{2i+2} = B_{2} \cos[\sqrt{i+1} (n-i)ah] -$$

$$B_{1} sen[\sqrt{i+1} (n-i)ah]$$
(19)

Having a relation between the integration constants concerning to two successive bar intervals been determined, an expression for the bending moment on the bar support will now be deduced. The condition of null rotation at support is imposed, canceling equation (15) for i = n (last interval) and x = 0. Thereafter,  $C_{2n-1}$  can be isolated, giving:

$$C_{2n-1} = (2n-1)W/2n\sqrt{n} aF$$
 (20)

Deriving equation (15) in relation to x and applying it for i = n, results:

$$d^{2}y_{n}/dx^{2} = -na^{2} [C_{2n-1}sen(\sqrt{n} ax) + C_{2n}\cos(\sqrt{n} ax)]$$
(21)

The expression for the support bending moment M(0) is obtained, taking the first equality of equation (7) and making i = n and x = 0. Then,  $d^2y_n/dx^2$  given by (21), with x = 0 and  $a^2$  given by (9), is introduced, resulting:

$$M(0) = M_n(0) = -EJ d^2 y_n / dx^2(0) =$$

$$n a^2 EJ C_{2n} = nF C_{2n}$$
(22)

The deduction of the M(0) expression for buildings with a generic number *n* of floors starts with the application of equation (10), so that  $C_2$  results expressed in function of  $C_1$ . Thus, on applying equations (18) and (19) for the transition between the first and second intervals (*i* = 1), there will result expressions for  $C_3$  and  $C_4$  having  $C_1$  as the only integration constant. The same will happen to the other constants, on applying those equations for the remaining intervals. Furthermore, due to the last parcel of the expression of  $B_1$  given by (17), the successive applications of (18) and (19) generate expressions for the integration constants having a term multiplied by *WlaF* that is independent of  $C_1$ . Thus, this procedure generates expressions for  $C_{2n-1}$  and  $C_{2n}$  (interval *n*) that may be put into the form:

$$C_{2n-1} = A_1 C_1 + D_1 W / aF$$

$$C_{2n} = A_2 C_1 + D_2 W / aF$$
(23)
(24)

The terms  $A_1, A_2, D_1$  and  $D_2$  arise from the successive applications of equations (18) and (19). Combining equations (20), (22), (23) and (24), leads to the following expression for the bending moment at support:

$$M(0) = \frac{nW}{a} \cdot \frac{A_2}{A_1} \left( \frac{2n-1}{2n\sqrt{n}} - D_1 \right) + \frac{nW}{a} D_2$$
 (25)

On the other hand, the same bending moment, including only first order effects, is given by:

$$M(0) = -Wh\left(n/2 + \sum_{i=1}^{n-1} i\right)$$
(26)

In order to verify the exemption of second order effects consideration, inequality (2) will be applied with the modules of  $M^{+}$  and  $M^{+}$ respectively given by the M(0) expressions of (26) and (25) (with changed signs, since these equations generate negative values for both M(0)). On the other hand, according to the item 11.7.1 of NBR6118 code, the loads W and F must be multiplied by 1.4 and the coefficient *a* by  $\sqrt{1.4}$  (due to equation (9)), seeing that this criterion is applied for the ultimate state. Consequently:

$$-\frac{n \times 1,4W}{\sqrt{1,4} a} \cdot \frac{A_2}{A_1} \left( \frac{2n-1}{2n\sqrt{n}} - D_1 \right) - \frac{n \times 1,4W}{\sqrt{1,4} a} D_2 \le 1,1 \times 1,4Wh \left( n/2 + \sum_{i=1}^{n-1} i \right)$$
(27)

Table 1 - Sequence of operations for the solution of inequality (28)a)Input n (number of floors).b)Compute the right member of inequality (28).c)Input the value (trial) of 
$$\sqrt{1.4}$$
 ah.d)Assign initial values:l for 1, go directly to step (f). If  $n > 1$ , s uccessively update the values of  $A_1, A_2, D_1$  and  $D_2$  for  $n - 1$  times, executing the set of operations presented below for intervals 2 to  $n$ :c.1) $\theta_1 = \sqrt{i}(n-i)\sqrt{1.4}$  ahc.2) $B_1 = \sqrt{i/(i+1)}$  ( $A_1 \cos \theta_1 - A_2 \sin \theta_1$ )c.3) $B_2 = [i/(i+1)](A_1 \cosh \theta_1 - A_2 \sin \theta_1)$ c.3) $B_2 = [i/(i+1)](A_1 \cosh \theta_1 - A_2 \sin \theta_1) + 1/2i(i+1)^{3/2}$ c.5) $B_{W2} = [i/(i+1)](D_1 \cos \theta_1 - D_2 \sin \theta_1) + 1/2i(i+1)^{3/2}$ c.6) $\theta_2 = \sqrt{i+1}(n-i)\sqrt{1.4}$  ahe.7) $A_1 = B_1 \cos \theta_2 + B_2 \sin \theta_2$ e.8) $A_2 = B_2 \cos \theta_2 - B_1 \sin \theta_2$ e.9) $D_1 = B_{W1} \cos \theta_2 + B_{W2} \sin \theta_2$ e.10) $D_2 = B_{W2} \cos \theta_2 - B_{W1} \sin \theta_2$ e.10) $D_2 = B_{W2} \cos \theta_2 - B_{W1} \sin \theta_2$ e.10) $D_2 = B_{W2} \cos \theta_2 - B_{W1} \sin \theta_2$ e.10) $D_2 = B_{W2} \cos \theta_2 - B_{W1} \sin \theta_2$ e.10) $D_2 = c determined, compute the left member of inequality (28).g)Display the values of inequality (28) right and left members, with the purpose of comparison.h)Inform decision about doing another trial; if it is affirmative, then go to (c), else terminate the procedure.Remarks concerning to the expressions of step (e) operations:a)They were deduced from equations (14), (17), (18) and (19), separating the parcels multiplied by  $V'_1 \sqrt{1.4} af$ .$ 

It is implied that the terms  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $D_1$  and  $D_2$  of equations (23) and (24) will have been obtained, applying equations (14), (17), (18) and (19) with  $\sqrt{1.4}a$  in place of *a*. Performing the required algebraic transformations, inequality (27) changes into:

$$\frac{1}{\sqrt{1,4}ah} \cdot \frac{A_2}{A_1} \left( \frac{2n-1}{2\sqrt{n}} - nD_1 \right) + \frac{nD_2}{\sqrt{1,4}ah} \le 1,1 \left( n/2 + \sum_{i=1}^{n-1} i \right)$$
(28)

For a small number of floors, it is feasible to derive expressions for A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, D<sub>1</sub> and D<sub>2</sub> as functions of  $\sqrt{1.4}$  *ah* and then to replace them into the left member of (28). Thereafter, inequality (28) can be solved by trials, obtaining the factor  $\sqrt{1.4}$  *ah*. However, for a greater number of floors, it is necessary to apply equations (18) and (19) many times, leading to very long expressions for A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> and consequently for the left member of (28). For buildings with more than four floors, this method of determination of  $\sqrt{1.4}$  *ah* becomes impracticable.

In face of this circumstance, an alternative method was developed in order to determine the factor  $\sqrt{1.4}$  *ah* for buildings with a greater number of floors. Through this method, the solution is also obtained by means of trials. However, instead of deducing longer and longer expressions for  $A_1, A_2, D_1$  and  $D_2$ , successive trials are done, assigning an initial value to  $\sqrt{1.4}$  *ah* and determining numerical values for those variables. In each trial, the abovementioned formulary is applied in such a way to obtain numerical values for the right and left members of inequality (28). When these values result close enough to be considered identical, then the factor  $\sqrt{1.4}$  *ah* will have been determined.

Due to the great quantity of calculations, the method is computer aid. With the purpose of illustration, table 1 shows the sequence of

operations for determining  $\sqrt{1.4}$  *ah* by means of trials. Representing by *b* the solution of inequality (28) obtained by this method and considering *a* as expressed by equation (9), it may be written:

$$\sqrt{1.4} ah = \sqrt{1.4} \sqrt{F/EJ} h \le b$$
 (29)

It can be observed in figure 2 that  $h=H_{tot}/n$  and  $F=N_k/n$ , with  $N_k$  as defined in subsection 1.2. On the other hand, since the wall or core behaves as a column, the physical nonlinearity may be considered, substituting *EJ* by (*EI*)<sub>sec</sub> given by (6). This changes inequality (29) into:

$$H_{tot}\sqrt{N_k / E_{CS} I_C} / n\sqrt{0.941n} \le b / \sqrt{1.4}$$
 (30)

On comparing (30) with equations (3) and (4), it is concluded that the limit  $\alpha_i$  of the instability parameter may be expressed by:

$$\alpha_1 = bn\sqrt{0.941n}/\sqrt{1.4} = 0.82 b n^{3/2}$$
 (31)

Therefore, once the desired number of floors (*n*) is introduced into the sequence of operations of table 1, the value of *b* can be determined; then, the value of the limit coefficient  $\alpha_1$  can be obtained, applying equation (31). This was done for a series of floors quantities and the results are displayed in the second and fifth columns of table 2.

n	α1 (1)	α <b>1 (2)</b>	n	α1 (1)	α1 (:
1	0.425	0.426	25	0.754	0.75
2	0.571	0.573	30	0.757	0.75
3	0.631	0.631	35	0.759	0.75
4	0.663	0.663	40	0.761	0.76
5	0.683	0.683	50	0.763	0.76
6	0.697	0.697	60	0.765	0.76
7	0.707	0.707	70	0.766	0.76
8	0.715	0.715	80	0.767	0.76
9	0.721	0.721	100	0.768	0.76
10	0.726	0.726	125	0.769	0.76
12	0.734	0.733	165	0.770	0.77
14	0.739	0.739	250	0.771	0.77
16	0.743	0.743	500	0.772	0.77
18	0.746	0.746	≥ 1100	0.773	0.77
20	0.749	0.749	-	-	-

# 3. The continuous model and the derivation of an approximated formula for $\alpha_1$

The values of  $\alpha_1$ , presented in table 2, may be considered as "exact solutions" (in the context of the discrete model of figure 2) for the instability parameter limit of bracing systems composed exclusively by walls and/or cores. Nevertheless, a question remains unsolved, since the method developed in the preceding section doesn't provide an explicit formula for obtaining the limit coefficient  $\alpha_1$ . Thus, the aim of this section is to deduce approximated formulas that give the value of  $\alpha_1$  in function of the number of floors with an adequate accuracy. At first, the case of uniform wind load is considered; then, the case of wind load distributed according to NBR 6123 [7] prescriptions is treated.

It can be verified that the continuous model, shown in figure 1-b, is inadequate for buildings with few floors. This is primarily because the simulation of a concentrated loads set by means of a distributed load only provides a good accuracy if the number of concentrated loads is large. In buildings with few floors, the model of figure 1-b fails mainly by no capturing the effect of the top vertical load. In order to avoid this drawback, the continuous model of figure 3, with a vertical load *P* concentrated at the building top, is adopted.

### 3.1 Uniformly distributed wind load

If the distortions effect is neglected in the model of figure 3-a, it can be proved that the linear solution, in terms of the rotations  $\phi(x)$ , for a uniform wind load of rate *w*, is given by:

$$\phi(x) = \frac{w\ell^3}{6EJ} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{x}{\ell} \right)^3 \right]$$
(32)

Now, considering the distortions effect, the bending moments function will be expressed by:

$$M(x) = -w(\ell - x)^{2}/2 - P[y(\ell) - y(x)] - \int_{x}^{\ell} q[y(\xi) - y(x)]d\xi$$
(33)

Representing by Y(x) the primitive function of the horizontal displacements y(x), equation (33) changes into:

$$M(x) = -w(\ell - x)^{2}/2 - P[y(\ell) - y(x)] -q[Y(\ell) - Y(x) - (\ell - x)y(x)]$$
(34)

Equating  $-EJ d^2y/dx^2$  to M(x) given by (34), leads to the differential equation of motion. Deriving it in relation to *x*, remembering that  $dy/dx = \phi(x)$  and re-arranging, results:

$$E J d^{2}\phi / dx^{2} + \left[P + q(\ell - x)\right]\phi(x) + w(\ell - x) = 0$$
 (35)

In order to solve equation (35), Galerkin method will be adopted. It consists in obtaining an approximated solution of the form:

$$\phi(x) \cong \overline{\phi}(x) = \sum_{i=1}^{m} a_i \phi_i(x)$$
(36)

where  $\varphi_i(x)$  (*i* = 1, 2, . . ., *m*) are previously chosen functions



and the  $a_i$  are coefficients to be determined. More detailed considerations about Galerkin method can be seen in Kantorovitch and Krylov [8]. On applying the method for the actual case, the summation of equation (36) will be reduced to a single parcel (m = 1) and a function proportional to the linear solution, given by (32), will be adopted for  $\varphi_1(x)$ . Consequently, equation (36) changes into:

$$\phi(x) \cong a_1 \phi_1(x) = a_1 \left[ 1 - \left( 1 - \frac{x}{\ell} \right)^3 \right]$$
(37)

In order to obtain  $\alpha_1$ , the following equation must be solved:

$$\int_{0}^{\ell} \left\{ -\frac{6EJ}{\ell^{2}} a_{1}\left(1-\frac{x}{\ell}\right) + \left[P+q(\ell-x)\right] \cdot a_{1}\left[1-\left(1-\frac{x}{\ell}\right)^{3}\right] + w(\ell-x) \right\} \phi_{1}(x) dx = 0$$
(38)

The term multiplied by  $\varphi_1(x)$  is the differential operator regarding to equation (35). Thus, introducing  $\varphi_1(x)$  given by (37), performing the integration and isolating  $\alpha_1$ , gives:

$$a_1 = \frac{w\ell^3}{6EJ - (15/7)P\ell^2 - (3/4)q\ell^3}$$
(39)

Replacing (39) into (37), leads to the function  $\phi(x)$ . Comparing it with (32), it can be observed that the geometric nonlinearity arises through the terms that are subtracted from 6EJ in the denominator of  $\alpha_1$ . Integrating  $\phi(x)$  twice, leads successively to the functions y(x) and Y(x). Substituting them into equation (34) and applying it for x = 0, leads to the following expression for the bending moment at support:

$$M(0) = -\frac{w\ell^2}{2} - \frac{7}{5} \cdot \frac{w\ell^2 (5P\ell^2 + 2q\ell^3)}{56EJ - 20P\ell^2 - 7q\ell^3}$$
(40)

In order to verify the exemption of second order effects consideration, inequality (2) will be applied, replacing  $M^{\parallel}$  by the modulus of M(0) given by (40), with the loads multiplied by 1.4. Hence:

$$1.4 \frac{w\ell^{2}}{2} + \frac{7}{5} \frac{1.4w\ell^{2} \times 1.4(5P\ell^{2} + 2q\ell^{3})}{56EJ - 20 \times 1.4P\ell^{2} - 7 \times 1.4q\ell^{3}} \leq (41)$$
$$1.1 \times 1.4 \frac{w\ell^{2}}{2}$$

Performing successive algebraic transformations, equation (41) changes into:

$$(8P+3.15q\ell)\ell^2/EJ \le 2$$
 (42)

The physical nonlinearity may be considered, substituting *EJ* by  $(EI)_{sec}$  given by (6). Then, extracting the square root of equation (42) both sides and re-arranging, gives:

$$\ell \sqrt{(2.54P + q\ell)/E_{CS} I_C} \le 0.773$$
 (43)

It must be remembered that the aim of this section is to obtain a formula for  $\alpha_i$  in function of the number of floors. In order to do it starting from equation (43), it is necessary to find a relation between  $q\ell$  and P in function of the number of floors, in such a way that the application of (43) provides  $\alpha_i$  values as close to the ones presented in the second and fifth columns of table 2 as possible. On the other hand, representing  $H_{tot}$  by  $\ell$ , equation (3) combined with (4) may be expressed as follows:

$$\ell \sqrt{N_k / E_{CS} I_C} \le \alpha_1$$
(44)

The factor  $E_{cs} I_c$  can be isolated in both equations (43) and (44). Then, equating the resulting expressions one another and considering that the total vertical load  $N_k$  is given by the sum of P and  $q\ell$ , it can be proved that:

$$\frac{q\ell}{P} = \frac{2.54\alpha_1^2 - 0.773^2}{0.773^2 - \alpha_1^2}$$
(45)

The next step is to input the series of  $\alpha_1$  values presented in table 2 (discrete model) into equation (45), determining successive values for  $q\ell/P$  corresponding to successive floors quantities and listing them into table 3. Thereafter, an equation that provides values for  $q\ell/P$  in function of *n* with an adequate accuracy must be searched. A possible solution consists of the following straight line equation:

$$q\ell/P = 1.201n - 1.528$$
 (46)

Finally, considering that  $\ell$  is the height  $H_{tot}$  and combining equations (44), (45) and (46), results:

$$\frac{H_{tot}\sqrt{N_k/E_{CS}I_C}}{0.773\sqrt{(n-0.44)/(n+0.84)}} \leq \alpha_1 =$$
(47)

Table 3 – Values of qℓ/P in function of the floors number									
Number of floors	qℓ/P	Number of floors	qℓ/P						
1	-0.333	20	22.6						
2	0.849	25	29.2						
3	2.07	30	35.0						
4	3.28	35	40.4						
5	4.48	40	47.3						
6	5.69	50	57.2						
7	6.88	60	72.0						
8	8.12	70	82.5						
9	9.30	80	97.0						
10	10.5	100	116						
12	13.1	125	147						
14	15.3	165	196						
16	17.7	250	291						
18	19.9	500	593						

In this way, an expression for  $\alpha_1$  in function of the floors number was obtained. Equation (47) was applied for the same series of floors numbers of table 2 and the resulting values are presented in its third and sixth columns. A quasi perfect coincidence between the values of  $\alpha_1$  regarding to the discrete and continuous models can be verified; the respective graphs, shown in figure 4 for buildings ranging from 1 to 30 floors, appear superposed.

# 3.2 Wind load distributed according to NBR 6123 prescriptions

Figure 3-b presents the model of a bracing system subject to a wind load of rate w(x), variable along the height, reaching a value  $w_{\tau} = w(\ell)$  on the building top. According to NBR 6123 (ABNT [7]) prescriptions, the rate w(x) may be expressed as follows:



K is a constant that depends on many factors, as: surface of the building face perpendicular to the wind direction; relation between the building dimensions; basic wind speed and topographic, statistical and gust factors, as defined by NBR 6123. The exponent *p* is the double of the meteorological parameter *p*, varying from 0.06 until 0.175 and depending on the building dimensions and ground roughness. Thus, *p* can vary from 0.12 until 0.35.

It can be proved that the rotations  $\phi(x)$  and the support bending moment M(0), due to first order effects exclusively, are respectively given by:



$$M(0) = -w_T \ell^2 / (p+2)$$
(50)

On the other hand, considering the distortions effect and following the same deductive sequence that led to equations (34) and (35), it can be proved that the bending moments function and the differential equation of motion are respectively given by:

$$M(x) = -w_T \cdot \frac{(p+1)\ell^2 - (p+2)\ell x + \frac{x^{p+2}}{\ell^p}}{(p+1)(p+2)} -$$
(51)  
$$P[y(\ell) - y(x)] - q[Y(\ell) - Y(x) + (\ell - x)y(x)]$$

$$EJ \frac{d^2 \phi}{dx^2} + \left[P + q(\ell - x)\right] \phi(x) + w_T \cdot \frac{\ell - x^{p+1}/\ell^p}{p+1} = 0$$
(52)

In order to solve equation (52), Galerkin method will be used, adopting a function  $\varphi_1(x)$  proportional to the linear solution given by (49). In the derivation proceeding, due to the great extension of the expressions that are generated, the formulary will be particularized for p = 0.35, which corresponds to a meteorological parameter  $\overline{p}$  of 0.175, regarding to a terrain with category V roughness. This value of p results in the most far from uniform distribution loading pattern. Thus, following the same deductive sequence that led to equation (40), gives an expression for the



support bending moment including second order effects, as stated below:

$$M(0) = -0.4255 w_T \ell^2 - \frac{0.3505 w_T \ell^2 (2.516 P \ell^2 + q \ell^3)}{7.95 E J - 2.886 P \ell^2 - q \ell^3}$$
(53)

In order to verify the exemption of second order effects consideration, the moments  $M^{I}$  and  $M^{II}$  will be replaced by the modules of M(0) respectively given by (50) and (53), with the loads multiplied by 1.4. In this way, applying inequality (2), replacing *EJ* by (*EI*)<sub>sec</sub> given by (6) (physical nonlinearity) and performing the required algebraic transformations, results:

$$\ell \sqrt{(2.556P + q\ell)/E_{CS} I_C} \le 0.7606$$
(54)

Due to the similarity between equations (54) and (43), the same  $\alpha_1$  variation pattern of uniform wind load will be assumed, with the coefficient 0.773 of (43) being changed to 0.7606. Consequently, an expression for  $\alpha_1$  in function of the floors number, similar to equation (47), is obtained for wind load distributed according to NBR 6123 prescriptions, as follows:

$$\frac{H_{tot}\sqrt{N_k/E_{CS}I_C}}{0.7606\sqrt{(n-0.44)/(n+0.84)}} \leq \alpha_1 =$$
(55)

Isolating  $I_{c}$  in equation (55), gives:

$$I_C \ge 1.729 \times \frac{n+0.84}{n-0.44} \times \frac{N_k H_{tot}^2}{E_{CS}}$$
 (56)



Equation (56) is very useful in the preliminary stage of a bracing system design, especially when the aim is to obtain a fixed nodes structure, according to NBR 6118 definition.

### 4. Examples

### 4.1 Description of the tests

The plan of figure 5 shows the basic configuration of the transversal bracing system of a building with an oblong octagonal shape on plane, being composed by walls 1 to 5. This system was employed in buildings having 3, 5, 10, 15, 20, 30 and 40 floors, constituting examples 1 to 7. In the same way, figure 6 shows the basic configuration of the transversal bracing system composed by walls 1 to 7, which was employed in buildings with 50, 60, 80 and 100 floors, constituting examples 8 to 11. In examples 10 and 11, channel-shaped cores, indicated by the broken lines of figure 6, were utilized in place of walls 1 and 7.

In all the examples, it was adopted a story-height of 3 m, as well as a concrete with  $f_{\rm ck}$  = 25 MPa, resulting in an elasticity modulus  $E_{\rm CS}$  = 23800 MPa. A total vertical load of 10 kN/m<sup>2</sup> per floor (characteristic value) was considered. A wind pressure of 1.5 kN/m<sup>2</sup> (characteristic value), constant along the height, was initially adopted, since it was an experience with a formulation based on a model with constant wind load.

Each of the 11 bracing systems was tested, aiming to determine the relation between vertical loads and horizontal stiffness that would result in a 10 % increase on the global moment at building support, concerning to first order analysis; in this way, the limit  $\alpha_1$  for the instability parameter was determined. The procedure applied in each test consisted in assigning initial dimensions to the walls cross sections and performing a second order analysis, employing the P-Delta method with double precision processing. More detailed considerations about P-Delta method can be seen in Smith and Coull [9]. After, this second order analysis was successively repeated, adjusting the cross sections dimensions until achieve the desired 10 % increase on the support global moment. The physical nonlinearity was



	Table 4 – Results for uniform wind load										
Example	n	α1 (1)	α <b>1 (2)</b>	I <sub>c</sub> (m⁴)	Walls	Cross section dimensions (cm)					
1	3	0.631	0.632	0.1226	5	20 x 114					
2	5	0.683	0.684	0.4852	5	20 x 180					
3	10	0.726	0.726	3.441	5	20 x 346					
4	15	0.741	0.741	11.15	5	30 x 447					
5	20	0.749	0.749	25.88	5	30 x 592					
6	30	0.757	0.757	85.53	5	40 x 800					
7	40	0.761	0.761	200.7	5	48 x 1000					
8	50	0.763	0.763	1004	7	51 x 1500					
9	60	0.765	0.765	1727	5	60 x 1771					
-	-	-	-	-	+ 2	60 x 1500					
10	80	0.767	0.767	4073	5	80 x 2000					
-	-	-	-	-	+ 2	85 x 1500 (web) and 85 x 354 (edges)					
11	100	0.768	0.768	7924	5	120 x 2200					
-	-	-	-	-	+ 2	120 x 1500 (web) and 120 x 472 (edges)					
n – floors numbe	ər:α](])	- equation (47): α1	(2) – values ol	btained in the exc	Imples						

considered by means of the individual bars stiffness reduction, expressed by equation (6). Due to the bracing double symmetry in plane, the analyses were performed using a plane frame model, with the walls joined among themselves by hinges representing the floor slabs.

Subsequently, the 11 examples were re-analyzed, considering a along the height variable wind load. The NBR 6123 prescriptions were observed, considering the following parameters: basic wind speed of 45 m/s; topographic and statistical factors equal to 1.0; and ground roughness of category V, corresponding to big cities

centers. In order to estimate the initial dimensions of the walls cross sections, equation (56) was applied.

### 4.2 Results discussion

The fourth column of table 4 shows the values of  $\alpha_1$  found in the 11 examples, taking an uniform wind load into account. The following columns contain the values of the total gross inertia I<sub>c</sub> and the corresponding number of walls and cross section dimensions that led to the just mentioned values of  $\alpha_1$ . It can be observed that it

	Table 5 – Results for wind load according to NBR 6123 prescriptions										
Example	e n	α <b>1 (3)</b>	I <sub>c,1</sub> (m⁴)	α <b>1 (4)</b>	I <sub>c,₂</sub> (m⁴)	Walls	Cross section dimensions (cm)				
1	3	0.621	0.1271	0.625	0.1256	5	20 x 115				
2	5	0.672	0.5024	0.674	0.4989	5	20 x 182				
3	10	0.714	3.559	0.716	3.544	5	20 x 349				
4	15	0.729	11.52	0.730	11.48	5	30 x 451				
5	20	0.737	26.75	0.737	26.73	5	30 x 598				
6	30	0.745	88.40	0.745	88.36	5	40 x 809				
7	40	0.749	207.4	0.749	207.3	5	50 x 1000				
8	50	0.751	1038	0.751	1037	7	53 x 1500				
9	60	0.753	1785	0.753	1785	5	60 x 1800				
-	-	-	-	-	-	+2	60 x 1500				
10	80	0.755	4209	0.755	4203	5	84 x 2000				
-	-	-	-	-	-	+2	85 x 1500 (web) and 85 x 354 (edges)				
11	100	0.756	8195	0.757	8191	5	120 x 2200				
-	-	-	-	-	-	+2	25 x 1500 (web) and 125 x 500 (edges)				
n – floors nur	nber; α1	(3) – eq. (55); l	_, - eq. (56); α	1 (4) and I_, c	btained in the	examples					

was necessary to replace the plane walls 1 and 7 of examples 10 and 11 by channel-shaped cores. Furthermore, the  $\alpha_1$  values obtained from equation (47) are included in the third column. A nearly complete coincidence between them and the values found in the examples can be noticed, covering three significant digits, except for examples 1 and 2 in which, nevertheless, the differences are lower than 0.2 %.

Table 5 practically has the same arrangement of table 4, showing results for wind load distributed according to NBR 6123 prescriptions. It has an additional column presenting the values initially assigned for the total gross inertia  $I_c$ , resulting from application of equation (56). It can be observed that these values, as well as the  $\alpha_1$  values predicted by equation (55) are in good agreement with those obtained in the examples. A coincidence covering three significant digits of  $\alpha_1$  is verified in examples 5 to 10, while differences lower than 0.7 % occur in the remaining ones.

The values shown on table 5 fifth column denote that the limits  $\alpha_1 = 0.5$  and  $\alpha_1 = 0.7$ , respectively prescribed by the NBR 6118 code for buildings with 3 and with more than 10 floors, are conservative. However, the contrary happens to buildings with a floors number between 4 and 7. Interpolations done with the  $\alpha_1$  values regarding to examples 1 to 3 led to values lower than the limit 0.7, prescribed for those floors quantities.

### 5. Conclusions

The limit values  $\alpha_1$  of the instability parameter obtained for wind load distributed according to NBR 6123 prescriptions, presented in table 5, vary from a minimum of 0.625 in example 1 until a maximum of 0.757 in example 11. The proportion between these extreme values is slightly higher than 1.2:1. Since their computation includes a square root extraction, the proportion between the radicands (vertical load/horizontal stiffness relations) associated to these extreme values is close to 1.5:1. The extent of this variability shows the importance of having a way of predicting a limit  $\alpha_1$  appropriated to the floors number of a given building to be designed, in place of the fixed values prescribed by the NBR 6118 code. For example, regarding to the fixed value 0.7, equation (55) gives values ranging from 0.65 (4 floors) until 0.76 (90 or more floors).

In this work, a method based on the Beck and König [1] discrete model (Figure 1-a), considering equally spaced floors and uniform wind load, was initially developed. The method consists in solving inequality (28) by means of trials and then to input its solution into equation (31), obtaining  $\alpha_1$ . Since the method is computer aid,  $\alpha_1$  can be obtained for any number of floors, as can be seen in table 2. Thereafter, these results were employed in the following phase of this study, in which a variant of the continuous model of Beck and König [1] (Figure 3) was adopted, aiming to deduce approximated formulas for  $\alpha_1$  in function of the floors number; in this way, equations (47) and (55) became determined. The results obtained in the examples revealed a good accuracy of these equations, respectively for the cases of uniform wind load and wind load distributed according to NBR 6123 prescriptions for roughness category V terrain.

It can be verified that the values of  $\alpha_1$  found for these loading patterns, mentioned on tables 4 and 5, are quite close among themselves, with differences lower than 1.7 %. This proves that the Beck and König [1] model, on considering a uniformly distributed wind load, incurs in an irrelevant error. The graph of figure 7 illustrates



the closeness of the  $\alpha_{_l}$  values found for the two loading patterns. Considering that the roughness of category V corresponds to the most far from uniform distribution loading pattern, other ground roughness categories were not tested, since it may be assumed that the resulting values would be intermediate between those obtained for the two aforementioned cases.

The good accuracy attained by the method proposed in the present study recommends its adoption in the derivation of formulas for the limit  $\alpha_1$  of rigid-frame, wall-frame and core-frame bracing systems. Cases of unequally spaced floors and horizontal stiffness varying along the building height can also be considered. It must be emphasized that all of this has to be done in such a manner to keep the formulation simplicity, just one of the greater advantages of the instability parameter utilization.

Finally, it must be accentuated the need of adopting a more realistic analysis model for the tests: modeling of the structure as a three-dimensional frame, considering the floors as rigid diaphragms and including the shear deflections effect; effectuation of the nonlinear analysis through an incremental-iterative method; and a more accurate consideration of the physical nonlinearity, for example, by means of moment-curvature relations.

### 6. References

- [01] Beck, H. and König, G.; Haltekräfte im Skeletbau. In: Beton- und Stahlbetonbau, n° 62, tome 1 (pp. 7-15) and tome 2 (pp. 37-42), Berlin, 1967.
- [02] Vasconcelos, A.C.; Origem dos Parâmetros de Estabilidade  $\alpha$  e  $\gamma_z$ . In: Revista IBRACON de Estruturas, n° 20, pp. 56-60, São Paulo, 1998.
- [03] Ellwanger, R.J.; A variable limit for the instability parameter of wall-frame or core-frame bracing structures. In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, vol. 5, no 1, pp. 120-136, São Paulo, 2012.
- [04] CEB Comité Euro-International du Béton; CEB/FIP Manual of Buckling and Instability, The Construction Press, Lancaster, 1978.
- [05] ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas; NBR 6118 – Design of strucutral concrete – Procedure, Rio de Janeiro, 2007.

- [06] Franco, M. and Vasconcelos, A.C.; Practical Assessment of Second Order Effects in Tall Buildings.
   In: Colóquio do CEB-FIP Model Code 1990, pp. 307-24, Rio de Janeiro, 1991.
- [07] ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas; NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações, Rio de Janeiro, 1987.
- [08] Kantorovich, L.V. and Krylov, V.I.; Approximate Methods of Higher Analysis, New York, Interscience Publishers Inc., 1964.
- [09] Smith, B.S. and Coull, A.: Tall Building Structures: Analysis and Design, New York, John Wiley & Sons Inc., 1991.



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

# Floors number influence on the instability parameter of reinforced concrete wall- or core-braced buildings

# Influência do número de pavimentos no parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por paredes ou núcleos de concreto armado



R. J. ELLWANGER <sup>a</sup> rjellwanger@pop.com.br

### Abstract

This work aims to investigate the floors number influence on the instability parameter limit  $\alpha_1$  of buildings braced by reinforced concrete walls and/ or cores. Initially, it is showed how the Beck and König discrete and continuous models are utilized in order to define when a second order analysis is needed. The treatment given to this subject by the Brazilian code for concrete structures design (NBR 6118) is also presented. It follows a detailed analytical study that led to the derivation of equations for the limit  $\alpha_1$  as functions of the floors number; a series of examples is presented to check their accuracy. Results are analyzed, showing the precision degree achieved and topics for continuity of research in this field are indicated.

Keywords: instability, bracing structures, second order analysis.

### Resumo

O presente trabalho tem por objetivo investigar a influência do número de pavimentos no limite  $\alpha_1$  do parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por paredes e/ou núcleos de concreto armado. Inicialmente, é abordada a utilização dos modelos discreto e contínuo de Beck e König na definição da necessidade ou não de se realizar uma análise de segunda ordem; mostra-se também como esta questão é tratada pela norma de projeto de estruturas de concreto (NBR 6118). Na seqüência, apresenta-se um detalhado estudo analítico que levou ao estabelecimento de fórmulas para o limite  $\alpha_1$  em função do número de andares, seguido de uma série de exemplos para testar a validade das mesmas. Os resultados são analisados, mostrando-se o grau de precisão obtido e indicando-se tópicos para a continuidade da pesquisa nesta área.

Palavras-chave: instabilidade, estruturas de contraventamento, análise segunda ordem.

Received: 19 Mar 2013 • Accepted: 21 Aug 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

<sup>&</sup>lt;sup>a</sup> Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e-mail: rjellwanger@pop.com.br, endereço postal: Rua Marcelo Gama 1189/401, CEP 90540-041, Porto Alegre-RS, Brasil.

### 1. Introdução

### 1.1 Efeitos de segunda ordem e o parâmetro de instabilidade

Quando ações verticais e de vento atuam simultaneamente na estrutura de contraventamento de um edifício com certo grau de flexibilidade, podem provocar efeitos adicionais em relação àqueles que são usualmente determinados em uma análise linear ou de primeira ordem (na qual o equilíbrio é estudado na configuração geométrica inicial da estrutura). Tratam-se dos efeitos de segunda ordem, em cuja determinação devem ser considerados o comportamento não linear dos materiais (não linearidade física) e a configuração deformada na análise do equilíbrio (não linearidade geométrica).

A análise da estabilidade global de edifícios altos recebeu uma importante contribuição para o desenvolvimento de sua teoria e prática através do trabalho de Beck e König [1]. Adotou-se para esta análise um modelo simplificado para o sistema de contraventamento de um edifício com andares igualmente espaçados, mostrado na figura 1. Inicialmente, todas as subestruturas de contraventamento são agrupadas num único pilar e os elementos contraventados (elementos portantes que não participam do contraventamento) são representados por um conjunto de barras bi-rotuladas, conforme mostrado na figura 1-a (modelo discreto). *W* representa as ações devidas ao vento, aplicadas em cada andar. *P* e *V* representam as ações verticais totais, por andar, transmitidas respectivamente às subestruturas de contraventamento e aos elementos contraventados. As ações *W*, *P* e *V* são consideradas com seus valores característicos.

Quando o sistema se deforma lateralmente, pode-se mostrar que as ações *V* induzem a transmissão de forças horizontais ao sistema de contraventamento, através das barras dos pavimentos.

Estas forças somam-se às cargas de vento, fazendo aumentar os momentos fletores no contraventamento. Pode-se mostrar que este aumento é igual à soma dos produtos das forças *V* pelos deslocamentos horizontais dos respectivos pavimentos. Portanto, no que se refere à determinação destes momentos fletores, incluindo os efeitos de segunda ordem, tudo se passa como se as cargas verticais atuantes no sistema de contraventamento fossem dadas pela soma de suas próprias ações *P* com as ações *V*.

Em seguida, para possibilitar a análise do edifício inteiro através de uma única equação diferencial, Beck e König [1] adotaram o sistema contínuo aproximado equivalente mostrado na figura 1-b, no qual se admite uma distribuição contínua e uniforme de andares, ações verticais (p = P/h e v = V/h) e de vento (w = W/h). Na dedução dessa equação, surge uma constante  $\alpha$ , em função da carga vertical total atuante no edifício, da altura  $H_{tot}$  e da rigidez horizontal *EI* do sistema de contraventamento. Esta constante é conceituada como parâmetro de instabilidade, sendo expressa por:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{(p+v)H_{tot}/EI}$$
 (1)

Beck e König [1] consideraram que essa única equação diferencial mostrou-se adequada para utilização em edifícios de três ou mais pavimentos. Além disso, concluíram que a análise de segunda ordem é desnecessária quando, em relação às solicitações mais importantes da estrutura, os efeitos de segunda ordem não excedem os 10% dos efeitos de primeira ordem.

Vasconcelos [2] e Ellwanger [3] mostram como os estudos posteriores ao trabalho de Beck e König [1] utilizaram essa conclusão com o intuito de estabelecer um critério para definir se determinado sistema de contraventamento necessita ou não ser submetido



a uma análise de segunda ordem. Nesse contexto, destacam-se as recomendações do *Comité Euro-International du Béton* (CEB [4]), de 1978, nas quais a aplicação do referido critério consiste em comparar os valores absolutos dos momentos fletores globais na base do sistema de contraventamento  $M^{+}$  (considerando apenas os efeitos de primeira ordem) e  $M^{+}$  (incluindo os efeitos de segunda ordem), de acordo com a expressão:

$$M^{II} \le 1.1 M^{I}$$

(2)

Ao expressar  $M^{"} e M^{"}$  em função do carregamento e da rigidez horizontal do sistema, resultam determinados limites de valores aos quais o parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , expresso por (1), fica sujeito. A próxima seção mostra como esta questão é tratada pela NBR6118 (ABNT [5]), atual norma para projeto de estruturas de concreto.

Mesmo não fazendo parte do escopo deste trabalho, merece menção o método baseado no coeficiente de amplificação de momentos  $g_z$ , o qual é empregado com o auxílio de computador. Apresentado em 1991 por Franco e Vasconcelos [6], ele também aplica o critério do acréscimo de 10% em relação aos efeitos de 1ª ordem para definir a necessidade ou não de uma análise de 2ª ordem; aqui, porém, isto é feito para cada combinação de ações horizontais e verticais. Ademais, sob certas condições, o próprio método pode se constituir em uma análise de 2ª ordem. Estas características fizeram com que este método fosse rapidamente difundido e passasse a ser amplamente utilizado no projeto de estruturas de edifícios.

Além disso, encontra-se atualmente disponível uma grande variedade de sofisticados programas de análise estrutural, permitindo uma simulação precisa das estruturas de edifícios. Mesmo assim, devido à simplicidade de sua aplicação, o diagnóstico baseado no parâmetro de instabilidade é frequentemente utilizado nas fases preliminares do projeto, especialmente no pré-dimensionamento das estruturas de contraventamento.

### 1.2 Prescrições da ABNT NBR 6118

A idéia fundamental contida em [1] e [4] foi adotada pela NBR 6118, ao estabelecer, em sua seção 15, que os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis sempre que inferiores a 10% dos respectivos efeitos de primeira ordem (estrutura com nós fixos). Para "verificar a possibilidade da dispensa da consideração dos esforços globais de segunda ordem, ou seja, para indicar se a estrutura pode ser classificada como de nós fixos, sem a necessidade de cálculo rigoroso", a norma apresenta dois processos aproximados, baseados respectivamente no parâmetro de instabilidade e no coeficiente  $\gamma_z$ . O primeiro consiste justamente na aplicação do critério de Beck e König [1] e estabelece que: "Uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade  $\alpha$  for menor que o valor  $\alpha_1$ , conforme as expressões:"

$$\alpha = H_{\rm tot} \sqrt{N_{\rm k}/(E_{\rm CS}I_{\rm C})}$$
(3)

$$\alpha_1 = 0.2 + 0.1n \quad \Rightarrow n \le 3 \quad \land \quad \alpha_1 = 0.6 \quad \Rightarrow n \ge 4$$
 (4)

"n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.  $H_{tot}$  é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.  $N_k$  é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de  $H_{tot}$ ), com seu valor característico.  $E_{cs} I_c$  representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.  $I_c$  é o momento de inércia considerando as seções brutas dos pilares.  $E_{cs}$  é o módulo de elasticidade secante, expresso por:"

$$E_{CS} = 0.85 E_{Ci} = 0.85 \times 5600 f_{ck}^{1/2}$$
(5)

 $E_{\rm CS}$ ,  $E_{\rm Ci}$  (módulo de elasticidade tangente) e  $f_{\rm ck}$  (resistência característica do concreto à compressão) são dados em MPa. A NBR 6118 ainda estabelece diferentes valores de  $\alpha_1$  em função do tipo de estrutura de contraventamento: "O valor limite  $\alpha_1 = 0,6$  prescrito para  $n \ge 4$  é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Pode ser adotado para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede. Pode ser aumentado para  $\alpha_1 = 0,7$  no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede e deve ser reduzido para  $\alpha_1 = 0,5$  quando só houver pórticos."

Em uma análise de segunda ordem, devem ser considerados simultaneamente os efeitos das não-linearidades física e geométrica. A NBR 6118, em seu item 15.7.3, permite que a não-linearidade física seja considerada de forma aproximada, mediante uma redução das rigidezes dos elementos estruturais em função de  $E_{\rm ci} I_{\rm c}$ , ou de  $E_{\rm cs} I_{\rm c}$  se for aplicada a equação (5). Apesar de a norma limitar este procedimento a estruturas com quatro ou mais andares, o mesmo será adotado neste trabalho também em edifícios com três ou menos andares. Portanto, deve-se ter este fato em mente ao analisar resultados de exemplos com número reduzido de andares. Assim, para o caso dos pilares, resulta a seguinte expressão para a rigidez reduzida:

$$(EI)_{sec} = 0.8 E_{Ci} I_C = 0.941 E_{CS} I_C$$
 (6)

#### 1.3 Justificativa e objetivos da pesquisa

A NBR 6118 representou um avanço em relação à norma anterior, ao introduzir em seu texto os processos para verificação da dispensa de consideração dos efeitos globais de segunda ordem. No que diz respeito ao parâmetro de instabilidade em função do número de andares, é dado tratamento diferenciado para edifícios com menos de quatro andares. Entretanto, para um número maior de andares, a norma estabelece valores fixos (0,5, 0,6 ou



0,7, dependendo do tipo de sistema de contraventamento), o que é questionável. Por exemplo, Ellwanger [3] encontrou diferenças na ordem de 12 % entre os coeficientes limites  $\alpha_1$  para um edifício contraventado exclusivamente por paredes, fazendo variar o número de andares entre 5 e 30. Considerando que a determinação do parâmetro de instabilidade envolve a extração de uma raiz quadrada, a diferença nas correspondentes rigidezes horizontais atinge 25 %. Assim, ao se verificar a dispensa da necessidade de uma análise de segunda ordem, o erro na determinação da rigidez necessária pode tornar-se relevante.

Este trabalho tem por objetivo pesquisar uma forma de definição do limite  $\alpha_1$  do parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por paredes e/ou núcleos, variável com o número de andares. Inicialmente, o modelo discreto de Beck e König [1] é adotado no desenvolvimento de um método de obtenção dos limites  $\alpha_1$  para edifícios com um número qualquer de andares. O método, envolvendo computação, é aplicado para uma série de quantidades de andares, gerando-se uma série de valores de  $\alpha_1$ .

Na seqüência, é pesquisada uma fórmula aproximada que reproduza esta série de valores, adotando-se o modelo contínuo de Beck e König [1]. As equações diferenciais são resolvidas pelo método de Galerkin. São abordados os casos de carga de vento uniforme e com variação segundo as prescrições da NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações (ABNT [7]). As fórmulas deduzidas são testadas em 11 exemplos de edifícios contraventados por paredes e núcleos, realizando-se 22 testes, com o número de andares variando entre 3 e 100.

### 2. Os efeitos de 2ª ordem no modelo discreto

De acordo com o modelo de Beck e König [1], um sistema de contraventamento formado por paredes e/ou núcleos pode ser

modelado por uma simples barra, comportando-se como um pilar. Ele é dotado de uma alta rigidez ao esforço cortante, predominando as deformações por flexão. A figura 2 mostra uma barra engastada-livre, de comprimento  $H_{tot}$ , simulando o sistema de contraventamento de um edifício com *n* andares de mesma altura *h*, submetido à ação de cargas gravitacionais *F* e de vento (*W*/2 no topo e *W* nos demais andares); as cargas são consideradas com seus valores característicos.

Levando em consideração a deformação da barra (não-linearidade geométrica) e representando por *E*, *J*, M(x) e y(x), respectivamente, o módulo de elasticidade longitudinal do material, o momento de inércia da seção transversal (constante) e as funções de momentos fletores e de deslocamentos horizontais, pode-se demonstrar que, para um trecho qualquer *i*, a equação diferencial da linha elástica e sua respectiva solução são dadas por:

$$M_{i}(x) = -EJ \frac{d^{2} y_{i}}{dx^{2}} = -W \left\{ \frac{nh-x}{2} + \sum_{j=1}^{i-1} [(n-j)h - x] \right\} +$$

$$F \left\{ iy_{i}(x) - \sum_{j=0}^{i-1} y_{j+1} [(n-j)h] \right\}$$
(7)

$$y_{i}(x) = \frac{1}{i} \sum_{j=0}^{i-1} y_{j+1} [(n-j)h] + C_{2i-1} sen(\sqrt{i} ax) + C_{2i} \cos(\sqrt{i} ax) + \frac{W}{iF} \left\{ \frac{nh-x}{2} + \sum_{j=1}^{i-1} [(n-j)h-x] \right\}$$
(8)

 $C_{2i-1} \in C_{2i}$  são constantes de integração e o coeficiente *a* é expresso por:

$$a^2 = F/EJ \tag{9}$$

Consideram-se negativos os momentos causando tração na face esquerda da barra. Os sub-índices junto a M(x) e y(x) indicam o trecho ao qual estas funções se referem. Aplicando a equação (8) para o topo do sistema (x = nh e i = 1), obtem-se:

$$C_2 = -C_1 \tan(nah) \tag{10}$$

Tendo sido obtida uma relação entre  $C_1$  e  $C_2$ , será demonstrado a seguir como as constantes de integração relativas a um trecho qualquer da barra podem ser expressas em função das constantes relativas ao trecho imediatamente anterior. Na equação (8), ao substituir *i* por *i* + 1, obtem-se a função  $y_{i+1}(x)$ . Expressando sucessivamente  $y_i(x) e y_{i+1}(x)$  para x = (n - i)h (transição entre os trechos *i* e *i* + 1) e modificando adequadamente estas expressões, obtem-se:

$$y_{i}[(n-i)h] - \frac{1}{i} \sum_{j=0}^{i-1} y_{j+1}[(n-j)h] - \frac{iWh}{2F} =$$

$$C_{2i-1} sen\left[\sqrt{i}(n-i)ah\right] + C_{2i} cos\left[\sqrt{i}(n-i)ah\right]$$
(11)

$$\frac{i}{i+1} \left\{ y_{i+1} \left[ (n-i)h \right] - \frac{1}{i} \sum_{j=0}^{i-1} y_{j+1} \left[ (n-j)h \right] - \frac{iWh}{2F} \right\} =$$

$$C_{2i+1} sen \left[ \sqrt{i+1} (n-i)ah \right] + C_{2i+2} \cos \left[ \sqrt{i+1} (n-i)ah \right]$$
(12)

A condição de igualdade entre  $y_i(x) e y_{i+1}(x)$  para x = (n - i)h faz com que os membros esquerdos das equações (11) e (12) sejam múltiplos entre si. Consequentemente, (11) e (12) podem ser agrupadas numa única equação:

$$C_{2i+1} sen[\sqrt{i+1}(n-i)ah] + C_{2i+2} cos[\sqrt{i+1}(n-i)ah] = B_2$$
(13)

onde

$$B_{2} = \frac{i}{i+1} \left\{ C_{2i-1} \operatorname{sen} \left[ \sqrt{i} (n-i)ah \right] + C_{2i} \cos \left[ \sqrt{i} (n-i)ah \right] \right\}$$
(14)

Por outro lado, derivando a equação (8) em relação a x, obtem-se:

$$dy_{i} / dx = \sqrt{i} a [C_{2i-1} \cos(\sqrt{i} ax) - C_{2i} sen(\sqrt{i} ax)] - (W/iF)(i-1/2)$$
(15)

Expressando a equação (15) sucessivamente para os trechos *i* e *i* + 1, obtem-se as funções de rotações para estes trechos. A condição de continuidade de rotações implica na igualdade entre estas funções para x = (n - i)h, resultando:

$$C_{2i+1} \cos\left[\sqrt{i+1} (n-i)ah\right] - C_{2i+2} \sin\left[\sqrt{i+1} (n-i)ah\right] = B_1$$
(16)

onde

$$B_{1} = \frac{\sqrt{i}}{\sqrt{i+1}} \left\{ C_{2i-1} \cos \left[ \sqrt{i} (n-i)ah \right] - C_{2i} \sin \left[ \sqrt{i} (n-i)ah \right] \right\} + \frac{W}{2i(i+1)^{3/2}aF}$$
(17)

A partir das equações (13), (14), (16) e (17), podem-se expressar  $C_{_{2i+1}}$  e  $C_{_{2i+2}}$  em função de  $C_{_{2i-1}}$  e  $C_{_{2i}}$ :

$$C_{2i+1} = B_1 \cos[\sqrt{i+1} (n-i)ah] + B_2 sen[\sqrt{i+1} (n-i)ah]$$
(18)

$$C_{2i+2} = B_2 \cos[\sqrt{i+1}(n-i)ah] - B_1 sen[\sqrt{i+1}(n-i)ah]$$
(19)

Uma vez obtida a relação entre as constantes de integração referentes a dois trechos consecutivos da barra, será deduzida a seguir uma expressão para o momento fletor na base da mesma. A condição de rotação nula na base é imposta, igualando a zero a equação (15) com i = n (último trecho) e x = 0. Em seguida, pode-se isolar C<sub>2n1</sub>:

$$C_{2n-1} = (2n-1)W/2n\sqrt{n} aF$$
(20)

Derivando a equação (15) em relação a x e aplicando-a para i = n, obtem-se:

$$\frac{d^{2}y_{n}/dx^{2} = -na^{2} [C_{2n-1}sen(\sqrt{n} ax) + C_{2n}\cos(\sqrt{n} ax)]$$
(21)

A expressão do momento fletor na base M(0) é obtida, tomando--se a primeira igualdade da equação (7) e fazendo i = n e x = 0. Em seguida, introduz-se  $d^2y_n/dx^2$  dado por (21) com  $a^2$  dado por (9) e x = 0, resultando:

$$M(0) = M_n(0) = -EJ d^2 y_n / dx^2(0) =$$

$$n a^2 E J C_{2n} = nF C_{2n}$$
(22)

O processo de obtenção da expressão de M(0) para um número qualquer *n* de pavimentos inicia com a aplicação da equação (10), ficando  $C_2$  expresso em função de  $C_1$ . Assim, ao aplicar as equações (18) e (19) para a transição entre o primeiro e o segundo trecho (*i* = 1), resultarão expressões para  $C_3$  e  $C_4$  contendo  $C_1$ como única constante de integração. O mesmo acontecerá com as demais constantes ao aplicar essas equações para os demais

trechos. Além disso, em virtude da última parcela da expressão de  $B_1$ , dada por (17), as sucessivas aplicações de (18) e (19) geram para as expressões das demais constantes de integração um termo independente de  $C_1$ , o qual aparece multiplicado por W/aF. Assim, ao final deste processo, terão sido geradas expressões para  $C_{2n-1}$  e  $C_{2n}$  (trecho *n*), as quais podem ser postas na forma:

$$C_{2n-1} = A_1 C_1 + D_1 W / aF$$

$$C_{2n} = A_2 C_1 + D_2 W / aF$$
(23)
(24)

Os termos 
$$A_1$$
,  $A_2$ ,  $D_1 e D_2$  resultam das sucessivas aplicações das equações (18) e (19). Combinando as equações (20), (22), (23) e (24), obtem-se a seguinte expressão para o momento fletor na base:

$$M(0) = \frac{nW}{a} \cdot \frac{A_2}{A_1} \left( \frac{2n-1}{2n\sqrt{n}} - D_1 \right) + \frac{nW}{a} D_2$$
 (25)

Por outro lado, este mesmo momento fletor, incluindo apenas os efeitos de primeira ordem, é dado por:

$$M(0) = -Wh \left( n/2 + \sum_{i=1}^{n-1} i \right)$$
(26)



Para a verificação da dispensa de consideração dos efeitos de 2<sup>a</sup> ordem, a inequação (2) será aplicada com os módulos de  $M^1$  e  $M^1$  dados respectivamente pelos M(0) de (26) e (25) (com os sinais invertidos, uma vez que a aplicação destas equações resulta em valores negativos para ambos os M(0)). Por outro lado, sendo este critério aplicado para o estado limite último, de acordo com o item 11.7.1 da NBR 6118, as cargas  $W \in F$  devem ser majoradas por 1,4 e o coeficiente *a* por  $\sqrt{1,4}$  (devido à equação (9)). Consequentemente:

$$-\frac{n \times 1,4W}{\sqrt{1,4} a} \cdot \frac{A_2}{A_1} \left( \frac{2n-1}{2n\sqrt{n}} - D_1 \right) - \frac{n \times 1,4W}{\sqrt{1,4} a} D_2 \le 1,1 \times 1,4Wh \left( n/2 + \sum_{i=1}^{n-1} i \right)$$
(27)

É tacitamente assumido que os termos  $A_1$ ,  $A_2$ ,  $D_1 e D_2$ , constantes nas equações (23) e (24), terão sido obtidos aplicando-se as equações (14), (17), (18) e (19) com  $\sqrt{1,4} a$  no lugar de *a*. Efetuando-se os devidos algebrismos, a inequação (27) transforma-se em:



Para um pequeno número de andares, podem-se deduzir expressões de A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>, D<sub>1</sub> e D<sub>2</sub>, como funções de  $\sqrt{1.4}$  *ah*, e substituí-las no membro esquerdo de (28). Em seguida, a inequação (28) pode ser resolvida por tentativas, obtendo-se o fator  $\sqrt{1.4}$  *ah*. Todavia, para uma quantidade maior de andares, é necessário aplicar as equações (18) e (19) por múltiplas vezes, o que resulta em expressões muito extensas para A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> e, consequentemente, para o membro esquerdo de (28). Para edifícios com mais de quatro andares, este método de obtenção de  $\sqrt{1.4}$  *ah* torna-se impraticável. Diante dessa situação, foi desenvolvido um método alternativo de obtenção do fator  $\sqrt{1.4}$  *ah* para edifícios com uma quantidade maior de andares. Por este método, a solução também é obtida por meio de tentativas. Porém, no lugar de se deduzirem expressões cada vez mais extensas para  $A_{1}$ ,  $A_{2}$ ,  $D_{1}$  e  $D_{2}$ , atribuem-se sucessivamente valores iniciais (tentativas) ao fator  $\sqrt{1.4}$  *ah* e determinam-se valores numéricos para aquelas variáveis. Em cada tentativa, aplica-se o formulário visto até aqui de forma a obter valores numéricos para os membros à direita e à esquerda da inequação (28). Quando estes valores forem suficientemente próximos, de maneira a poderem ser considerados iguais, o fator  $\sqrt{1.4}$  *ah* terá sido determinado.

Devido à grande quantidade de operações, o método é aplicado com o auxílio de computador. A título de ilustração, apresenta-se na tabela 1 a seqüência de operações de obtenção de  $\sqrt{1.4}$  *ah* por meio de tentativas. Representando por *b* a solução da inequação (28), obtida por este método, e considerando a definição de *a* (equação (9)), pode-se escrever:

$$\sqrt{1.4} ah = \sqrt{1.4} \sqrt{F/EJ} h \le b$$
 (29)

Pode-se observar na figura 2 que  $h=H_{tot}/n$  e  $F=N_k/n$ , conforme definição de  $N_k$  na subse-

ção 1.2. Por outro lado, como a parede ou núcleo tem comportamento equivalente ao de um pilar, a não linearidade física pode ser considerada, substituindo-se *EJ* por (*EI*)<sub>sec</sub> dado por (6). Isto leva a inequação (29) a assumir a forma:

$$H_{tot}\sqrt{N_k / E_{CS} I_C} / n\sqrt{0.941n} \le b / \sqrt{1.4}$$
 (30)

		5			····
n	α1 (1)	α <b>1 (2)</b>	n	α1 (1)	α1 (
1	0,425	0,426	25	0,754	0,75
2	0,571	0,573	30	0,757	0,75
3	0,631	0,631	35	0,759	0,75
4	0,663	0,663	40	0,761	0,76
5	0,683	0,683	50	0,763	0,76
6	0,697	0,697	60	0,765	0,76
7	0,707	0,707	70	0,766	0,76
8	0,715	0,715	80	0,767	0,76
9	0,721	0,721	100	0,768	0,76
10	0,726	0,726	125	0,769	0,76
12	0,734	0,733	165	0,770	0,77
14	0,739	0,739	250	0,771	0,77
16	0,743	0,743	500	0,772	0,77
18	0,746	0,746	≥ 1100	0,773	0,77
20	0,749	0,749	-	_	_

Comparando (30) com as equações (3) e (4), conclui-se que o limite  $\alpha_1$  do parâmetro de instabilidade pode ser expresso por:

$$\alpha_1 = bn\sqrt{0.941n} / \sqrt{1.4} = 0.82 b n^{3/2}$$
(31)

Assim, entrando-se com o número de andares desejado (*n*), pode--se obter *b* por meio do processo de tentativas já descrito e, em seguida, o valor do coeficiente limite  $\alpha_1$ , aplicando-se a equação (31). Isto foi feito para uma série de quantidades de andares e os resultados encontram-se na segunda e quinta colunas da tabela 2.

# 3. O modelo contínuo na obtenção de uma fórmula aproximada para $\alpha_1$

Os valores de  $\alpha_1$ , apresentados na tabela 2, podem ser considerados como "soluções exatas" (no contexto do modelo discreto da figura 2) para o limite do parâmetro de instabilidade de sistemas de contraventamento formados exclusivamente por paredes e/ou núcleos resistentes. A questão é que o método desenvolvido na seção anterior não proporciona uma fórmula explícita de obtenção do coeficiente limite  $\alpha_1$ . Assim, o objetivo desta seção é a dedução de fórmulas aproximadas que forneçam, com uma precisão adequada, o valor de  $\alpha_1$  em função do número de pavimentos. Aborda-se inicialmente o caso de carga de vento uniformemente distribuída e, na seqüência, o de carga com distribuição conforme as prescrições na NBR 6123 [7].

O modelo contínuo, apresentado na figura 1-b, mostra-se inadequado para edifícios com poucos andares. Isto se deve basicamente ao fato de que a simulação de um conjunto de cargas concentradas por meio de uma carga distribuída fornece uma boa precisão apenas se o número de cargas concentradas for grande. Em edifícios com um número menor de andares, o modelo da figura 1-b falha principalmente por não captar o efeito da carga vertical concentrada no último andar. Para evitar este inconveniente, adota-se o modelo contínuo da figura 3, no qual se inclui uma força vertical *P* concentrada no topo.

### 3.1 Carga de vento uniformemente distribuída

No modelo da figura 3-a, se for desconsiderado o efeito das deformações, pode-se demonstrar que a solução linear, em termos das rotações  $\phi(x)$ , para o caso de carga de vento uniforme de taxa *w*, será dada por:

$$\phi(x) = \frac{w\ell^3}{6EJ} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{x}{\ell} \right)^3 \right]$$
(32)

Considerando, agora, o efeito das deformações, a função dos momentos fletores será expressa por:

$$M(x) = -w(\ell - x)^{2}/2 - P[y(\ell) - y(x)] - \int_{x}^{\ell} q[y(\xi) - y(x)] d\xi$$
(33)

Chamando de Y(x) a função primitiva dos deslocamentos horizontais y(x), a equação (33) transforma-se em:

$$M(x) = -w(\ell - x)^{2}/2 - P[y(\ell) - y(x)] -q[Y(\ell) - Y(x) - (\ell - x)y(x)]$$
(34)



A equação diferencial da linha elástica é obtida igualando  $-EJ d^2y/dx^2$ a M(x) dado por (34). Derivando-a em relação a x, lembrando que  $dy/dx = \phi(x)$  e reordenando os termos, resulta:

$$E J d^{2}\phi / dx^{2} + \left[P + q(\ell - x)\right]\phi(x) + w(\ell - x) = 0$$
 (35)

Para a solução da equação (35), será adotado o método de Galerkin, o qual consiste em obter uma solução aproximada, na forma:

$$\phi(x) \cong \overline{\phi}(x) = \sum_{i=1}^{m} a_i \phi_i(x)$$
(36)

onde  $\varphi_i(x)$  (*i* = 1, 2, . . ., *m*) são funções escolhidas previamente e os *a*<sub>i</sub> são coeficientes a serem determinados. Considerações mais detalhadas sobre o método de Galerkin podem ser vistas em Kantorovitch e Krylov [8]. Na aplicação do método para o presente caso, o somatório da equação (36) será reduzido a uma única parcela (*m* = 1), adotando-se para  $\varphi_1(x)$  uma função proporcional à solução linear, dada por (32). Em conseqüência, a equação (36) assume a forma:

$$\phi(x) \cong a_1 \phi_1(x) = a_1 \left[ 1 - \left( 1 - \frac{x}{\ell} \right)^3 \right]$$
(37)

Para a obtenção de  $\alpha_{i}$ , deve ser resolvida a seguinte equação:

$$\int_{0}^{\ell} \left\{ -\frac{6EJ}{\ell^{2}} a_{1} \left( 1 - \frac{x}{\ell} \right) + \left[ P + q(\ell - x) \right] \cdot a_{1} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{x}{\ell} \right)^{3} \right] + w(\ell - x) \right\} \varphi_{1}(x) dx = 0$$
(38)

onde o termo que aparece multiplicado por  $\phi_1(x)$  é o operador diferencial referente à equação (35). Assim, entrando com  $\phi_1(x)$  dado por (37), efetuando a integração e isolando  $\alpha_1$ , resulta:

$$a_1 = \frac{w\ell^3}{6EJ - (15/7)P\ell^2 - (3/4)q\ell^3}$$
(39)

Substituindo (39) em (37), determina-se a função  $\phi(x)$ . Comparando-a com (32), observa-se que a não linearidade geométrica se manifesta através dos termos que são subtraídos de 6*EJ* no denominador de  $\alpha_1$ . Integrando  $\phi(x)$  duas vezes, obtem-se sucessivamente as funções  $y(x) \in Y(x)$ . Substituindo-as na equação (34) e aplicando-a para x = 0, obtem-se a seguinte expressão para o momento fletor na base:

$$M(0) = -\frac{w\ell^2}{2} - \frac{7}{5} \cdot \frac{w\ell^2 (5P\ell^2 + 2q\ell^3)}{56EJ - 20P\ell^2 - 7q\ell^3}$$
(40)

Para a verificação da dispensa de consideração dos efeitos de  $2^a$  ordem, a inequação (2) será aplicada com  $M^{\parallel}$  dado por M(0) de (40) em módulo, com as cargas majoradas por 1,4. Portanto:

$$1.4 \frac{w\ell^{2}}{2} + \frac{7}{5} \quad \frac{1.4w\ell^{2} \times 1.4(5P\ell^{2} + 2q\ell^{3})}{56EJ - 20 \times 1.4P\ell^{2} - 7 \times 1.4q\ell^{3}} \leq (41)$$
$$1.1 \times 1.4 \frac{w\ell^{2}}{2}$$

Efetuando-se sucessivos algebrismos, obtem-se:

$$(8P+3.15q\ell)\ell^2/EJ \le 2$$
 (42)

Na inequação (42), a não-linearidade física pode ser considerada substituindo *EJ* por (*EI*)<sub>sec</sub> dado por (6). Em seguida, extraindo a raiz quadrada de ambos os membros e rearranjando, resulta:

$$\ell \sqrt{(2.54P + q\ell)/E_{CS} I_C} \le 0.773$$
(43)

Convém relembrar que o objetivo desta seção é obter uma fórmula para  $\alpha_1$  em função do número de pavimentos. Para que isto possa ser feito a partir da equação (43), é necessário encontrar uma relação entre  $q\ell e P$  em função do número de andares, tal que a aplicação de (43) venha a fornecer valores de  $\alpha_1$  os mais próximos possíveis da série apresentada na segunda e quinta colunas da tabela 2. Por outro lado, representando  $H_{re}$  por  $\ell$ , a equação (3) combinada com a (4) pode ser expressa na forma:

$$\ell \sqrt{N_k / E_{CS} I_C} \leq \alpha_1$$
(44)

Nas equações (43) e (44), pode-se isolar o fator  $E_{cs}I_{c}$ . Igualando as expressões resultantes e considerando que a carga vertical total  $N_{\iota}$  é dada pela soma de  $P \in q\ell$ , pode-se demonstrar que:

$$\frac{q\ell}{P} = \frac{2.54\alpha_1^2 - 0.773^2}{0.773^2 - \alpha_1^2}$$
(45)

Aplicando a equação (45) para os valores de  $\alpha_1$  constantes na tabela 2 (modelo discreto), determinam-se sucessivos valores de  $q\ell/P$ , correspondentes a sucessivas quantidades de andares, listando-os na tabela 3. Em seguida, é necessário pesquisar uma equação que forneça, com uma precisão adequada, os valores de  $q\ell/P$  em função de *n*. Uma possível solução consiste na equação de uma reta, apresentada abaixo:

$$q\ell/P = 1.201n - 1.528$$
 (46)

Tabela 3 − Valores de qℓ/P em função do número de andares									
Número de andares	qℓ/P	Número de andares	qℓ/P						
1	-0,333	20	22,6						
2	0,849	25	29,2						
3	2,07	30	35,0						
4	3,28	35	40,4						
5	4,48	40	47,3						
6	5,69	50	57,2						
7	6,88	60	72,0						
8	8,12	70	82,5						
9	9,30	80	97,0						
10	10,5	100	116						
12	13,1	125	147						
14	15,3	165	196						
16	17,7	250	291						
18	19,9	500	593						

Finalmente, considerando que l é a altura  $H_{tot}$  e combinando as equações (44), (45) e (46), resulta:

$$H_{tot}\sqrt{N_k/E_{CS}I_C} \le \alpha_1 =$$

$$0.773\sqrt{(n-0.44)/(n+0.84)}$$
(47)

Obteve-se assim uma expressão para  $\alpha_1$  em função do número de andares. A equação (47) foi aplicada para a mesma série de números de pavimentos da tabela 2 e os valores resultantes encontram-se na terceira e sexta colunas da mesma. Pode-se perceber a concordância quase perfeita entre os valores de  $\alpha_1$  relativos aos modelos discre-



to e contínuo; os respectivos gráficos, mostrados na figura 4 para os casos de 1 a 30 andares, apresentam-se coincidentes.

### 3.2 Carga de vento distribuída conforme as prescrições da NBR 6123

A figura 3-b apresenta o modelo de um sistema de contraventamento submetido a uma carga de vento de taxa w(x) variável com a altura, atingindo um valor  $w_{\tau} = w(\ell)$  no topo de edifício. De acordo com o que é prescrito pela NBR 6123 (ABNT [7]), a taxa w(x) pode ser expressa por:

$$w(x) = K(x/10)^p$$
 (48)

*K* é uma constante que depende de vários fatores, como: área da face da edificação normal à direção do vento; relação entre as dimensões da edificação; velocidade básica do vento, fatores de rajada, topográfico e estatístico, conforme definições da NBR 6123. O expoente *p* é igual ao dobro do parâmetro meteorológico  $\overline{p}$ , variável entre 0,06 e 0,175, dependente das dimensões da edificação e da rugosidade do terreno. Portanto, *p* pode variar de 0,12 a 0,35. Pode-se mostrar que as rotações  $\phi(x)$  e o momento fletor na base *M*(0), devidos exclusivamente aos efeitos de primeira ordem, são dados respectivamente por:

$$\phi(x) = \frac{w_T}{EJ} \cdot \frac{(p+1)\ell^2 x - (p+2)\ell x^2/2 + x^{p+3}/(p+3)\ell^p}{(p+1)(p+2)}$$
(49)

$$M(0) = -w_T \ell^2 / (p+2)$$
(50)

Por outro lado, considerando o efeito das deformações e seguindo a mesma linha dedutiva que levou às equações (34) e (35), pode-se mostrar que a função de momentos fletores e a equação diferencial da linha elástica são dadas respectivamente por:

$$M(x) = -w_T \cdot \frac{(p+1)\ell^2 - (p+2)\ell x + \frac{x^{p+2}}{\ell^p}}{(p+1)(p+2)} -$$
(51)  
$$P[y(\ell) - y(x)] - q[Y(\ell) - Y(x) + (\ell - x)y(x)]$$

$$EJ\frac{d^{2}\phi}{dx^{2}} + \left[P + q(\ell - x)\right]\phi(x) + w_{T} \cdot \frac{\ell - x^{p+1}/\ell^{p}}{p+1} = 0$$
(52)

Para a solução da equação (52), será utilizado o método de Galerkin, adotando-se uma função  $\varphi_1(x)$  proporcional à solução linear dada por (49). Na seqüência da dedução, devido à grande extensão das expressões envolvidas, o formulário será particularizado para p = 0,35, o que corresponde a um parâmetro meteorológico  $\overline{p}$  de 0,175, referente a um terreno com categoria de rugosidade V. Este valor de p resulta na configuração de carregamento mais afastada da distribuição uniforme. Assim, seguindo a mesma linha dedutiva que levou à equação (40), obtem-se o momento fletor na base incluindo os efeitos de segunda ordem:

$$M(0) = -0.4255 w_T \ell^2 - \frac{0.3505 w_T \ell^2 (2.516 P \ell^2 + q \ell^3)}{7.95 EJ - 2.886 P \ell^2 - q \ell^3}$$
(53)

Para a verificação da dispensa de consideração dos efeitos de segunda ordem, os momentos  $M^{1} e M^{\parallel}$  serão dados pelos M(0), em módulo, respectivamente de (50) e (53), com as cargas majoradas por 1,4. Desta forma, aplicando a inequação (2), substituindo *EJ* por (*EI*)<sub>sec</sub> dado por (6) (não-linearidade física) e efetuando-se os devidos algebrismos, obtem-se:

$$\ell \sqrt{(2.556P + q\ell)/E_{CS} I_C} \le 0.7606$$
 (54)

Devido à similaridade entre as equações (54) e (43), será assumido o mesmo padrão de variação de  $\alpha_1$  para o caso do vento uniforme, com o coeficiente 0,773 de (43) sendo alterado para 0,7606. Consequentemente, obtem-se uma expressão de  $\alpha_1$  em função do número de andares, para o caso da carga de vento conforme a NBR 6123, semelhante à equação (47):





Na equação (55), pode-se isolar I<sub>c</sub>, obtendo-se:

$$I_C \ge 1.729 \times \frac{n+0.84}{n-0.44} \times \frac{N_k H_{tot}^2}{E_{CS}}$$
 (56)

A equação (56) é de grande utilidade na fase de pré-dimensionamento de um sistema de contraventamento, quando o objetivo é obter uma estrutura classificada pela NBR6118 como sendo de nós fixos.

### 4. Exemplos

### 4.1 Descrição dos testes

A figura 5 mostra a configuração básica, em planta, do sistema de contraventamento transversal de um edifício de planta octogonal alongada, o qual é constituído pelas paredes 1 a 5. Este sistema foi empregado em edifícios com 3, 5, 10, 15, 20, 30 e 40 andares, constituindo os exemplos 1 a 7. Da mesma forma, pode-se observar na figura 6 a configuração básica do sistema de contraventamento transversal formado pelas paredes 1 a 7, o qual foi empregado em edifícios com 50, 60, 80 e 100 andares, constituindo os exemplos 8 a 11. Nos exemplos 10 e 11, no lugar das paredes 1 e 7, foram utilizados núcleos em forma de canais, indicados pelas linhas quebradas da figura 6.

Em todos os exemplos, considerou-se um pé direito de 3 m e a utilização de concreto com  $f_{\rm ck}$  = 25 MPa, resultando em um módulo  $E_{\rm CS}$  = 23800 MPa. Foi considerada a carga vertical total (valor característico) de 10 kN/m² por pavimento. Adotou-se inicialmente uma carga devida à pressão do vento de 1,5 kN/m² (valor característico), constante ao longo da altura. Esta consideração é devida ao fato de se estar testando uma formulação baseada num modelo com carga de vento de taxa constante.

Cada um dos 11 sistemas de contraventamento foi testado com o objetivo de determinar a relação entre cargas verticais e rigidez horizontal que resultasse em um acréscimo de 10% no momen-



		Tabelo	a 4 – Resul	tados para a d	carga de ve	ento uniforme
Exemplo	n	α <b>1 (1)</b>	α <b>1 (2)</b>	I <sub>c</sub> (m⁴)	Paredes	Dimensões (cm) da seção transversal
1	3	0,631	0,632	0,1226	5	20 x 114
2	5	0,683	0,684	0,4852	5	20 x 180
3	10	0,726	0,726	3,441	5	20 x 346
4	15	0,741	0,741	11,15	5	30 x 447
5	20	0,749	0,749	25,88	5	30 x 592
6	30	0,757	0,757	85,53	5	40 x 800
7	40	0,761	0,761	200,7	5	48 x 1000
8	50	0,763	0,763	1004	7	51 x 1500
9	60	0,765	0,765	1727	5	60 x 1771
-	-	-	-	-	+ 2	60 x 1500
10	80	0,767	0,767	4073	5	80 x 2000
-	-	-	-	-	+ 2	85 x 1500 (alma) e 85 x 354 (abas)
11	100	0,768	0,768	7924	5	120 x 2200
-	-	-	-	-	+ 2	120 x 1500 (alma) e 120 x 472 (abas)
n – n° de andar	es; α1 (1)	- equação (47); α1	(2) – valores	obtidos nos exem	solar	

to global da base do edifício, em relação à análise de primeira ordem; com isso, determinava-se o limite  $\alpha_1$  do parâmetro de instabilidade. O procedimento aplicado em cada teste consistiu em atribuir dimensões iniciais às seções das paredes e realizar uma análise de segunda ordem, empregando-se o método P-Delta com processamento em precisão dupla. Detalhes sobre o método P-Delta podem ser vistos em Smith e Coull [9]. Em seguida, realizaram-se novas análises de segunda ordem, ajustando-se as dimensões das seções até resultar no acréscimo desejado de 10% no momento global da base.

A não-linearidade física foi considerada por meio da redução da rigidez das barras individuais, expressa pela equação (6). Devido à dupla simetria do contraventamento em planta, pôde-se adotar para as análises um modelo de pórtico plano com as paredes ligadas entre si por bielas representando as lajes dos pavimentos. Na sequência, os 11 exemplos foram re-analisados, considerando a distribuição da carga de vento variável com a altura. Foram seguidas as prescrições da NBR 6123, adotando-se os seguintes parâmetros: velocidade básica de 45 m/s; fatores topográfico e estatístico iguais a 1,0; e rugosidade do terreno de categoria

	Tabela 5 – Resultados para a carga de vento conforme a NBR 6123										
Exemplo	n	α <b>1 (3)</b>	l <sub>c,1</sub> (m⁴)	α <b>1 (4)</b>	I <sub>c,₂</sub> (m⁴)	Paredes	Dimensões (cm) da seção transversal				
1	3	0,621	0,1271	0,625	0,1256	5	20 x 115				
2	5	0,672	0,5024	0,674	0,4989	5	20 x 182				
3	10	0,714	3,559	0,716	3,544	5	20 x 349				
4	15	0,729	11,52	0,730	11,48	5	30 x 451				
5	20	0,737	26,75	0,737	26,73	5	30 x 598				
6	30	0,745	88,40	0,745	88,36	5	40 x 809				
7	40	0,749	207,4	0,749	207,3	5	50 x 1000				
8	50	0,751	1038	0,751	1037	7	53 x 1500				
9	60	0,753	1785	0,753	1785	5	60 x 1800				
-	-	-	-	-	-	+2	60 x 1500				
10	80	0,755	4209	0,755	4203	5	84 x 2000				
-	-	-	-	-	-	+2	85 x 1500 (web) and 85 x 354 (edges)				
11	100	0,756	8195	0,757	8191	5	120 x 2200				
-	-	-	-	-	-	+2	25 x 1500 (web) and 125 x 500 (edges)				
n – n° de and	ares: α1	(3) – eg. (55): I	– eg. (56): o	(1) (4) e I., - (	obtidos nos exe	emplos					

V, correspondente a centros de grandes cidades. Para o prédimensionamento das seções das paredes, foi aplicada a equação (56).

### 4.2 Análise dos resultados

A tabela 4 apresenta, em sua quarta coluna, os valores de  $\alpha_1$  encontrados nos 11 exemplos, para o caso da carga de vento uniformemente distribuída. Nas colunas seguintes, constam os valores da inércia bruta total I<sub>c</sub>, com o correspondente número de paredes e dimensões das seções que levaram à obtenção dos referidos valores de  $\alpha_1$ . Observe-se que, nos exemplos 10 e 11, houve a necessidade de substituir as paredes planas 1 e 7 por núcleos em forma de canais. Incluem-se ainda, na terceira coluna, os valores de  $\alpha_1$  obtidos pela aplicação da equação (47). Comparando-os com os valores obtidos nos exemplos, observa-se uma concordância quase perfeita; verifica-se a coincidência dos três dígitos, com exceção dos exemplos 1 e 2, nos quais as diferenças se mantêm abaixo de 0,2 %.

A tabela 5 apresenta os mesmos elementos da tabela 4, porém para o caso de distribuição da carga de vento conforme a NBR 6123. Inclui-se ainda uma coluna com os valores inicialmente atribuídos para a inércia bruta total I<sub>c</sub>, resultantes da aplicação da equação (56). Observa-se que estes valores, bem como os de  $\alpha_1$  preditos pela equação (55), reproduzem com boa precisão os valores obtidos nos exemplos. Verifica-se a coincidência dos três dígitos de  $\alpha_1$  nos exemplos 5 a 10, enquanto nos demais as diferenças se mantêm abaixo de 0,7 %.

Os valores de  $\alpha_1$  mostrados na quinta coluna da tabela 5 indicam que, para edifícios com 3 e com 10 ou mais andares, os respectivos limites  $\alpha_1 = 0.5$  e  $\alpha_1 = 0.7$ , prescritos pela NBR 6118, são conservadores. Entretanto, o contrário acontece em edifícios com um número de andares entre 4 e 7. Interpolações feitas com os valores de  $\alpha_1$  referentes aos exemplos 1 a 3 resultam em valores menores que o limite 0,7 prescrito para aquelas quantidades de andares.

### 5. Conclusões

Os valores limites  $\alpha_1$  do parâmetro de instabilidade, obtidos para o caso da carga de vento distribuída conforme a NBR 6123 e apresentados na tabela 5, mostram uma variabilidade que vai de um mínimo de 0,625 no exemplo 1 até um máximo de 0,757 no exemplo 11. A proporção entre estes valores extremos é pouco superior a 1,2:1. Considerando que a obtenção dos mesmos envolve a extração de uma raiz quadrada, a proporção entre os radicandos (relações carga vertical/rigidez horizontal) associados a esses extremos é próxima de 1,5:1. Esta variabilidade mostra a importância de se dispor de um limite  $\alpha_1$  apropriado ao número de andares de um dado edifício a ser projetado, nos lugar dos valores fixos estabelecidos pela NBR 6118. Por exemplo, em relação ao valor fixo 0,7, a equação (55) fornece valores variáveis entre 0,65 (4 andares) e 0,76 (90 ou mais andares).

No presente trabalho, foi inicialmente desenvolvido um método baseado no modelo discreto de Beck e König [1] (Figura 1-a), considerando pé-direito constante e carga de vento uniforme. O método consiste em resolver a inequação (28) por meio de tentativas e utilizar o resultado na aplicação da equação (31), obtendo-se  $\alpha_1$ . Como o método é aplicado com o auxílio de com-



putador, pode-se obter  $\alpha_i$  para qualquer número de andares, o que é ilustrado pela tabela 2.

Os resultados obtidos serviram de subsídio para a etapa seguinte, na qual foi adotada uma variante do modelo contínuo de Beck e König [1] (Figura 3), com o objetivo de se deduzirem fórmulas aproximadas de obtenção de  $\alpha_1$  em função do número de andares, chegando-se assim às equações (47) e (55). Os exemplos testados mostraram uma boa precisão destas equações, respectivamente, para os casos de carga de vento uniforme e com distribuição conforme a NBR 6123 para terreno com categoria de rugosidade V.

Observa-se que os valores de  $\alpha_1$  obtidos para estes dois padrões de carregamento, constantes nas tabelas 4 e 5, apresentam valores bastante próximos entre si, com diferenças inferiores a 1,7 %. Isto mostra que o modelo de Beck e König [1], ao considerar uma carga de vento uniformemente distribuída, incorre em um erro irrelevante. O gráfico da figura 7 ilustra a proximidade dos valores de  $\alpha_1$  para os dois padrões de carregamento. Já que a rugosidade V corresponde à configuração de carregamento mais afastada da distribuição uniforme, não foram testadas outras categorias de rugosidade, pois é de se supor que resultem valores intermediários entre os obtidos para os casos apresentados.

Os bons resultados obtidos no presente trabalho recomendam a adoção do método proposto para o estabelecimento de fórmulas de determinação de  $\alpha_1$  para sistemas formados por pórticos e por associações de pórticos com paredes e/ou núcleos. Casos de variação no pé direito e na rigidez horizontal ao longo da altura também podem ser abordados. Convém salientar que tudo isto deve ser feito de forma a manter a simplicidade da formulação, justamente uma das maiores virtudes da utilização do parâmetro de instabilidade.

Finalmente, convém destacar a necessidade de se adotar para os testes um modelo mais realístico de análise: simulação da estrutura como um reticulado tridimensional, considerando-se os pavimentos como diafragmas rígidos e incluindo o efeito da deformação por corte; realização da análise não-linear através de um método incremental-iterativo; e consideração mais acurada da não-linearidade física, por exemplo, por meio de relações momento-curvatura.

### 6. Referências Bibliográficas

- [01] Beck, H. and König, G.; Haltekräfte im Skeletbau. In: Beton- und Stahlbetonbau, n° 62, tome 1 (pp. 7-15) and tome 2 (pp. 37-42), Berlin, 1967.
- [02] Vasconcelos, A.C.; Origem dos Parâmetros de Estabilidade  $\alpha$  e  $\gamma_z$ . In: Revista IBRACON de Estruturas, n° 20, pp. 56-60, São Paulo, 1998.
- [03] Ellwanger, R.J.; A variable limit for the instability parameter of wall-frame or core-frame bracing structures. In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, vol. 5, no 1, pp. 120-136, São Paulo, 2012.
- [04] CEB Comité Euro-International du Béton; CEB/FIP Manual of Buckling and Instability, The Construction Press, Lancaster, 1978.
- [05] ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas; NBR 6118 – Design of strucutral concrete – Procedure, Rio de Janeiro, 2007.
- [06] Franco, M. and Vasconcelos, A.C.; Practical Assessment of Second Order Effects in Tall Buildings.
   In: Colóquio do CEB-FIP Model Code 1990, pp. 307-24, Rio de Janeiro, 1991.
- [07] ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas; NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações, Rio de Janeiro, 1987.
- [08] Kantorovich, L.V. and Krylov, V.I.; Approximate Methods of Higher Analysis, New York, Interscience Publishers Inc., 1964.
- [09] Smith, B.S. and Coull, A.: Tall Building Structures: Analysis and Design, New York, John Wiley & Sons Inc., 1991.



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

## Impact strength and abrasion resistance of high strength concrete with rice husk ash and rubber tires

### Resistência ao impacto e à abrasão de concreto de alta resistência com c<sup>i</sup>nza de casca de arroz e borracha de pneus

M. B. BARBOSA <sup>a</sup> mbbarbosa@yahoo.com.br

A. M. PEREIRA b adrianapereira@gmail.com

J. L. AKASAKI ° akasaki@dec.feis.unesp.br

> C. F. FIORITI d cffioriti@hotmail.com

J. V. FAZZAN <sup>e</sup> jvfazzan@hotmail.com

M. M. TASHIMA <sup>f</sup> tashima@japan.com

J. J. P. BERNABEU 9 jjpaya@cst.upv.es

J. L. P. MELGES h jlmelges@dec.feis.unesp.br

### Abstract

The paper discusses the application of High Strength Concrete (HSC) technology for concrete production with the incorporation of Rice Husk Ash (RHA) residues by replacing a bulk of the material caking and rubber tires with partial aggregate volume, assessing their influence on the mechanical properties and durability. For concrete with RHA and rubber, it was possible to reduce the brittleness by increasing the energy absorbing capacity. With respect to abrasion, the RHA and rubber concretes showed lower mass loss than the concrete without residues, indicating that this material is attractive to be used in paving. It is thus hoped that these residues may represent a technological and ecological alternative for the production of concrete in construction works.

Keywords: high strength concrete, rice husk ash, rubber tire, impact resistence, abrasion resistance

### Resumo

O trabalho aborda a aplicação da tecnologia do Concreto de Alta Resistência (CAR) para a produção de concretos com incorporação dos resíduos de Cinza de Casca de Arroz (CCA) através da substituição em massa de parte do material aglomerante, e borracha de pneus em substituição parcial do agregado miúdo em volume, avaliando suas influências sobre as propriedades de durabilidade e mecânicas. Para os concretos com CCA e borracha, foi possível verificar a redução da fragilidade através do aumento da capacidade de absorção de energia. Com relação à abrasão, os concretos contendo CCA e borracha apresentaram perda de massa inferior ao concreto sem resíduos, indicando que este material é atrativo para o uso em pavimentação. Contudo, espera-se que estes resíduos venham representar uma alternativa tecnológica e ecológica para a produção de concretos na construção civil.

Palavras-chave: concreto de alta resistência; cinza de casca de arroz, borracha de pneu, resistência ao impacto, resistência à abrasão.

- Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Campus de Ilha Solteira, mbbarbosa@yahoo.com.br, Alameda Bahia nº 550, CEP: 15385-000, Ilha Solteira-SP, Brasil.
- Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Campus de Ilha Solteira, adrianapereira@gmail.com, Alameda Bahia n° 550, CEP: 15385-000, Ilha Solteira-SP, Brasil. Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Campus de Ilha Solteira, akasaki@dec.feis.unesp.br, Alameda Bahia n° 550,
- CEP: 15385-000, Ilha Solteira-SP, Brasil.
- Universidade Estadual Paulista, Departamento de Planejamento, Urbanismo e Ambiente, Campus de Presidente Prudente, cffioriti@hotmail.com, Rua Roberto Simonsen, nº 305, CEP: 19060-900, Presidente Prudente-SP, Brasil.
- Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Campus de Ilha Solteira, jvfazzan@hotmail.com, Alameda Bahia nº 550, CEP: 15385-000, Ilha Solteira-SP, Brasil.
- Universidade Politécnica de Valência, Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, tashima@japan.com, Edificio Caminos II, Camino de Veras s/n, 46071, Valência, Espanha.
- Universidade Politécnica de Valência, Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, jjpaya@cst.upv.es, Edificio Caminos II, Camino de Veras s/n, 46071, Valência, Espanha.
- Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Campus de Ilha Solteira, jImelges@dec.feis.unesp.br, Alameda Bahia nº 550, CEP: 15385-000, Ilha Solteira-SP, Brasil.

Received: 18 Jul 2011 • Accepted: 28 Aug 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

### 1. Introduction

The use of High Strength Concrete (HSC) has grown worldwide for structural purposes, and it is employed in building pillars, in dams, in industrial floors, in structural recoveries, in preformed parts, among other uses. According to Libório [1], HSC can provide a gain of useable area, decrease material consumption, reduce the permanent structural load, shorten the execution time and increase the maintenance time.

solid residue disposal has increased in recent years, and the problems that arise from the depletion of natural raw materials have also increased, this has consequently lead to studies on the utilization of industrial residues aiming to reduce its environmental impact and enabling to reduce manufacturing costs.

Rice husk ash (RHA) and used rubber tires are among the residue variety currently generated, this application is aimed not only to reduce material costs, but also to minimize the environmental aspects by striving for sustainability in production processes.

The incorporation of industrial residue to concrete, such as RHA (with high pozzolanic reactivity), besides representing a solution for using by-products from other industries, is also regarded as an efficient replacement material for a part of Portland cement, as it enriches the performance of the final composite.

The use of alternative materials such as slag, fly ash, RHA and silica fume, as well as their combinations, can produce adequate performance concrete for construction works (NEVILLE [2]).

As for scrap tire rubber incorporated into concrete, this presents alternative solutions to minimize environmental degradation by reducing the disposal of scrap tires into nature, reduce costs and improve the performance of products in civil construction.

Residue rubber added to concrete could act as an obstacle in the development of cracks by intersecting the microcracks that appear during concrete hardening, preventing its development (BONNET [3]).

Vanconcelos and Akasaki [4], subjected concrete to several degradation processes, such as the action of water, temperature, salts and acid solution. Their results analysis verified the interference of additions in the prevention of deleterious effects on concrete by incorporating RHA and rubber tire. In general, the study demonstrated that the durability was not compromised with the residue additions, moreover, the rubber was very effective against chemical attack, high temperatures and water entry.

According to Marques et al. [5], their concrete containing rubber, even with lower mechanical strength and tensile strength, when compared to concrete without the residue, showed the mass loss was similar to the reference concrete – hence demonstrating concrete with rubber has good abrasion resistance.

According to Akasaki et al. [6], with respect to the abrasion test, the incorporation of RHA in the concrete for binder replacement ratios of 5% and 10% showed better results than the reference concrete. With respect to the impact resistance tests, Fioriti et al. [7] stated



that the breaking behavior of reinforced concrete with rubber is different from the reference concrete, in which significant changes were observed and showed the effective physical participation of tire residues in containing the cracking in the concrete pieces. However, it was not possible to quantify the contribution but regarded the increased energy absorption capacity (toughness) of the concrete with rubber quite meaningful.

The incorporation of RHA and tire rubber residues in concrete offers not only technical advantages, but also social benefits related to mitigating the problems of residue disposal into the environment, which could encourage the development of research investigating the potential of these materials. Thus, the results obtained in this work aim to provide subsidies to the technical environment to foster advancements in the application of these materials.

### 2. Materials and concrete dosage

### 2. Rice husk ash

This work used RHA produced in the laboratory of Civil Engineering of Unesp – Ilha Solteira Campus. A burning process was used to obtain a light colored and amorphous ash. It should be mentioned that the process to obtain this material is being patented by the Alternative Building Materials group – MAC/Unesp.

The chemical composition of the ash and the X-ray diffractogram are shown in Table [1] and Figure [1], respectively. No temperature control was used to burn the rice husk and peaks of up to 850  $^{\circ}$ C

Table 1 - Chemical characterization of RHA (ABNT (8))										
	SiO <sub>2</sub>	$Al_2O_3$	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	\$O₃	NaO	K₂O	Fire loss	
RHA	92,99	0,18	0,43	1,03	0,35	0,10	0,02	0,02	2,36	

Table 2 – Classification of the tire rubber residue									
Normal and a Denomination	uxiliary sieves Aperture (mm)	Tire rubb % Retained	er residues Denomination						
1/4"	6.30	1.90	Very coarse						
Nº 8	2.38	45.90	Coarse						
Nº 16	1.19	27.20	Medium						
Nº 200	0.075	25.00	Fine						

were detected during the process. RHA has a light gray coloring and according to Figure [1] the RHA under study is an amorphous material. This is indicated by the baseline deviation between the angles of 15 and 30 degrees.

In this study, after the 30-minute milling process, RHA displayed a median diameter of 11.08  $\mu$ m measured by a laser granulometer. The milling process used a Gabrielli Mill-2 ball mill containing 50 alumina balls, 18 mm in diameter and total weight of 570 g. The 30-minute milling was set as the baseline for the results presented by Vasconcelos and Akasaki [4], regarding the milling time influence on the RHA particle size.

### 2.2 Tire residues

Off-road and heavy machinery retreaded rubber tires were used. The rubber tire underwent a screening process and particle-size selection, and were then classified as fine, medium, coarse and very coarse; with the mean particle size used in this study, that is, the residues that passed through a sieve mesh opening of 2.38 mm and retained in the sieve mesh apertures of 1.19 mm. Table [2] shows the tire rubber classification results.

Based on the studies of Vita et al. [9] the same particle size range and tire rubber residue percentage were used to replace the fine aggregate, namely 3% of rubber average (by volume). The description of the average rubber is as follows: elongated shape (as fiber), length mostly less than 10 mm and thickness of about 1 mm.

### 2.3 Concrete dosage

The following materials comprising the concrete dosage were characterized: Portland cement CP II F 32 (Table [3]), basaltic gravel (Table [4]), natural sand (Table [5]) and polycarboxylate - superplasticizer (Table [6]). The addition of tire rubber (Table [7]) and RHA (Table [8]) were also used in the concrete composition. The procedure used for the HSC dosage composition was proposed by the Canadian researchers Aïtcin [12], called the "Aïtcin Method". This method is specific for HSC, which improves its parameters through empirical results based on absolute value criteria. The method procedure began by selecting different dosage characteristics:

- Water/binder ratio: relationships proposed between water/ binder and resistance;
- Additive: based on the saturation point;
- Coarse aggregate content: according to the typical particle shapes;
- Incorporated air content: by the suggested initial estimate (1.5%).

Table 3 – Physical characteristics of the cement CP II F – 32 (ABNT (10))									
Cemen	t CP II-F-32		Indices obtained	Specific min.	ations max.				
200 sieve finene	ess (% retained)		0.14	-	12.0				
325 sieve finene	ess (% retained)		1.4	-	-				
Specific surface	- Blaine (cm²/g)		4786	2600	-				
Specific appare	ent mass (g/cm³)		1.04	-	-				
Specific absolu	te mass (g/cm³)		3.02	-	-				
Pasto liko wat	ar consistency	grams	135	-	-				
Fusie-like walk	erconsisiency	(%)	27.0	-	-				
Initial a	dhesion (h:min)		02:28	01:00	-				
Auto-clav	ve expansion (%)		0.042	-	-				
	Morter consistency	grams	150	-	-				
	wondr consistency	a/c	0.48	-	_				
Axial compression		3 days	36.1	10.0	-				
strength	Strain (MPa)	7 days	39.5	20.0	-				
		28 days	47.4	32.0	-				
Auto-clar Axial compression strength	Initial adhesion (h:min)         Auto-clave expansion (%)         Mortar consistency         Axial compression         strength         Strain (MPa)		02:28 0.042 150 0.48 36.1 39.5 47.4	- - - 10.0 20.0 32.0	-				

Table 4 – Composition of gravel particle size (ABNT (11))											
Sieves	eves % Accumulated retained										
(mm)	0.149	0.297	0.595	1.190	2.38	4.76	6.30	9.51	12.70	19.0	25.4
Gravel	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	93.7	74.4	37.2	0.0	0.0	0.0
Maximum d	iameter (n	om) Fin	ess mod				Spe	Specific mass			
				Apparent (g/cm <sup>3</sup> ) Absolute (g/cm <sup>3</sup> )				g/cm³)			
1	9.0		6.31			1	.504		2.95	5	

Table 5 – Sand grain size composition (ABNT (11))											
Sieves					% Accu	imulated	retained				
(mm)	0.075	0.149	0.297	0.595	1.19	2.38	4.76	6.30	9.51	12.7	19.0
Sand	100.0	91.8	62.4	31.8	18.4	4.3	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0
Maximum diameter (mm) Finess module Specific mass Apparent (g/cm³) Absolute (g/cm³)											
	2.38		2.09			1	.584		2.64	19	

Table 6 – Technical characteristics of the additive											
Main function	Solids content	Maximum dosage	рН	Specific mass							
Superplasticizer	35%	2% relative to the cement weight	4.3 ± 0.5	1.08 kg/l to 20 °C							

Table 7 – In-natura tire rubber particle size composition (ABNT (11))												
Sieves					% A	ccumula	ted retai	ned				
(mm)	0.075	0.149	0.297	0.595	1.19	2.38	4.76	6.30	9.51	12.7	19.0	25.4
Rubber	100.0	99.5	96.2	89.5	69.1	21.0	2.3	0.9	0.3	0.0	0.0	0.0
Maximum	Maximum diameter (mm) Finess module Specific mass											
Apparent (g/cm³) Absolute (g/cm³)												
	4.76		3.7	'8			0.33			1.15		

Table 8 – Physical characteristics of RHA (ABNT (8))									
Rice husk ash Specifications min. max.									
	Apparent density (g/cm <sup>3</sup> )	0.40							
	Absolute density (g/cm <sup>3</sup> )	2.16							
3	25 Sieve Finess (% retained)	3.4							
	Grain size (microns)	12.38							
Pozzolania	Required water (%)	114.6	- 110.0						
activity indices	With cement (%)	60.7	75.0 -						
	With lime cal (MPa)	4.9	6.0 -						
	Humidity of sample (%)	1.90	- 3.0						

Table 9 – Composition of concrete dosages										
Materials	Control	Control/Rubber	5% RHA	RHA/Rubber						
Cement (kg/m³)	466.67	466.67	443.33	443.33						
RHA (kg/m <sup>3</sup> )	-	-	23.33	23.33						
Coarse aggregate (kg/m <sup>3</sup> )	1125.00	1125.00	1125.00	1125.00						
Fine aggregate (kg/m³)	812.31	732.60	801.99	722.28						
Tire rubber (kg/m³)	-	34.50	-	34.50						
Water (kg/m³)	140.00	140.00	140.0	140.00						
Water/agglomerate (a/agl)	0.30	0.30	0.30	0.30						
Superplasticizer additive (kg/m <sup>3</sup> )	3.74	3.74	5.35	5.35						
% Superplasticizer/cement (mass)	0.80%	0.80%	1.20%	1.20%						
% Mineral addition (mass)	-	-	5.00%	5.00%						
%Mortar content	54.00%	52.00%	54.00%	54.00%						
Coarse aggregate in relation to fine aggregate	56.12	58.65	56.44%	58.99%						
% Rubber m <sup>3</sup> (volume)	_	3.00%	_	3.00%						
% Rubber/fine (volume)	-	10.88%	-	11.04%						
% Rubber/coarse (volume)	_	7.67%	-	7.67%						

Next, the water/binder and additive ratio were correlated to determine the amount of binder to be used in the dosage, and the remaining volume to be filled in a cubic meter was completed with fine aggregates. The mortar and coarse aggregate levels were evaluated by the method used by Helene and Terzian [13]. For the sake of clarity, the concretes used in this study were classified under the following conditions:

- Concrete with no (0%) mineral incorporated **Control**;
- Concrete with no (0%) mineral incorporated and with 3% rubber - Control/Rubber;
- Concrete with 5% rice husk ash 5 % RHA;

■ Concrete with 5% rice husk ash and 3% rubber – **RHA/Rubber**. Table [9] shows the concrete dosage compositions used. After the materials were quantified the concrete production and preparation of the specimens began. The concretes were produced in an inclined axis mixer, according to ABNT [14].

Figure [2] shows the cylindrical specimens molded (30 cm x 10 cm diameter x height) for the abrasion test, performed at 28 days of age. For the impact resistance test performed at 7 and 28 days of age, prismatic (plates) of 5 cm x 15 cm x 30 cm were molded, shown in Figure [3]. Cylindrical specimens of 10 cm x 20 cm (diameter x height), in Figure [4] were also molded for the compressive strength and tensile strength tests, and thereafter a correlation analysis between resistance and the values obtained in the impact and abrasion tests.

After molding, all specimens were coated in plastic film and kept in the lab for approximately 24 hours. After the molds were removed, the specimens were placed in a moist chamber, according to ABNT [15], until the date of the tests.



Figure 3 – Molding specimens for impact test (5 cm x 15 cm x 30 cm)





### 3. Test methodology

### 3.1 Impact resistance

The impact resistance of HSC was determined according to ABNT specifications [16]. This method was based on the free fall of a sphere of known mass on the center of a concrete specimen placed in a standardized sandbox.

Figure [5] shows the equipment used in the impact resistance test, which consists of a 2.20m tube appended to the wall by a metal ball attached to a cord inside the tube weighing 0.5 kg, passing through a pulley and a metal box containing sand and located below the tube where the specimen was placed. The test was performed considering the free fall of the ball, where a height change of the fall occurs. Three test specimens per concrete dosage were used in this test.

The impact resistance was determined by the energy sum for the appearance of the first crack in the upper face and/or specimen rupture. Equation [1] was used in this paper:

(1)



Ei = Impact energy (N.m ou J); h = Falling height (m); m = Sphere mass (kg); a = Gravity acceleration (m/s<sup>2</sup>).

### 3.2 Abrasion resistance

The abrasion resistance test was based on the U. S. Corps of Engineers method, known as the "*Abrasion – Erosion Resistance of Concrete*" (LCEC [17]). The apparatus used for this test consists of an electric motor, a stirring paddle, and a steel cylindrical container

Figure 5 – Apparatus used in impact test



to hold the test specimen, to which steel balls were later added in order to provide the abrasive wear. Figure [6] shows the device used for the abrasion resistance test.

The wear was calculated according to the mass change percentage, for 71 hours of testing, weighed prior to starting the test and after 10, 24, 48 and 71 hours. A single test specimen was used in this assay per concrete dosage.

### 3.3 Tensile strength and compressive stress

The mechanical strengths were obtained according to the following specifications: compressive stress (ABNT [18]) and tensile strength by diametral compression (ABNT [19]). These tests were performed at 3, 7, 28 and 63 days of age, and the values were established through the arithmetic mean of three specimens by age and concrete dosage.

### 4. Results and discussion

Tables [10] and [11] show the impact resistance results of HSC. It was found that for the HSC with or without mineral incorporation and without the addition of rubber, a smaller number of impacts was required (lower energy) for the appearance of the first cracking, compared to the first cracking of HSC with rubber, regardless of age.

It was seen that the HSC with mineral incorporation had higher impact resistance when compared to the Control dosage, regardless of age and order of crack observations (first and last crack). This also occurred for the HSC with mineral and rubber incorporation.

As for the HSC with mineral and rubber incorporation, there was an impact resistance gain from the last crack, with values ranging from 9% to 20% at 28 days of age, compared to the HSC with only mineral incorporation. While the Control/Rubber dosage decreased by 10% in impact resistance, at the same age.

After the next impact application related to the first crack, the last crack was determined, thickness between 0.2 mm to 0.5 mm for the HSCs and with and without mineral incorporation, with the complete sectioning of the specimens (plates). The HSCs with rubber showed a crack thickness of up to 0.5 mm, reaching a maximum fall height of up to 2.20 m, with no complete sectioning of the specimens. Figure [7] shows some specimens at the end of the impact resistance test.

Table 10 – Results of impact resistance of high strength concrete (1 <sup>st</sup> crack)											
1 <sup>st</sup> crack observed											
Deseres	Height	of fall (m)	Impact re	esistance (J)	Thickness (mm)						
Dosage	7 days	28 days	7 days	28 days	7 days 28 days						
Control	1.5	1.6	59.5	67.5	0.3 0.3						
Control/Rubber	1.6	1.7	67.5	76.0	0.05 0.05						
5% RHA	1.8	1.9	85.0	94.5	0.1 0.1						
RHA/Rubber	1.9	2.0	94.5	104.5	0.05 0.05						

Table 11 – Results of impact resistance of high strength concrete (last crack)										
Last crack observed										
Deserve	Height of fall (m)		Impact res	sistance (J)	Thickne	ess (mm)	Observations			
Dosage	7 days	28 days	7 days	28 days	7 days	28 days	Observations			
Control	1.7	1.8	76.0	85.0	0.5	0.5	Fully sectioned			
Control/Rubber	1.8	1.9	94.5	94.5	0.2	0.5	Did not section			
5% RHA	2.0	2.1	104.5	115.0	0.5	0.5	Fully sectioned			
RHA/Rubber	2.1	2.2	115.0	126.0	0.2	0.2	Did not section			

Figure [8], shows the abrasion resistance results of the concrete after 28 days of age, obtained by the weight loss percentage by abrasion wear.

Figure [8], shows that there was a mass loss decrease in all the testing periods of HSC with mineral incorporation, in relation to the mass loss shown in the Control HSC. The mass loss, in 71 hours, was 34% lower for the dosage with 5% RHA, compared to the Control HSC. It is assumed that the least amount of hydrated cement in HSC with mineral incorporation was offset by the actions of the micro-filer effect.

In relation to the HSC with rubber, all dosages showed lower weight loss results when compared to the HSCs without rubber.

Comparing the final wear percentage of the Control/Rubber dosage, of 1.41%, subjected to the abrasion test, with the dosage results with RHA/Rubber, of 0.29%, it can be stated that the addition of RHA contributes to improve the abrasion resistance of the concrete.

Thus, it can be said that the concrete with RHA and rubber showed good performance when subjected to abrasion wear, indicating that this type of concrete can be used, for example, in paving. Figures [9a, b, c, d], show the sample specimens after the abrasion resistance test.

With respect to the mechanical strength tests, in Figures [10] and [11], the dosages with the mineral incorporation were lower than the tensile strength and compressive strength values throughout the ages analyzed, compared to the Control, showing it is a more brittle material.

As for dosages with rubber incorporation, higher values were found between the tensile strength and compressive strength values, compared to the HSC without rubber, which showed greater ductility.

At 7 days, the dosage with RHA/Rubber demonstrated higher values between tensile and compressive strength, when compared to dosing with 5% RHA, at 63 days of age.

The Control/Rubber dosage showed higher values for tensile strength and compressive strength than for the dosage with RHA/ Rubber, at the ages analyzed, proving to be less brittle.

Correlating impact strength with mechanical compression and tension strength, it was noticed that the results do not follow the same tendency with the rubber dosages, that is, the dosages RHA/Rubber and Control/Rubber had higher impact energy absorption than






the Control dosage, thus its mechanical strength was the lowest. The same cannot be said for the dosage with 5% RHA, which had energy absorption practically equal to the RHA/Rubber, and which reached the highest compression and tension mechanical resistance values.

Correlating wear by abrasion with mechanical strength, it was noted that the dosages RHA/Rubber and Control/Rubber showed





the lowest wear and the lowest compressive strength and tensile strength values. While the dosage with 5% RHA had a wear value that was only lower than the Control, showing the highest mechanical strength values.

Given the correlations, we can say that the dosages containing RHA as well as the dosages with rubber have higher energy absorption

Figure 11 - Tensile strength of HSCs



capacity (toughness) and less wear abrasion when compared to the Control. Thus, the highest mechanical strength values in concrete do not necessarily indicate that the concrete should have a higher energy absorption capacity and yield lower abrasion wear.

# 5. Conclusions

With respect to the impact test, the concretes with RHA and rubber outperformed the dosage Control/Rubber. Regarding the additions, it can be said that the concrete with RHA outperformed the Control concrete.

The abrasion test results for the concrete containing RHA and rubber showed lower mass loss than the concretes without rubber and the Control/Rubber concrete.

As for the breaking behavior resulting from the impact tests, it can be concluded that the concretes with rubber addition showed better ductility, observed by the energy absorption capacity increase, when compared to concrete without the addition of rubber.

The incorporation of RHA and tire rubber residue to HSC demonstrated its feasibility to be used in paving, mainly due to the good performance of the properties studied. However, it is hoped that these residues may indeed represent a technological and ecological alternative for concrete production in civil construction.

# 6. Bibliographic references

- [01] LIBÓRIO, J. B. L. Análise das propriedades mecânicas de concretos com agregados de Dmáx Ø 6,3mm e com diferentes tipos e teores de sílica. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 45, 2003, Vitória, 2003, Anais, Vitória, 2003. (CD ROM).
- [02] NEVILLE, A. Propriedades do concreto. 2.ed. São Paulo: Pini, 1997.
- [03] BONNET, S. Materiaux cimentaires a haute deformabilite par incorporation de granulats issus du broyage de pneus usages, França, 2004, Tese (doutorado) – Universite Toulouse III – Paul Sabatier, 280p.
- [04] VASCONCELOS, A. R. B.; AKASAKI, J. L. Análise da durabilidade do concreto de alto desempenho com adição de Rice Husk Ash e Rubber de pneu. Ambiente Construído (Online), v. 10, p. 77-90, 2010.
- [05] MARQUES, A. C.; NIRSHCL, G. C.; AKASAKI, J. L. Propriedades mecânicas do concreto adicionado com Rubber de pneus. Holos Environment, Rio Claro, v. 6, n.1, 2006.
- [06] AKASAKI, J. L.; RICCI, E. C.; VASCONCELOS, A. R. B.; MACEDO, P. C. Avaliação da adição de resíduo agroindustrial como alternativa ecologicamente correta para a construção civil. In: Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, 33, 2008, Santiago – Chile, 2008, Anais, Santiago-Chile, 2008. (CD\_ROM).
- [07] FIORITI, C. F.; INO, A.; AKASAKI, J. L. Análise experimental de blocos intertravados de concreto com adição de resíduos do processo de recauchutagem de pneus. Acta Scientiarum. Technology (Online), v. 32, p. 237-244, 2010.

- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Materiais pozolânicos – Requisitos NBR 12653, Rio de Janeiro, 2012.
- [09] VITA, M. O.; MACEDO, P. C.; AKASAKI, J. L.; FAZZAN, J. V.; MARTINS, I. R. F. Influência da adição de resíduo de Rubber pneumática em concreto de alto desempenho. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 49, 2007, Bento Gonçalves, 2007, Anais, Bento Gonçalves, 2007. (CD-ROM).
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland composto – Especificação – NBR 11578, Rio de Janeiro, 1997.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados – Determinação da composição granulométrica – NBR NM 248, Rio de Janeiro, 2003.
- [12] AITCIN, P. C. Concreto de alto desempenho. São Paulo: Pini, 2000.
- [13] HELENE, P.; TERZIAN, P. Manual de dosagem e controle do concreto. São Paulo: Pini, 349p., 1993.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
   Preparação de concreto em laboratório Procedimento – NBR 12821, Rio de Janeiro, 2009.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova – NBR 5738, Rio de Janeiro, 2003.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Determinação da resistência ao impacto de piso cerâmico – NBR 9454, Rio de Janeiro, 1986. (norma extinta).
- [17] LABORATÓRIO CESP DE ENGENHARIA CIVIL (LCEC). Avaliação da resistência a abrasão de superfícies de concreto submersas. Ilha Solteira, 1983. nº. C-38/83. (relatório não publicado).
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos – NBR 5739, Rio de Janeiro, 2007.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos – NBR 7222, Rio de Janeiro, 2011.



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

# Impact strength and abrasion resistance of high strength concrete with rice husk ash and rubber tires

# Resistência ao impacto e à abrasão de concreto de alta resistência com c<sup>i</sup>nza de casca de arroz e borracha de pneus

M. B. BARBOSA \* mbbarbosa@yahoo.com.br

A. M. PEREIRA b adrianapereira@gmail.com

J. L. AKASAKI ° akasaki@dec.feis.unesp.br

> C. F. FIORITI d cffioriti@hotmail.com

J. V. FAZZAN <sup>e</sup> jvfazzan@hotmail.com

M. M. TASHIMA <sup>f</sup> tashima@japan.com

J. J. P. BERNABEU 9 jjpaya@cst.upv.es

J. L. P. MELGES h jlmelges@dec.feis.unesp.br

# Abstract

The paper discusses the application of High Strength Concrete (HSC) technology for concrete production with the incorporation of Rice Husk Ash (RHA) residues by replacing a bulk of the material caking and rubber tires with partial aggregate volume, assessing their influence on the mechanical properties and durability. For concrete with RHA and rubber, it was possible to reduce the brittleness by increasing the energy absorbing capacity. With respect to abrasion, the RHA and rubber concretes showed lower mass loss than the concrete without residues, indicating that this material is attractive to be used in paving. It is thus hoped that these residues may represent a technological and ecological alternative for the production of concrete in construction works.

Keywords: high strength concrete, rice husk ash, rubber tire, impact resistence, abrasion resistance

# Resumo

O trabalho aborda a aplicação da tecnologia do Concreto de Alta Resistência (CAR) para a produção de concretos com incorporação dos resíduos de Cinza de Casca de Arroz (CCA) através da substituição em massa de parte do material aglomerante, e borracha de pneus em substituição parcial do agregado miúdo em volume, avaliando suas influências sobre as propriedades de durabilidade e mecânicas. Para os concretos com CCA e borracha, foi possível verificar a redução da fragilidade através do aumento da capacidade de absorção de energia. Com relação à abrasão, os concretos contendo CCA e borracha apresentaram perda de massa inferior ao concreto sem resíduos, indicando que este material é atrativo para o uso em pavimentação. Contudo, espera-se que estes resíduos venham representar uma alternativa tecnológica e ecológica para a produção de concretos na construção civil.

Palavras-chave: concreto de alta resistência; cinza de casca de arroz, borracha de pneu, resistência ao impacto, resistência à abrasão.

- Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Campus de Ilha Solteira, mbbarbosa@yahoo.com.br, Alameda Bahia nº 550, CEP: 15385-000, Ilha Solteira-SP, Brasil.
- Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Campus de Ilha Solteira, adrianapereira@gmail.com, Alameda Bahia n° 550, CEP: 15385-000, Ilha Solteira-SP, Brasil. Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Campus de Ilha Solteira, akasaki@dec.feis.unesp.br, Alameda Bahia n° 550,
- CEP: 15385-000, Ilha Solteira-SP, Brasil.
- Universidade Estadual Paulista, Departamento de Planejamento, Urbanismo e Ambiente, Campus de Presidente Prudente, cffioriti@hotmail.com, Rua Roberto Simonsen, nº 305, CEP: 19060-900, Presidente Prudente-SP, Brasil.
- Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Campus de Ilha Solteira, jvfazzan@hotmail.com, Alameda Bahia nº 550, CEP: 15385-000, Ilha Solteira-SP, Brasil.
- Universidade Politécnica de Valência, Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, tashima@japan.com, Edificio Caminos II, Camino de Veras s/n, 46071, Valência, Espanha.
- Universidade Politécnica de Valência, Departamento de Ingeniería de la Construcción y Proyectos de Ingeniería Civil, jjpaya@cst.upv.es, Edificio Caminos II, Camino de Veras s/n, 46071, Valência, Espanha.
- Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil, Campus de Ilha Solteira, jImelges@dec.feis.unesp.br, Alameda Bahia nº 550, CEP: 15385-000, Ilha Solteira-SP, Brasil.

Received: 18 Jul 2011 • Accepted: 28 Aug 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

# 1. Introdução

O uso de Concreto de Alta Resistência (CAR) vem crescendo mundialmente, com finalidade estrutural, sendo empregado em pilares de edifícios, em barragens, em pisos industriais, em recuperações de estruturas, em peças pré-moldadas, entre outras. Segundo Libório [1], o CAR pode proporcionar um ganho de área útil, diminuir o consumo de material, reduzir a carga permanente da estrutura, o tempo de execução pode ser menor e o período de tempo para que ocorra manutenção pode ser maior.

Nos últimos anos, tem-se verificado um aumento de descarte de rejeitos sólidos, bem como os problemas advindos da exaustão de matérias primas naturais, e isto, vem impulsionando os estudos sobre o aproveitamento de resíduos industriais, reduzindo o seu impacto ambiental e viabilizando a redução de custos industriais.

Dentre a variedade de resíduos gerados atualmente, tem-se a Cinza de Casca de Arroz (CCA) e a borracha de pneus inservíveis, que visam não somente a redução de custos dos materiais, como também minimização aos aspectos ambientais através da busca da sustentabilidade dos processos de produção.

A incorporação de resíduos industriais ao concreto tais como a CCA (com alta reatividade pozolânica), além de ser uma das soluções para o aproveitamento de subprodutos de outros setores, é também considerada eficiente como um material de substituição de parte do cimento Portland, enriquece o desempenho do compósito final.

A utilização de materiais alternativos, como a escória, a cinza volante, a CCA e a sílica ativa, bem como suas combinações, podem produzir concretos com desempenho adequado para utilização na construção civil (NEVILLE [2]).

Quanto aos resíduos de borracha de pneu incorporados ao concreto, estes apresentam soluções alternativas para minimizar a degradação ambiental através da redução do descarte de pneus na natureza, reduzir os custos e melhorar o desempenho de produtos na construção civil.

Os resíduos de borracha adicionados ao concreto podem vir a atuar como obstáculos no desenvolvimento de fissuras, quando interceptam as microfissuras que surgem durante o endurecimento do concreto, impedindo sua progressão (BONNET [3]).

Conforme Vanconcelos e Akasaki [4], que submeteram o concreto a diversos processos de degradação, como a ação da água, temperatura, sais e solução ácida. Com a análise dos resultados verificaram a interferência das adições no combate às ações deletérias no concreto com incorporação de CCA e borracha de pneu. Em geral o estudo mostrou que a durabilidade não foi comprometida com adição dos resíduos, além disso, a borracha mostrou-se muito eficaz no combate a ação de agentes químicos, a altas temperaturas e a entrada de água.



Para Marques et al. [5], seus concretos contendo borracha, mesmo com resistência mecânica à compressão e à tração inferior quando comparada ao concreto sem o resíduo, apresentaram perda de massa semelhante ao concreto de referência. Mostrando que os concretos com borracha apresentam boa resistência à abrasão.

Segundo Akasaki et al. [6], com relação ao ensaio de desgaste por abrasão, a incorporação de CCA no concreto apresentou, para os teores de substituição do aglomerante de 5% e 10%, resultados melhores que o concreto de referência.

Com relação aos ensaios de resistência ao impacto, Fioriti et al. [7] afirmaram que o comportamento de ruptura de peças de concreto com borracha é diferente do concreto de referência, onde foram observadas significativas alterações que demonstraram a efetiva participação física dos resíduos de pneus na contenção do seccionamento das peças de concreto. Porém, não foi possível quantificar tal contribuição, mas consideraram notório o aumento da capacidade de absorção de energia (tenacidade) do concreto com borracha.

A incorporação dos resíduos CCA e a borracha de pneu ao concreto oferece não só vantagens técnicas, como também benefícios sociais relacionados com a redução de problemas de deposição no meio ambiente, servindo de estímulo ao desenvolvimento de pesquisas que investiguem as potencialidades desses materiais. Deste modo, pretende-se que os resultados obtidos neste trabalho forneçam subsídios ao meio técnico, a fim de que ocorram novos avanços na aplicação desses materiais.

		Т	abela 1 - C	aracterizaç	ão química	da CCA (AE	3NT (8))		
	SiO <sub>2</sub>		Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	\$O₃	NaO	K₂O	Perda fogo
CCA	92,99	0,18	0,43	1,03	0,35	0,10	0,02	0,02	2,36

Tabela 2 – Classificação do resíduo de borracha de pneu							
Peneiras norm Denominação	ais e auxiliares Abertura (mm)	Resíduos de b % Retida	oorracha de pneu Denominação				
1/4"	6,30	1,90	Muito grossa				
Nº 8	2,38	45,90	Grossa				
Nº 16	1,19	27,20	Média				
Nº 200	0,075	25,00	Fina				

# 2. Materiais e dosificação do concreto

### 2.1 Cinza de casca de arroz

No presente trabalho foi utilizado uma CCA produzida no laboratório de Engenharia Civil da Unesp – Campus de Ilha Solteira. Trata-se de um processo de queima onde se obtém uma cinza de coloração clara e amorfa. É importante mencionar que o processo de obtenção desse material esta sendo patenteado pelo grupo de Materiais Alternativos de Construção – MAC/Unesp.

A composição química da cinza e o difratograma de raio-X são mostrados na Tabela [1] e na Figura [1], respectivamente. A queima da casca de arroz foi realizada sem controle de temperatura, onde foram detectados picos de até 850 °C durante o processo. A CCA apresenta uma coloração cinza clara e, de acordo com a Figura [1] observa-se que a CCA em estudo é um material amorfo. Isto é indicado pelo desvio da linha base entre os ângulos de 15 e 30 graus.

Neste estudo a CCA foi submetida a um processo de moagem durante 30 minutos, apresentando um diâmetro médio de 11,08  $\mu$ m, medido através de um granulômetro a laser. Para o processo de moagem utilizou-se um moinho de bolas Gabrielli Mill-2 que

continha 50 bolas de alumina com 18 mm de diâmetro, com um peso total de 570 g. O tempo de 30 minutos de moagem foi definido com base nos resultados apresentados por Vasconcelos e Akasaki [4], no que tange a influência do tempo de moagem na granulometria da CCA.

# 2.2 Resíduos de pneus

Utilizou-se a borracha proveniente do processo mecânico de recauchutagem de pneus fora de estrada e de máquinas pesadas. A borracha de pneu passou por um processo de peneiramento e seleção granulométrica, e durante este processo foram classificadas como fina, média, grossa e muito grossa; cuja granulometria utilizada nesta pesquisa foi a média, ou seja, os resíduos que passaram na peneira de abertura de malha 2,38 mm e que ficaram retidos na peneira de abertura de malha 1,19 mm. A Tabela [2] apresenta os resultados da classificação da borracha de pneu. Baseado nos estudos de Vita et al. [9] adotou-se a mesma faixa granulométrica e porcentagem de resíduos de borracha de pneu em substituição ao agregado miúdo, ou seja, 3 % de borracha média (em volume). A borracha média apresenta a seguinte descrição: possui formato alongado (tipo fibra), comprimento em sua maior parte inferior a 10 mm e espessura em torno de 1 mm.

Tabela 3 – Características físicas do cimento CP II F – 32 (ABNT (10))							
Cimente	o CP II-F-32		Índices obtidos	Especifie mín.	cações máx.		
Finura peneira	1 200 (% retida)		0,14	-	12,0		
Finura peneiro	1 325 (% retida)		1,4	-	-		
Superfície específi	ca - Blaine (cm²/g)		4786	2600	-		
Massa específica	aparente (g/cm³)		1,04	-	-		
Massa específica	ı absoluta (g/cm³)		3,02	-	-		
Áqua do consist	lânoia da nasta	gramas	135	-	-		
Agua de consisi		(%)	27,0	-	-		
Início c	le pega (h:min)		02:28	01:00	-		
Expansão	em auto-clave (%)		0,042	-	-		
	Consistôncia da araamassa	gramas	150	-	-		
Desistêre siev è	consistencia da digarnassa	a/c	0,48	-	-		
		3 dias	36,1	10,0	-		
compressão axiai	Tensão (MPa)	7 dias	39,5	20,0	-		
		28 dias	47,4	32,0	-		

		Tabe	la 4 – Co	omposiçõ	io granul	ométricc	ı da brita	(ABNT (1	1))		
Peneiras					% Ret	ida acun	nulada				
(mm)	0,149	0,297	0,595	1,190	2,38	4,76	6,30	9,51	12,70	19,0	25,4
Brita	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	93,7	74,4	37,2	0,0	0,0	0,0
Diâmetro	máximo (m	m) Mód	lulo de fi	nura			Mass	a especi	ífica	-	
						Aparente (g/cm³) Absoluta (g/cm³)				g/cm³)	
19,0 6,31						1	,504		2,95	5	

		Tabe	la 5 – Co	mposiçã	o granul	ométrica	da areic	a (ABNT (1	11))		
Peneiras					% Ret	ida acun	nulada				
(mm)	0,075	0,149	0,297	0,595	1,19	2,38	4,76	6,30	9,51	12,7	19,0
Areia	100,0	91,8	62,4	31,8	18,4	4,3	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0
Diâmetro n	návimo (m	m) Móc	lulo de fi				Mass	a especí	fica		
						Aparente (g/cm³)			Absoluta (g/cm³)		
2,38 2,09						1	,584		2,64	19	

Tabela 6 – Características técnicas do aditivo							
Função principal	Teor de sólidos	Dosagem máxima	рН	Massa específica			
Superplastificante	35%	2% em relação ao peso do cimento	4,3 ± 0,5	1,08 kg/l a 20 °C			

	Tabe	ela 7 – Co	omposiçõ	ão granu	lométric	a da bor	racha de	e pneu in	natura (	ABNT (11)	)	
Peneiras					%	Retida a	cumulac	la				
(mm)	0,075	0,149	0,297	0,595	1,19	2,38	4,76	6,30	9,51	12,7	19,0	25,4
Borracha	100,0	99,5	96,2	89,5	69,1	21,0	2,3	0,9	0,3	0,0	0,0	0,0
Diâmetro	máximo	(mm)	Módulo d	e finura			N	/lassa es	pecífica			
Diamono				o infara		Apa	rente (g/	′cm³)	Absol	uta (g/cn	n³)	
4,76 3,78						0,33 1,1			1,15			

Tabela 8 – Características físicas da CCA (ABNT (8))								
Ci	nza de casca de arroz		Especificações mín. máx.					
	Densidade aparente (g/cm³)	0,40						
	Densidade absoluta (g/cm <sup>3</sup> )	2,16						
	Finura Peneira 325 (% retida)	3,4						
	Diâmetro dos grãos (micras)	12,38						
Índices de	Água requerida (%)	114,6	- 110,0					
atividade	Com cimento (%)	60,7	75,0 -					
pozolânica	Com cal (MPa)	4,9	6,0 -					
	Umidade da amostra (%)	1,90	- 3,0					

Tabela 9 – Composição das dosificações de concreto						
Materiais	Controle	Controle/Borracha	5% CCA	CCA/Borracha		
Cimento (kg/m³)	466,67	466,67	443,33	443,33		
CCA (kg/m <sup>3</sup> )	-	-	23,33	23,33		
Agregado graúdo (kg/m°)	1125,00	1125,00	1125,00	1125,00		
Agregado miúdo (kg/m³)	812,31	732,60	801,99	722,28		
Borracha de pneu (kg/m³)	-	34,50	-	34,50		
Água (kg/mc)	140,00	140,00	140,0	140,00		
Água/aglomerante (a/agl)	0.30	0,30	0,30	0,30		
Aditivo superplastificante (kg/m <sup>3</sup> )	3,74	3,74	5,35	5,35		
% Superplastificante/cimento (massa)	0,80%	0,80%	1,20%	1,20%		
% Adição mineral (massa)	-	-	5,00%	5,00%		
% Teor de argamassa	54,00%	52,00%	54,00%	54,00%		
Agregado graúdo em relação ao miúdo	56,12	58,65	56,44%	58,99%		
% Borracha no m <sup>3</sup> (volume)	-	3,00%	-	3,00%		
% Borracha/miúdo (volume)	-	10,88%	-	11,04%		
% Borracha/graúdo (volume)	-	7,67%	-	7,67%		

# 2.3 Dosificação do concreto

Os seguintes materiais foram caracterizados e constituíram a dosificação do concreto: cimento Portland CP II F 32 (Tabela [3]), brita de origem basáltica (Tabela [4]), areia natural (Tabela [5]) e aditivo superplastificante - policarboxilato (Tabela [6]). Utilizou-se também a incorporação da borracha de pneu (Tabela [7]) e a CCA (Tabela [8]) na composição dos concretos. O procedimento utilizado para a composição da dosificação de CAR foi proposto pelo pesquisador canadense Aïtcin [12], denominado "Método Aïtcin". Este método é específico para o CAR, cujos parâmetros são aprimorados através de resultados empíricos baseando-se no critério de valor absoluto. O procedimento do método iniciou-se pela seleção de diferentes características da dosificação:

- Relação água/aglomerante: relações propostas entre água/ aglomerante e a resistência;
- Aditivo: baseado no ponto de saturação;
- Teor de agregado graúdo: em função da forma típica das partículas;
- Teor de ar incorporado: por meio de estimativa inicial sugerida (1,5 %).

Em seguida fez-se uma correlação entre a relação água/ aglomerante e o aditivo, determinando-se a quantidade de aglomerante a ser empregada na dosificação, e o volume restante a ser preenchido em um metro cúbico foi completado com agregado miúdo. Ressalta-se que os teores de argamassa e agregado graúdo foram avaliados pelo método adotado por Helene e Terzian [13]. Para melhor esclarecimento, os concretos estudados



Figura 3 – Moldagem de corpos de prova para ensaio de impacto (5 cm x 15 cm x 30 cm)



de compressão e tração (10 cm x 20 cm)

Figura 4 - Corpos de prova para ensaios

neste trabalho foram classificados de acordo com as seguintes situações:

- Concreto sem (0 %) incorporação mineral Controle;
- Concreto sem (0 %) incorporação mineral e 3 % de borracha – Controle/Borracha;
- Concreto com 5 % de cinza de casca de arroz 5 % CCA;
- Concreto com 5 % de cinza de casca de arroz e 3% de borracha CCA/Borracha.

A Tabela [9] apresenta as composições das dosificações de concreto utilizados. Determinada a quantificação dos materiais, passou-se à produção dos concretos e preparo dos corpos de prova. Os concretos foram produzidos, segundo a ABNT [14], em betoneira de eixo inclinado.

Foram moldados corpos de prova cilíndricos de 30 cm x 10 cm (diâmetro x altura), destinados ao ensaio de abrasão, realizado aos 28 dias de idade, sendo apresentado um modelo na Figura [2]. Para o ensaio de resistência ao impacto, realizado aos 7 e 28 dias de idade, foram moldados corpos de prova prismáticos (placas) de 5 cm x 15 cm x 30 cm, apresentados na Figura [3]. Também foram moldados corpos de prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm (diâmetro x altura), Figura [4], para realização dos ensaios de resistência à compressão e à tração, e posterior análise de uma correlação entre as resistências e os valores obtidos nos ensaios de impacto e de abrasão.

Após a moldagem, todos os corpos de prova foram revestidos por plástico filme e mantidos no ambiente de laboratório por aproximadamente 24 horas. Ao retirar as fôrmas, colocaram-se os corpos de prova em câmara úmida, segundo a ABNT [15], até a data de realização dos ensaios.

# 3. Metodologia para realização dos ensaios

# 3.1 Resistência ao impacto

Quanto à determinação da resistência ao impacto dos CAR, seguiram-se as especificações da ABNT [16]. O método utilizado



#### Figura 5 – Aparato utilizado no ensaio de impacto



baseou-se na queda livre de uma esfera com massa conhecida sobre o centro de um corpo de prova de concreto colocado em uma caixa de areia padronizada.

O equipamento do ensaio de resistência ao impacto é composto por um tubo de comprimento de 2,20 m fixado na parede, por uma esfera metálica ligada a um cordão no interior do tubo com peso de 0,5 kg, passando por uma roldana e uma caixa metálica contendo areia situada abaixo do tubo, onde se colocou o corpo de prova, sendo visualizado o aparato na Figura [5]. O ensaio foi realizado considerando que a esfera cai em queda livre, onde ocorre uma variação da altura de queda da mesma. Foram utilizados três corpos de prova por dosificação de concreto neste ensaio.

A resistência ao impacto foi determinada através do somatório de energia para o surgimento da primeira fissura na face superior e/ou ruptura do corpo de prova. A Equação [1] foi utilizada nesse ensaio:



Sendo: Ei = Energia de impacto (N.m ou J); h = altura de queda (m); m = massa da esfera (kg); a = aceleração da gravidade (m/s²).

# 3.2 Resistência à abrasão

O ensaio de resistência à abrasão foi baseado no método do *U. S. Corps of Engineers* intitulado "*Abrasion – Erosion Resistance of Concrete*" (LCEC [17]). O aparato utilizado para a realização deste ensaio consiste essencialmente de um motor elétrico, uma pá de agitação, e um recipiente cilíndrico de aço para conter o corpo de prova, onde posteriormente foram adicionadas esferas de aço com o intuito de propiciar o desgaste por abrasão. A Figura [6] apresenta o aparelho para o ensaio de resistência à abrasão.

O desgaste foi calculado em função da variação percentual de massa, no decorrer de 71 horas de ensaio, sendo pesado antes de iniciar o ensaio e após 10, 24, 48 e 71 horas. Um único corpo de prova foi utilizado neste ensaio por dosificação de concreto.

			1ª fissura observad	a			
Dosificação	Altura de	queda (m)	Resistência c	io impacto (J)	Espessura (mm)		
	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias	7 dias 28 dias		
Controle	1,5	1,6	59,5	67,5	0,3 0,3		
Controle/Borracha	1,6	1,7	67,5	76,0	0,05 0.05		
5% CCA	1,8	1,9	85,0	94,5	0,1 0,1		
CCA/Borracha	1,9	2,0	94,5	104,5	0,05 0,05		

# Tabela 10 - Resultados de resistência ao impacto dos concretos de alta resistência (1º fissura)

Tabela 11 – Resultados de resistência ao impacto dos concretos de alta resistência (última fissura)									
Última fissura observada									
Dosificação	Altura de queda (m)		Resistência c	Espessu	ura (mm)	Observaçãos			
Dosilicação	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias	7 dias	28 dias	Observações		
Controle	1,7	1,8	76,0	85,0	0,5	0,5	Seccionou totalmente		
Controle/Borracha	1,8	1,9	94,5	94,5	0,2	0,5	Não seccionou		
5% CCA	2,0	2,1	104,5	115,0	0,5	0,5	Seccionou totalmente		
CCA/Borracha	2,1	2,2	115,0	126,0	0,2	0,2	Não seccionou		

### 3.3 Resistências à compressão e à tração

As resistências mecânicas foram obtidas segundo as seguintes especificações: resistência à compressão simples (ABNT [18]) e resistência à tração por compressão diametral (ABNT [19]). Tais ensaios foram realizados aos 3, 7, 28 e 63 dias de idade, onde os valores foram estabelecidos através da média aritmética de três corpos de prova por idade e por dosificação de concreto.

#### Resultados e discussões 4.

As Tabelas [10] e [11] apresentam os resultados de resistência ao impacto dos CAR. Constatou-se que para os CAR com ou sem incorporação mineral e sem adição de borracha, foi necessário um número menor de impactos (menor energia) para o surgimento da primeira fissura, quando comparados à primeira fissura aos CAR com borracha, independente da idade.

Percebeu-se que os CAR com incorporação mineral tiveram resistência ao impacto superiores, guando comparados a dosificação Controle, independentemente da idade e ordem de observação das fissuras (primeira e última fissura). Este fato também ocorreu para os CAR com incorporação mineral e borracha.

Em relação aos CAR com incorporação mineral e borracha, verificou-se uma parcela de ganho de resistência ao impacto na última fissura, cujos valores variaram de 9% a 20 %, aos 28 dias de idade, comparativamente aos CAR somente com incorporação mineral. Enquanto a dosificação Controle/Borracha apresentou redução de 10 % de resistência ao impacto, nesta mesma idade.

Após a aplicação subsequente de impacto em relação à primeira fissura, determinou-se a última fissura, apresentando espessura entre 0,2 mm a 0,5 mm para os CAR com incorporação mineral e sem incorporação mineral, havendo o seccionamento total dos corpos de prova (placas). Os CAR com borracha apresentaram uma espessura das fissuras de até 0,5 mm, chegando a uma altura máxima de queda de até 2,20 m, não ocorrendo o seccionamento total dos corpos de prova. A Figura [7] apresenta alguns corpos de prova ao final do ensaio de resistência ao impacto.

Na Figura [8], podem ser visualizados os resultados de resistência à abrasão dos concretos, aos 28 dias de idade, obtidos pelas



IBRACON Structures and Materials Journal • 2013 • vol. 6 • nº 5



porcentagens de perda massa, através do desgaste à abrasão. Observando a Figura [8], percebeu-se que houve uma diminuição na perda de massa, em todos os períodos de ensaio dos CAR com incorporação mineral, em relação às perdas de massa apresentadas no CAR Controle. A perda de massa, em 71 horas, foi 34% menor para a dosificação com 5% de CCA, em relação ao CAR Controle. Supõe-se que a menor quantidade de cimento hidratado



Figura 10 – Resistência à compressão dos CAR



nos CAR com incorporação mineral foi compensado pelas ações do efeito microfíler.

Em relação aos CAR com borracha, todas as dosificações apresentaram resultados de perda de massa menores, quando comparados aos CAR sem borracha.

Comparando-se a porcentagem de desgaste final da dosificação



# Figure 11 – Tensile strength of HSCs

Controle/Borracha, submetido ao ensaio de abrasão, 1,41%, com os resultados da dosificação com CCA/Borracha, em 0,29%, pode-se dizer que a adição de CCA contribui para uma melhoria na resistência à abrasão do concreto.

Dessa forma, pode-se afirmar que os concretos com CCA e borracha, mostraram um bom desempenho quando submetidos ao desgaste à abrasão, indicando que esse tipo de concreto pode ser utilizado, por exemplo, na pavimentação. Através da Figura [9a,b,c,d], pode-se visualizar os corpos de prova ao fim do ensaio de resistência à abrasão.

Com relação aos ensaios de resistências mecânicas, Figuras [10] e [11], as dosificações com incorporação mineral apresentaram inferioridade dos valores da relação entre resistência à tração e resistência à compressão, ao longo das idades analisadas, comparativamente ao traço Controle, mostrando ser um material mais frágil.

Quanto à dosificações com incorporação de borracha, constatou--se superioridade dos valores da relação entre resistência à tração e resistência à compressão, em relação aos CAR sem borracha, demonstrando maior ductilidade.

Aos 7 dias de idade, a dosificação com CCA/Borracha demonstrou superioridade de valores da relação entre resistência à tração e resistência à compressão, quando comparada a dosificação com 5% de CCA, aos 63 dias de idade.

A dosificação Controle/Borracha apresentou valores da relação entre resistência à tração e resistência à compressão superior a dosificação com CCA/Borracha, nas idades analisadas, demonstrando ser menos frágil.

Fazendo-se uma correlação entre a resistência ao impacto com as resistências mecânicas de compressão e tração, percebeu-se que os resultados não seguem a mesma tendência com as dosificações com borracha, ou seja, as dosificações CCA/Borracha e Controle/Borracha apresentaram maior absorção de energia de impacto que a dosificação Controle, porém suas resistências mecânicas foram as mais baixas. O mesmo não podendo ser mencionado para a dosificação com 5% CCA, que obteve absorção de energia praticamente igual ao da com CCA/Borracha, e ainda atingiu os maiores valores de resistências mecânicas de compressão e tração.

Correlacionado o desgaste por abrasão com as resistências mecânicas, notou-se as dosificações CCA/Borracha e Controle/Borracha apresentaram o menor desgaste e obtiveram as menores resistências à compressão e à tração. Enquanto que a dosificação com 5% CCA obteve desgaste menor apenas que a Controle, apresentando as maiores resistências mecânicas.

Diante das correlações, podemos afirmar que tanto as dosificações contendo CCA como as com borracha apresentam maiores capacidades de absorção de energia (tenacidade) e menor desgaste por abrasão, quando comparadas a Controle. E com isso, as maiores resistências mecânicas no concreto não indicam, necessariamente, que os concretos deverão apresentar maior capacidade de absorção de energia e propiciarem menor desgaste por abrasão.

# 5. Conclusões

Com relação ao ensaio de impacto, os concretos com CCA e borracha apresentaram desempenho superior a dosificação Controle/ Borracha. Em relação às adições, pode-se dizer que o concreto com CCA apresentou desempenho superior que o concreto Controle. Os resultados do ensaio de abrasão nos concretos contendo CCA e borracha apresentaram perda de massa inferior aos concretos sem borracha e ao concreto Controle/Borracha.

Quanto ao comportamento de ruptura resultante dos ensaios de impacto, pode-se concluir que os concretos com adição de borracha apresentaram uma melhor ductilidade, observado pelo aumento da capacidade de absorção de energia, quando comparado aos concretos sem adição de borracha.

A incorporação de resíduos de CCA e borracha de pneu ao CAR demonstrou viabilidade de uso na pavimentação, devido essencialmente ao bom desempenho das propriedades estudadas. Contudo, espera-se que estes resíduos venham realmente representar uma alternativa tecnológica e ecológica para a produção de concretos na construção civil.

# 6. Referências bibliográficas

- [01] LIBÓRIO, J. B. L. Análise das propriedades mecânicas de concretos com agregados de Dmáx Ø 6,3mm e com diferentes tipos e teores de sílica. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 45, 2003, Vitória, 2003, Anais, Vitória, 2003. (CD ROM).
- [02] NEVILLE, A. Propriedades do concreto. 2.ed. São Paulo: Pini, 1997.
- [03] BONNET, S. Materiaux cimentaires a haute deformabilite par incorporation de granulats issus du broyage de pneus usages, França, 2004, Tese (doutorado) – Universite Toulouse III – Paul Sabatier, 280p.
- [04] VASCONCELOS, A. R. B.; AKASAKI, J. L. Análise da durabilidade do concreto de alto desempenho com adição de Rice Husk Ash e Rubber de pneu. Ambiente Construído (Online), v. 10, p. 77-90, 2010.
- [05] MARQUES, A. C.; NIRSHCL, G. C.; AKASAKI, J. L. Propriedades mecânicas do concreto adicionado com Rubber de pneus. Holos Environment, Rio Claro, v. 6, n.1, 2006.
- [06] AKASAKI, J. L.; RICCI, E. C.; VASCONCELOS, A. R. B.; MACEDO, P. C. Avaliação da adição de resíduo agroindustrial como alternativa ecologicamente correta para a construção civil. In: Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, 33, 2008, Santiago – Chile, 2008, Anais, Santiago-Chile, 2008. (CD\_ROM).
- [07] FIORITI, C. F.; INO, A.; AKASAKI, J. L. Análise experimental de blocos intertravados de concreto com adição de resíduos do processo de recauchutagem de pneus. Acta Scientiarum. Technology (Online), v. 32, p. 237-244, 2010.
- [08] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Materiais pozolânicos – Requisitos NBR 12653, Rio de Janeiro, 2012.
- [09] VITA, M. O.; MACEDO, P. C.; AKASAKI, J. L.; FAZZAN, J. V.; MARTINS, I. R. F. Influência da adição de resíduo de Rubber pneumática em concreto de alto desempenho. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 49, 2007, Bento Gonçalves, 2007, Anais, Bento Gonçalves, 2007. (CD-ROM).

- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland composto – Especificação – NBR 11578, Rio de Janeiro, 1997.
- [11] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados – Determinação da composição granulométrica – NBR NM 248. Rio de Janeiro, 2003.
- [12] AITCIN, P. C. Concreto de alto desempenho. São Paulo: Pini, 2000.
- [13] HELENE, P.; TERZIAN, P. Manual de dosagem e controle do concreto. São Paulo: Pini, 349p., 1993.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
   Preparação de concreto em laboratório Procedimento – NBR 12821, Rio de Janeiro, 2009.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova – NBR 5738, Rio de Janeiro, 2003.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Determinação da resistência ao impacto de piso cerâmico – NBR 9454, Rio de Janeiro, 1986. (norma extinta).
- [17] LABORATÓRIO CESP DE ENGENHARIA CIVIL (LCEC). Avaliação da resistência a abrasão de superfícies de concreto submersas. Ilha Solteira, 1983. nº. C-38/83. (relatório não publicado).
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos – NBR 5739, Rio de Janeiro, 2007.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos – NBR 7222, Rio de Janeiro, 2011.



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

# Exploring life cycle-based sustainability indicators for building structural frames in concrete

# *Indicadores de sustentabilidade com base em ciclo de vida para sistemas estruturais em concreto*





F. R. M. OLIVEIRA a flaviaruschi@gmail.com

M. G. SILVA <sup>b</sup> margomes.silva@gmail.com

> V. GOMES ° vangomes@gmail.com

# Abstract

This paper aims at advancing on the validation of indicators of building concrete frames' sustainability from an integrated, life cycle perspective. A case study approach investigates (i) feasibility of comparing sustainability performance of different flooring systems; and (ii) similarity between environmental indicators trends for a typical flooring system and corresponding whole superstructure. Three residential buildings are analyzed, using either prestressed concrete flat (PCF) slabs or reinforced concrete waffle (RCW) slabs and flat beams exposed to a marine environment. SimaPro 7.3 supports calculation of the environmental indicators. Service life estimation is used to ensure functional equivalence and to form a basis for life cycle costing. PCF slabs showed best functional/technical and economic results but were outperformed by RCW slabs' environmental results. Most environmental indicators showed the same trend for both typical floor and whole superstructure.

Keywords: concrete, structural frame, flooring system, sustainability assessment, life cycle indicator.

# Resumo

Este artigo objetiva avançar na validação de indicadores de sustentabilidade com base em ciclo de vida de diferentes sistemas de laje, bem como investigar tendências entre indicadores ambientais de um pavimento-tipo e da superestrutura. Três edificações residenciais em lajes nervuradas em concreto armado (RCW) ou lisas protendidas (PCF) são analisadas em ambiente marinho. Indicadores ambientais são calculados com o apoio do software SimaPro 7.3. Estimativa de vida útil é usada para garantir a equivalência funcional e formar uma base para cálculo de custos do ciclo de vida (CCV). Lajes PCF apresentaram melhores resultados técnico-funcionais e econômicos, mas os ambientais foram superados pelas lajes RCW. A maioria dos indicadores ambientais mostrou a mesma tendência no pavimento-tipo e na superestrutura.

Palavras-chave: sistema estrutural, laje em concreto; avaliação de sustentabilidade; indicador de ciclo de vida.

Received: 28 Jan 2013 • Accepted: 29 Sep 2013 • Available Online: 11 Oct 2013

Technology Center, Civil Engineering Department, Federal University of Espírito Santo, flaviaruschi@gmail.com, Fernando Ferrari Avenue, 514, CEP 29075-910, Vitória, ES, Brazil.

<sup>&</sup>lt;sup>b</sup> Technology Center, Civil Engineering Department, Federal University of Espírito Santo, margomes.silva@gmail.com, Fernando Ferrari Avenue, 514, CEP 29075-910, Vitória, ES, Brazil.

School of Civil Engineering, Architecture and Urbanism, Department. of Architecture and Construction, University of Campinas, vangomes@gmail.com, Albert Einstein Avenue, 951 – Postal box: 6021 – CEP 13083-852, Campinas, SP, Brazil.

# 1. Introduction

## 1.1 The role of structural frames on whole-building sustainability

Life cycle-based studies have shown the structural frame and envelope as major contributors to material environmental loads of a building (Dobbelsteen; Arets; Linden [1], Dobbelsteen; Arets; Nunem [2], Haapio, Viitaniemi [3], Kellenberger, Althaus [4], Moon [5]). However, most sustainable buildings assessment systems available so far have not given enough attention to service life, durability, and the role played by structural frames. Worth mentioning exceptions are HQE/AQUA (France/Brazil) and CASBEE (Japan), which include measures to minimize structural materials resources and service life extension of the structural frame among their encouraged sustainability strategies (Oliveira et al [6]).

Structural element reuse can lead to reduction of waste and raw material use for future construction, thus close inspection and accurate qualification of structural members must be completed before that. The advantage of reusing a structural component may result in higher initial project costs and reduce the sustainability of the second structure. Designing for multiple intended uses and possible reuse of a structure may have financial advantages, as the owner can define a new use for the building, which in turn extends the service life of its structure (Laefer, Manke [7]).

Another important issue concerning sustainability is durability, for it decisively influences the service life of buildings. Service life of a building and its parts also defines its environmental performance in terms of material usage, once sustainability is given by the ability to fulfill certain (functional) performance requirements, while subjected to degradation factors and necessary maintenance, at the lowest negative impact of that component on the environment (Nunem, Mooiman [8]). As the service life of the structural frame ultimately defines the lifespan and maintenance intensity of the whole building, it affects not only its environmental performance, but its social and economic performances as well.

Life cycle environmental and costs consideration, as well as observance of functional requirements shall be properly balanced and used to support design decision-making.

# 1.2 Indicators and integrated sustainability assessment

Research initiatives for new generations of sustainable buildings assessments state that buildings sustainability level should always be described using indicators. The selection and justification of indicators should be based on clear understanding about the issues of concern and the relevance of building sector to these issues (Häkkinen, et al. [9], CRISP PeBBu [10], Luetzkendorf et al. [11]). Defined as a parameter or a value derived from parameters, an indicator is used to illustrate the main characteristics of a given object. It should be relevant, measurable and adequate to the analysis (OECD [12]), whilst remaining objective and providing traceable results. Since indicators main functions are quantification, simplification and communication, they can be used for assessment, diagnosis, comparison and monitoring (ISO/TS 21929-1 [13]). Specifically, eco-efficiency indicators are structured to capture resources usage, both in terms of production and consumption and of the consequent environmental impacts (UN ST/ESCAP/2561 [14]).

One of the most comprehensive initiatives for developing indicators for the building sector was the work carried out within the European thematic network "Construction and City Related Sustainability Indicators"- CRISP, providing a database of circa 500 indicators. Later, this network carried out studies concerning the application of these indicators to performance-based buildings. It was concluded that considerable additional work was still required to achieve European indicator systems that could be widely used to support and encourage successful adoption of the performance approach to buildings design and construction (CRISP PeBBu [10]).

The existing sustainable buildings assessment systems offer a number of indicators to be used in different contexts and building life cycle phases (CRISP PeBBu [10]). Recent research projects like SUPERBUILDINGS (Sustainability Performance Assessment and Benchmarking of Buildings) and OPENHOUSE aimed at, among other goals, developing a logical structure for them. While the first focused on research and development of indicators, their reliability, comparability and validity, the latter developed and tested assessment methodologies through case studies (Lutzkendorf et al [11]; Häkkinen, et al. [9]).

# 1.3 Preliminary set of indicators for structural frames selection

Environmental, economic and social performances should be considered in the sustainability assessment of buildings. Indicators used can be organized to allow the inclusion of a broad representation of sustainability aspects while being relevant to the stakeholders' perspectives (UN ST/ESCAP/2561 [14]).

Still, advancement in all three dimensions of the sustainability tripod is not equally balanced. Literature reviewed by Reap et al. [15] and Heijungs et al. [16] has pointed out many unsolved difficulties regarding integration of social aspects to environmental lifecycle assessment, mainly because the former methodologies are still embryonic and lack consensus on crucial impact integration and calculation steps. Furthermore, data regarding functional, environmental, economic and social performance integrated evaluation within a building and its subsystems life cycle are practically inexistent in the Brazilian construction sector, where concrete buildings predominate (Oliveira et al [6]).

Table 1 shows the proposed set of indicators selected using criteria predefined by Oliveira et al [6]. The list comprises functional, environmental and economic metrics. The functional indicators refer to structural and fire safety, adaptability, constructability, maintenance and durability requirements, based upon recommendations of ISO 6240 [17], ISO 6241 [18] and ABNT NBR 15575-1 [19]. The latter does not detail the requirements for environmental performance compliance. Consequently, the environmental indicators were defined according with ISO/TS 21929-1 [13] and ISO 21931-1 [20] and describe resource use intensity and global warming potential. Metrics for other environmental impact categories are currently under study.

Lifecycle cost (LCC) was the indicator chosen to describe the performance in terms of the economy requirement. LCC is obtained through life cycle costing technique, standardized by ISO 15686-5 [21]. The European Commission has also developed an EU-wide LCC methodological framework for buildings and constructed assets as a contribution to sustainable construction (Langdon [22]). The technique estimates the cost of whole buildings, systems and/or building components and materials (ISO 15686-5 [21]), and can assist decisionmaking in building investment projects or monitor the costs incurred throughout the lifecycle, including acquisition, development, operation, management, repair, disposal and decommissioning.

# 2. Goals, method and approach

This paper has the general goal to advance on the validation of functional, environmental and economic indicators to allow evaluation of sustainability aspects of concrete structural frames from an integrated, life cycle perspective. Specifically, a case study approach was adopted to investigate *(i)* comparison feasibility of sustainability performance of different concrete building flooring systems; and *(ii)* representativeness of results achieved for a typical flooring system for all environmental indicators in relation to those obtained for the whole superstructure, analogously to design common practice of examining a building's typical floor as a proxy for the whole superstructure's material consumption.

The set of functional, environmental and economic indicators (Table 1) was calculated for three residential buildings, using either prestressed concrete flat (PCF) slabs or reinforced concrete waffle (RCW) slabs and flat beams exposed to a marine environment, subject to chloride attack. To form a basis for meaningful comparison, quantified functional/technical requirements for a building or a system assembly are expressed

Table 1 – for asse	Table 1 – Functional/technical, environmental and economic indicators proposed for assessment of buildings structural frames (adapted from Oliveira et al (6))						
	Indicators for structural frames/elements						
Functional/technical (associated to performance requirements: structural safety fire safety*, adaptability, constructability, maintenance, durability**)	Span over height ratio ( $\ell$ /h) for each direction considered (for beams and slabs), (m/m) Ultimate strength over applied stress ratio (for columns) - for reinforced or prestressed concrete elements, it is the compressive design stress over the characteristic compressive (cylinder) strength, fck /fc (kN/m <sup>2</sup> / kN/m <sup>2</sup> ); Column density: Structural floor area over number of columns (m <sup>2</sup> / n <sup>9</sup> ), (m <sup>2</sup> ) Beam over slab height ratio, (m/m) Reuse Potential: volume prefabricated with connections for disassembly over total volume ratio (% volume) Concrete volume over structural area ratio (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ) Steel mass over structural area ratio (kg/m <sup>2</sup> ) Fire safety: h <sub>solid slab with beams</sub> (cm)/12; h <sub>flat slab</sub> (cm)/20 (for P5*) with c <sub>1</sub> =3,0cm for longitudinal reinforcement; and c <sub>1</sub> =5cm for prestressing tendons. h <sub>solid slab with beams</sub> (cm)/8; h <sub>flat slab</sub> (cm)/18 (for P3*) D <sub>ib</sub> min (waffies slabs) (cm)/10; c <sub>1</sub> =2.5cm; and h <sub>flange</sub> /12; c <sub>1</sub> =2.0cm (for P5*) b <sub>rb</sub> min columns with more than 1 tore exposed (cm)/25 for h <sub>total height of the building</sub> >30m b <sub>min columns</sub> with more than 1 tore exposed (cm)/19 for 12m <h<sub>total height of the building &lt;23m</h<sub>						
Environmental (associated to resource intensity and climate change)	Embodied Carbon equivalent (ECO <sub>2e</sub> ) (kgCO <sub>2e</sub> /functional unit (fu)); Embodied Energy (EE) (MJ/fu); Blue Water Footprint (bWF) (m <sup>3</sup> /fu); Materials Resource Consumption(Mc)(kg/fu): Non Renewable raw material Content (NRc) (kg total material - kg recycled - kg reused) (kg/ functional unit)						
Economic (associated to life cycle monetary flows)	Life cycle costs, LCC (\$/functional unit (fu))						
P3 and P5 correspond respectively to 60min and 120min for the required period of fire resistance for residential, hotel and commercial use; 1 is the distance from steel axis to exposed face. (ABNT NBR 14432 (36)). Based on "Tabular Method" from ABNT NBR 15200 (37). ** According to the ABNT NBR 15575 -1, design life (DL) is a performance criterion to assess the durability requirement. To enable comparison petween design alternatives, the required service life (or DL if greater) was selected as a functional equivalent together with the functional equirements and building typology.							

in terms of the functional equivalent (SBA [23]; EN 15643-2 [24]). In this study, functional equivalence of different designs shall be expressed in terms of 50-year design life (DL), which is the minimum required service life of a residential building according to the Brazilian performance standard – ABNT NBR 15575-1 [19], building type, exposure conditions and standards for concrete design and construction.

Data for computing the functional indicators were extracted from structural design shop drawings and calculation sheets provided by the responsible structural design practices and the local contractor. SimaPro 7.3 life cycle assessment (LCA) platform supports calculation of the environmental indicators. Service life estimated by Life-365 v.2.1.1 software<sup>1</sup> is used as a functional unit normalizer. LCC calculation by the software was adapted to also follow ISO 15686-5 [21] guidelines.

Life-365 is a shareware computer-modeling program that estimates the time-to-corrosion initiation and life-cycle costs for reinforced concrete exposed to chlorides. Life-365 originally developed under the auspices of a consortium established by the American Concrete Institute (ACI), in the late 90's, as a first step in the development of a more comprehensive model for predicting the lifecycle cost associated with reinforced concrete structures exposed to chlorides. Since launching of version 1.0, in October 2000, it has been widely applied in the USA (Ehlen [25]; Silva et al [26]). This paper uses the version (v. 2.1.1), released in August 2012.

System boundaries established for this study and methodological steps are detailed in the next sections.

# 2.1 System boundaries

### 2.1.1 Building life cycle stage boundaries

Performance of a concrete structural frame shall be described over the building life cycle, which can be broken down into three main stages, in accordance with standard EN 15804 [27]. Phase I takes into account aspects and impacts related to product manufacture and building construction. The in-use stage (Phase II) includes aspects and impacts arising from the maintenance and repair of the structure. Phase III of the life cycle encompasses end of life stage and corresponding destination of disassembled or demolished material.

In this study, the environmental indicators for Phase I do not consider the construction operations and are currently limited to resource intensity and global warming potential resultant form materials usage. Phase III was not considered due to lack of reliable environmental data for end-of-life alternatives in the Brazilian context. LCC computed data for Phase I, but also disregarded Phase III (end of life stage) due to lack of reliable cost records for design for disassembly and post-use alternatives.

## 2.1.2 Life cycle costs (LCC) boundaries and assumptions

Economical analyses may also be drawn up in early stages of building design *if there is information available on reference data of building related life cycle costs.* Savings may result from the initial or maintenance costs of the structural frame itself, or given by optimization of other building systems. Leveling slab and beam heights, or adopting flat slabs, for instance, brings savings to energy and materials resources consumption due to optimized story heights, reducing sealing/closing walls, and coating, heating and cooling, besides facilitating adaptability. Optimized column layout, for instance, generates better - or even increased number of - parking spaces. Estimation of these and other effects and synergies on life cycle costs is complex and requires detailed data not available for consultation. Moreover, because of the predictive nature of LCC methods, sensitivity analyses are often important in the connection of life cycle economics, but are also drawn out of our scope.

LCC estimation in this paper profited from the use of Life-365 v.2.1.1 software approach (Ehlen [25]), which is built upon a generally accepted LCC framework and based on service life prediction assumptions and output.

# 2.1.3 Environmental life cycle assessment (LCA) boundaries and inventory data sources

Calculation of the environmental indicators was supported by software SimaPro 7.3. The life cycle assessments (LCA) performed followed ISO 14040 [28] methodological guidelines. The defined system boundaries characterize a *cradle to gate* analysis, which disregards transportation and building construction, use and end of life stages. Data for materials production cycle modeling were taken from national literature or adapted from processes within Ecoinvent or ELCD international databases upon switching into the Brazilian energy mix, since such processes were considered to be similar enough to those carried out in the country. Data obtained from the Worldsteel Association for prestressing steel could not be edited. Table 2 shows the functional unit adopted and data sources used for LCA modeling of the considered production processes.

Table 2 – Functional unit and inventory data sources for the materials and components considered in the performed life cycle assessments							
Construction materials and components	Data source						
Concrete (fck 30Mpa) °	1 m <sup>3</sup>	Silva, 2006 (30)					
Portland cement (CPIII-32) °	1 ton	Silva, 2006 (30)					
Steel rebar (reinforcing steel)	1 ton	ELCD (European life cycle database)*					
Plywood formwork, Sand, Gravel	1 m³	Ecoinvent*					
Wire Rods (prestressing steel)	1 ton	WorldSteel Association					
° Concrete mix with cement type CPIII-32 (66% of ggbs as clinker replacement)							

\*Adapted to Brazilian energy mix



Modeling of CP III-32 blended cement production has not considered any impact allocation criterion between steel and ground granulated blast furnace slag (ggbs). This assumption reflects the current practice of considering ggbs as a waste, with no environmental load, and is also aligned with ISO 14040 [28] recommendation to avoid allocation whenever unessential. Allocation is a widely recognized and challenging methodological problem in LCA for its potential significant impact on the results, but was not imperative for this study's purpose.

#### 2.2 Case studies description

The indicators are calculated for three case studies comprising low-and medium-rise concrete-framed residential buildings, using either reinforced concrete waffle (RCW) slabs and flat beams (Case study 1) or prestressed concrete flat (PCF) slabs (Case studies 2 and 3). Two PCF cases studies with 6 and 15 stories are analyzed to check if similarity between environmental indicators trends for a typical flooring system and corresponding whole superstructure would be sensible to a building's number of floors.

All of them are located in the Brazilian city of Vitoria – ES, configuring a marine environment subject to chloride attack (Class III of ABNT NBR 6118 [29]). Case study 1 has a total built area of 5,829.19 m<sup>2</sup> (6 floors, 24 apartments); Case study 2 has 8,841.37 m<sup>2</sup> (15 floors, 48 apartments) and Case study 3 has 4,943.31 m<sup>2</sup> distributed in 6 floors (32 apartments). Figure 1 summarizes the case studies' description.

All case studies specified a concrete with characteristic compressive strength of cylindrical specimens (fck) of 30 MPa. As no recorded information for the original mixes was available, the calculations in this paper are based on mixes lab-designed by previous research for the same region of study (Vitória - ES), where Portland cement CP III-32 is commercially dominant (Silva et al. [30]). Mix proportions (1: 2.5: 2.3: 0.5 of cement: sand: aggregate: water, in mass) and cement consumption (380 kg/m<sup>3</sup>) were estimated from design curves pre-charted in laboratory for CP III-32, upon design strength (fcd) input. For this blended cement, ABNT NBR 5735 [31] accepts clinker substitution for up to 70% ground granulated blast furnace slag (ggbs). Substitution is however normally limited to 58%, considered the commercial viability threshold for joint grinding of clinker and ggbs. In the particular case of Silva et al [30], clinker substitution for 66% of ggbs represents a specific commercial situation, obtained by separate grinding. Quantitative design data collected for calculation of indicators are shown in Table 3.

#### 2.3 Service life prediction modeling and assumptions

Service life (SL) is defined as *period of time after installation during which a building or an assembled system (part of works) meets or exceeds the technical requirements and functional requirements* (EN 15643-2 [24]). SL may be determined using quantitative service life prediction models for a particular element in a given environment. For chloride-driven corrosion in marine environments, many of these models adopt the widely acknowledged two-stage SL approach suggested by Tuutti [32] in which the deterioration is split into initiation and propagation periods. That is the case for software Life-365 v.2.1.1 (Ehlen [25]), used in this paper.

The initiation period, *ti*, represents the time taken for the critical threshold chloride concentration, *Ct*, to reach the depth of cover,  $c_{min}$ , and initiate corrosion of the embedded steel. The length of this period is a function of concrete quality, cover depth, exposure conditions (including the level of chloride at the surface and the temperature of the environment) and *Ct* required to initiate corrosion. No damage (due to chlorides or corrosion) is assumed to occur during this period (Ehlen [25]).

Life-365 v.2.1.1 adopts a simple approach to predicting *ii* and assumes that ionic diffusion is the sole mechanism of chloride trans-

Table 3 – Design data collected for indicators' calculation							
Design data	Design data						
	CSTRCW	CS2 PCF	CS3 PCF				
Concrete volume, (m <sup>3</sup> )	121.1	80.9	131.9				
Reinforcing steel CA 50, (kg)	10657	2927	4465				
Prestressing steel-CP 190 (unbounded tendons), (kg)	0	1566	2100				
Cast iron anchorages (unit = plate + edge anchor) 0,5kg/unit, (unit)	0	112	136				
Plywood formwork area $^{\circ}$ (17mm-thick), (m <sup>2</sup> )	197.5	92.6	185.8				
Structural area of the typical floor, (m <sup>2</sup> )	784.83	458.40	773.20				
Number of columns at typical floor, (unit)	44	15	39				
Slab span - ł, (cm)	6.8	7.3	6.0				
Slab thickness - h, (cm)	27.5 <sup>⊳</sup>	18.0	18.0				
Beam height - h <sub>v</sub> , (cm)	27.5	18.0°	18.0°				
Internal column width - h <sub>col</sub> , (cm)	20	20	20				

PCF = prestressed concrete flat slab; RCW = reinforced concrete waffle slab and flat beams

port and that concrete is completely saturated, in order to solve Fick's second law of diffusion, given by the differential equation:



where,

C = the chloride content,

D = the apparent diffusion coefficient,

x = the depth from the exposed surface, and

#### t = time.

The chloride diffusion coefficient is a function of both time and temperature, and Life-365 uses Equation 2 to account for time-dependent changes in diffusion:

$$D(t) = D_{ref} \cdot \left(\frac{t_{ref}}{t}\right)^m$$
(2)

where,

D(t) = diffusion coefficient at time t,

Dref = diffusion coefficient at time  $t_{ref}$  (= 28 days in Life-365), and m = diffusion decay index, a constant.

Life-365 selects values for  $D_{ref}$  and *m* based on mixture design input (i.e., water- cementitious material ratio, w/cm, and the type and proportion of cementitious materials). Equation 2 is assumed to be only valid up to 25 years, beyond which D(t) stays constant at the D(25 yrs) value.

Also, Life-365 uses Equation 3 to account for temperature-dependent changes in diffusion:

$$D(T) = D_{ref} \exp\left(\frac{U}{R} \cdot \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T}\right)\right)$$
(3)

#### where

D(T) = diffusion coefficient at time t and temperature T,

 $D_{ref}$  = diffusion coefficient at time tref and temperature  $T_{ref}$ 

U = activation energy of the diffusion process (35000 J/mol),

R = gas constant, and

T = absolute temperature.

The solution for time to initiation of corrosion is carried out using a finite difference implementation of Equation 1 where the value of D is modified at every time step using Equation 2 and Equation 3. Implicit in the model are the following assumptions: the material under consideration is homogeneous (e.g. no surface effects); constant superficial chloride concentration; the properties of the elements are constant during each time step, calculated at the start of each time step; and the diffusion constant is uniform over the depth of the element (Ehlen [25]). The required input parameters for service life prediction are: structure type and dimensions; temperature and chloride exposure conditions; details of each protection strategy scenario, such as w/cm ratio, type and quantity of mineral admixtures and corrosion inhibitors, type of steel and coatings, and type and properties of membranes or sealers (Ehlen [25]).

Though the default propagation period, tp, is fixed at 6 years,

based on studies from Weyers, [33]; Weyers et al. [34] - or at 20 years, if epoxy-coated steel is used - it can be changed to reflect local expertise (Ehlen [25]) and redefine time to first repair (*tr*), which marks the end of ESL *from the perspective of the adopted chloride attack model*. In our case, the *time for first repair* triggers the maintenance program defined to allow all case studies to reach a minimum of 50-year DL required by ABNT NBR 15575-1 [19] and ensure functional equivalence for both LCA and LCC calculations. The default 10-year interval between repairs was considered to reasonably represent current practice.

# 2.4 Calculation of the environmental indicators

Life cycle inventories of LCAs provide data concerning resources consumed as well as emissions and waste produced throughout all phases of the evaluated life cycle, supporting calculation of the environmental indicators per one functional unit defined for each material. The embodied energy (EE - MJ/fu) calculation sums the listed amounts of primary energy consumed from raw material extraction to manufacturing. Analogously, the embodied  $CO_{2e}$  (ECO<sub>2e</sub> - kg CO<sub>2</sub>/fu) calculation computes all greenhouse gases emissions listed in the inventory. The blue water footprint (bWF - m<sup>3</sup>/fu) calculation totalizes the water – obtained from ground and surface water sources - consumed during the extraction and production (Hoekstra et al [35]). Finally, the abiotic raw material content (NRc - kg/fu) calculation sums the consumption of all non-renewable mineral resources. Materials Resource Consumption (Mc) is given in terms of the total mass of steel, concrete and plywood formwork used per functional unit (Table 1).

A 10 % extra volume of material was assumed for each predicted flooring system repair event and added to the overall material consumption of the respective floor. These values per functional unit were then multiplied by consumption of each material, including the material added by predicted repair events. Foundations were disregarded to isolate the effects of soil's carrying capacity on sizing, and consequently on material consumption. These indicators were then normalized by the structural area (m<sup>2</sup> SA) and calculated for one typical floor and for the total superstructure of each case study.

# 2.5 Calculation of the economic indicator

LCC estimation by software Life-365 v.2.1.1 considers only concrete and rebar data. Thus, an input data adaptation was required to include plywood formwork and prestressing steel costs and labor. Therefore, for one typical floor, the total cost of plywood formwork including labor was divided by the concrete volume, and then added to the concrete cost with labor per cubic meter. Similarly, cost of steel input represents the weighted average between reinforcing and prestressing steel costs per kg, including anchors and labor. Workmanship costs for maintenance were calculated from reference costs tables (February 2013) published by LABOR, the Federal University of Espírito Santo's construction costs estimates laboratory [36].

Four economic parameters shall be set for LCC calculation using software Life-365 v.2.1.1: reference period, reference year, annual inflation rate and real discount rate. The 50-year DL required by ABNT NBR 15575-1 [19] was considered as the *reference period*, being 2013 set as the *reference year*.

LCC was given by the sum of the initial construction costs and the discounted future repair costs, including material and labor, over the design life of each flooring system. For the reasons previously mentioned, end of life costs were not included in the current calculation. Maintenance cost estimation considered the same schedule and assumptions established for LCAs: 10% extra volume of material and corresponding labor cost per repair event, carried out at 10-year intervals, beginning at the time for first repair. Future material and labor costs are calculated on a present worth basis using the inflation rate, *i*, and the real discount rate, *r*. The present worth, *PW*, of a future cost *c* in year *t* is given by Equation 4.

Annual inflation rate of 6.59% and real discount rate of 7.5% were adopted. These figures respectively represented the Price index to consumer rate (IPCA), defined by the Brazilian Institute of Applied Economic Research (IPEA), and the special system of liquidation and custody rate (SELIC) established by the Brazilian Monetary Policy Committee in April 2013.

# $PW=c \left(\frac{1+i}{1+r}\right)^{t}$ (4)

# 3. Results and discussions

Table 4 shows all indicators results for the studied cases. The highlighted values are the best result achieved for each indicator. Concerning the functional performance, the PCF slabs presented

Table 4 – Results of functional/technical, environmental (resource use) and economic indicators									
Performance							One typical floor		
	requirements Indicators					Case 2 PCF	Case 3 PCF		
	Span over height ratio (l/h) (m/m)					40.3	33.3		
	Stru	uctural	Ultimate strength over applied stress ratio (fck/f	lied stress ratio (fck/fc) (kN/m²/ kN/m²)			N/A		
	so	afety	Concrete volume over structural area ra	tio (m <sup>°</sup> /m <sup>2</sup> )	0.15	0.18	0.17		
			Steel mass over structural area ratio	(kg/m²)	13.58	9.80	8.49		
			h <sub>et tet</sub> (cm)/20 for CS2; h <sub>et tet</sub> (cm)/18 fo	r CS1,CS3	-	0.9	1.0		
	Fire	a críatr	b <sub>ib min (unffer elabe)</sub> (cm)/10 with c1 =2.5cm; and h frame	/8 with c <sub>1</sub> =1.0cm	1.5; 0.63	-	-		
	Fire	safety	b <sub>min columns</sub> with more than 1 face exposed (cm)/25 (≥	1) CS2	1.05	0.8	1.05		
			$b_{min}$ columns with more than 1 face exposed (cm)/19 ( $\geq$ 1)	) C\$1,3	1.05	0.8	1.05		
bility					0	0	0		
ža	Mai	intenance	Reuse potential (% volume)	0	U	0			
Ŭ.	Ad	Adaptability	Column density (m/nr column	17.8	30.6	19.8			
Con									
Durability		ability	Estimated service life (yrs) = time to fir (estimated for $c_{min}$ =2.0cm; $D_{28}$ =1,38E <sup>-11</sup> ; m=0	11.7	11.2	11.2			
	σ	Climate change	Embodied Carbon Equivalent (ECO)	typical floor	51,74	41.44	38.76		
c	lere		(kgCO <sub>2</sub> /m <sup>2</sup> SA)	superstructure	61.20	76.09	59.45		
onk	nsic		Embodied Energy (EE)	typical floor	440.02	324.35	332.75		
dec	S		(MJ/m <sup>2</sup> SA)	superstructure	766.01	783.13	797.97		
ala	ries	Intensity	Blue Water Footprint (bWF)	typical floor	1.24	1.55	1.44		
ent	oɓe	of resources	(m³/m² SA)	superstructure	1.38	2.19	1.88		
L L L	Sat	UIESOUICES	Material resource consumption (Mc)	typical floor	541.05	609.76	588.62		
viro	ŭ	use	(kg/m² SA)	superstructure	548.76	837.77	721.40		
Е	odu		Abiotic (noon-renewable) raw material content (NRc)	typical floor	475.34	536.91	517.98		
	=		(kg/m² SA)	superstructure	475.76	/31.41	626.25		
	Ecc	onomy	LCC (US\$/m <sup>2</sup> SA)		341.55	311.89	300.35		
SA = s	structu	iral area							

Table 5 – Service life estimated by Life-365 v.2.1.1, ESL (time to first repair) and life cycle cost of a typical floor of each case study										
Case study (CS)	Typical floor slab	Estimated Service Life (ESL)= time to first repair (years)	Life cycle cost <sup>a</sup> (LCC) US\$/m <sup>2</sup> <sub>structural floor area</sub>							
			Plywood formwork <sup>b</sup>	Concrete	Rebar	Prestressing steel	Total construction costs	Repair cost °	Total life cycle cost	
1	RCW	11.7	13.34	28.24	45.90	0.00	87.48	254,03	341,55	
2	PCF	11.2	10.71	32.30	21.58	11.10	75.61	236,24	311,89	
3	PCF	11.2	12.96	31.22	19.52	8.83	72.53	227,94	300,35	

<sup>a</sup> Sum of the initial cost (construction) and costs of repair events, discounted to present value. Base year 2013.

<sup>b</sup> considering plywood formwork reuse of five times maximum.

 $^{\circ}$  values corresponding to four events of repairs, discounted to present value.

the best results for *span over slab ratio* and *column density indicators* (CS2) and *steel over structural area ratio* and *fire safety indicators* (CS3), while the RCW slab of CS1 performed best concerning *concrete volume over structural area ratio*.

The *Reuse Potential indicator* was nil for all cases as the slabs were cast *in situ* and not designed for disassembly. CS1 (reinforced concrete waffle slab with flat beams) has better end-of-life performance, due to smaller spans and existence of beams, which make demolition easier and safer, resulting in lower demolition costs than the PCF slabs used in CS2 and CS3. Furthermore, reinforcing steel has higher recycling market value than prestressing steel. Notwithstanding, the flooring system with no beams and longer spans (CS2) provides increased adaptability.

Regarding the fire safety requirement, the results for the proposed indicators shall be equal or greater than 1, as occurred for CS3. This means that case study 3 is the only one to comply with fire safety requirements of both ABNT 14432 [37] and ABNT NBR 15200 [38].

Under the conditions studied, designing reinforced concrete structures for a marine environment according to ABNT NBR 6118 [29] (Class III of environmental exposure) *per se* does not ensure compliance with ABNT NBR 15575-1 [19] durability requirement and design life criteria. The results of service life prediction for the studied conditions (Table 5) confirm that the repair schedule selected allowed the 50-year minimum DL required by ABNT NBR 15575-1 [19]. According to ABNT NBR 6118 [29], the nominal cover  $(c_{nom})$  defines the minimum concrete cover  $(c_{min})$  plus a tolerance of execution  $(\Delta c)$ . For usual situations, it is recommended  $c_{nom}$  of at least 35 mm and 45 mm for reinforced and prestressed concrete slabs, respectively, in a marine environment (Class III) and 10mm  $\Delta c$ , which means  $c_{min}$  of 25mm and 35mm. The case studies reflect current practice of structural design, which adopts in a marine environment, for both slab types,  $c_{min}$  of 20 mm and  $\Delta c$  equal to 5 mm, which is consistent with a strict execution control.

Regarding RCW slabs, this attitude is supported by the standard itself, which allows consideration of a microclimate with a milder class of aggressiveness (one level up) for indoor dry environments or concrete coated with mortar and paint, and assumes strict control ( $\Delta c = 5 \text{ mm}$ ) provided it is stated in the design drawings (Table 6.1, ABNT NBR 6118 [29]). Thus, the nominal slab concrete cover,  $c_{nom}$ , decreases from 35 mm (Class III) to 25 mm (Class II) and, considered the additional reduction of 5 mm, reaches the 20 mm minimum concrete cover adopted in the case studies. For these buildings, located at a coastal area, this cover thickness proved to be clearly incompatible with the chloride exposure condition and decisively lowered the estimated SLs (Table 5).

Table 6 shows that, for an assumed  $c_{min}$  of 30 mm for RCW (CS1) and of 40 mm for PCF (CS2 and CS3), at ABNT NBR 6118 [29] Class III of exposure, the ESLs calculated by Life-365 v.2.1.1 do not reach the 50-year minimum DL. If a corrosion inhibitor (calcium

#### Table 6 - Diffusion properties and corresponding service life estimated (ESL) = time to first repair by Life-365 v. 2.1.1 software for the case studies' slabs, considering the minimum concrete cover prescribed by ABNT NBR 6118:2007 (29) ESL (yrs) D28 **Protection strategy** Ct m c<sub>min</sub> mm m<sup>2</sup>/s for concrete slabs %wt. conc. CS1 CS2 CS3 0.05 30 (RC) 40 (PC) no corrosion inhibitor 15.8 21.5 21.5 1.38 E-11 0.58 17.5L/m<sup>3</sup> Ca(NO<sub>2</sub>)<sub>2</sub> (ABNT NBR 6118) 0.28 56.8 94.2 94.2 c<sub>min</sub> prescribed for environmental exposure ABNT NBR 6118 Class III

nitrite -  $Ca(NO_2)_2$  - in the proportion of 17.5 l/m<sup>3</sup>) is added, the estimated SL is further increased and finally exceeds the required service life.

Despite acknowledging Life-365 v.2.1.1 simplified assumptions, accounting for multimechanistic transport in partially saturated concrete requires detailed knowledge of site specific conditions and a wide range of material properties that are not usually available to the engineer at the design stage.

At typical floor level, Figure 2 shows that CS1 (RCW) achieved the best results for bWF, NRc and Mc, but was outperformed by PCF CS2 and CS3 regarding EE and  $ECO_{2e}$ , respectively. Results for the whole superstructure showed a similar trend, except for EE, whose best result was achieved by RCW CS1.

The Life-365 ESLs for the three case studies were similar because, despite different slab thickness, they had identical characteristic strength; concrete mix composition, minimum concrete cover, chloride exposure conditions (800 m from the shore, as considered by Life-365), and average monthly temperature, taken from Vitoria airport's meteorological station.

Table 5 also presents values of LCC for the typical floors of the case studies, showing the best results for CS2. Overall building LCC estimation would address the savings provided by (*i*) the lowest column density of CS2 (Table 4) concerning parking spaces and typical floors adaptability, (*ii*) the reduction from a 27.5cm thick RCW slab (CS1) to 18cm-thick PCF slabs of CS2 and CS3 on envelope plaster and coating consumption and costs, and (*iii*) the smallest dead weight of CS1 RCW slab (equivalent to a 14.7cm-thick flat slab) contribution to whole superstructure sizing and foundations. Monetary figures and flows related to such strategies and benefits are usually not readily available at structural design

practices, and therefore were not provided for inclusion in the case studies. Implementation of continuous value engineering techniques during design would enable reasonably accurate estimation and allow the recommended integrative approach.

# 4. Conclusions

This case study application confirmed the feasibility of calculating the proposed lifecycle-based indicators to assess important sustainability aspects of buildings' structural frames in concrete. Specific conclusion could be drawn from the investigation carried out:

- a) Estimated SL and standards ABNT NBR 6118 and NBR 15575-1
- Structural design for marine environment (Class III), according to ABNT NBR 6118 [29], does not ensure compliance with ABNT NBR 15575-1 [19].
- Proposing a repair schedule, an increase of concrete cover and the use of corrosion inhibitors were the alternatives for compliance checked using Life-365 v.2.1.1 software. Specification of the minimum concrete cover for Class III, waiving the reduction to Class II currently accepted by ABNT NBR 6118, combined to the use of corrosion inhibitor allowed reaching compliance to minimum design life determined by NBR 15575-1 performance code.
- Although the service life prediction by Life-365 software can be simplified and conservative, it takes into account the presence of admixtures to the concrete. Thus, the results of the performed simulations suggest a potential need for revision regarding the concrete cover specified for Class III applications (table 6.1 of ABNT NBR 6118).



- b) Functional/technical, economic and environmental indicators
- PCF slabs showed best results for most functional/technical and for economic indicators but were outperformed by RCW slabs' environmental results.
- When designing structural frames more attention should be paid to the minimum required concrete cover of PCF slabs for fire safety.
- LCC for CS1 was 14% greater than for CS3, while the differences between CS2 and CS3 (~4%) were negligible.
- Except for embodied energy, all environmental indicators showed the same trend for both typical floor and whole superstructure. The buildings' number of stories did not affect the observed similarity.
- NRc and bWF results for CS1 were lower than those for CS3 and CS2 at superstructure scale.
- For EE the differences among results for the three case studies were negligible (~4%) at superstructure scale, but, at typical floor level, CS1 results were 32% and 35% higher than CS3 and CS2.
- For ECO<sub>2e</sub>, CS1 results at typical floor level were 33% and 25% greater than CS3 and CS2, respectively, while, at the superstructure scale, the differences among CS1 and CS3, with 6 stories, were negligible (~3%) and CS1 (15-story) results were 20% lower than those for CS2.

### c) Final summary

It is expected that this set evolve to a framework of functional, environmental and economic indicators as a tool to support design decision-making regarding important sustainability aspects in concrete structural frames selection.

Due to the limited number of case studies, these findings are promising but still exploratory. There are twenty-eight case studies currently under analysis. If confirmed for this larger sample, this measure will provide a significant reduction of time and effort in collecting data to calculate the indicators. Next research steps include enlargement of case study library and application of analytic hierarchy process to define indicators relative importance or weighting scenarios to streamline identification of a top performing solution even if the metrics show contrasting trends.

# 5. Acknowledgements

The authors thank the Brazilian Coordination of Improvement of Higher Education Personnel (CAPES), the National Council of Technological and Scientific Development (CNPq) and CPFL Energy / ANEEL R&D Funding line for their financial support.

# 6. References

- [01] DOBBELSTEEN, A.A.J.F.; ARETS, M.J.P.; LINDEN, A.C.V.D. Smart sustainable office design–effective technological solutions, based on typology and case studies. *In:* YANG, J. et al. Smart & sustainable built environments, Wiley-Blackwell, p. 3-13. 2005.
- [02] DOBBELSTEEN, A.A.J.F.; ARETS, M.; NUNES, R. Sustainable design of supporting structures. Optimal structural spans and component combinations for effective improvement of environmental performance. Construction Innovation, v.7, n.1, 2007, p.54-71.

- [03] HAAPIO, A.; VIITANIEMI, P. Environmental effect of structural solutions and building materials to a building. Environmental Impact Assessment Review, v.28, n.8, 2008, p.587-600.
- [04] KELLENBERGER, D.; ALTHAUS, H. Relevance of simplifications in LCA of building components. Building and Environment, v. 44, n. 4, 2009, p. 818-825.
- [05] MOON, K. S. Sustainable design of tall building structures and façades. *In:* SASBE 2009 3rd CIB International Conference on Smart and Sustainable Built Environment Delft, the Netherlands, 2009, Proceedings, the Netherlands, 2009, v.1, p.1-8.
- [06] OLIVEIRA, F. R. M.; SILVA, V. G.; SILVA, M. G. Indicators to Support Sustainability and Performance-Based Selection of Structural Frame Alternatives in Concrete: Preliminary Validation at Element Level. *In:* SB13 Munich - Implementing Sustainability Changes. Munich, 2013. Proceedings, Germany, 2013, v.1, p.1-8.
- [07] LAEFER, D. F.; MANKE, J. P. Building reuse assessment for sustainable urban reconstruction. Journal of construction engineering and management, v.134, n.3, 2008, p. 217-227.
- [08] NUNEM, H.; MOOIMAN, A. Improved service life predictions for better life cycle assessments. *In:* World Sustainable Building Conference - SB11 HELSINKI, Finland, 2011, Proceedings, Finland, 2011, theme 1 p.240-250.
- [09] HÄKKINEN, T.; ANTUÑA, C.; MÄKELÄINEN, T.; LÜTZKENDORF, T.; BALOUKTSI, M.; IMMENDÖRFER, A.; NIBEL, S.; BOSDEVIGIE, B.; LEBERT, A.; FIES, B.; IÑARRA, P.H.; LUPISEK, A.; HAJEK, P.; SUPPER, S.; ALSEMA, E.; DELEM, L.; VAN DESSEL, J. Sustainability and performance assessment and benchmarking of building. SuPerBuildings – Final report. Tarja Häkkinen (Ed.). Espoo 2012. VTT Technology 72. 409 p. + app. 49 p. (Available on line at, http://cic.vtt.fi/superbuildings/, [assessed on 06/08/2013]).
- [10] CONSTRUCTION AND CITY RELATED SUSTAINABILITY INDICATORS – CRISP. EC FP5 CRISP indicator analysis PeBBu generic task 2, final report. CIBdf, the Netherlands, 2005.
- [11] LUETZKENDORF, T.; HAJEK, P.; LUPISEK, A.; IMMENDOERFER, A.; NIBEL, S.; HAKKINEN, T. Next generation of sustainability assessment – top down approach and stakeholders needs. *In:* World Sustainable Building Conference - SB11 HELSINKI. Finland, 2011. Proceedings, Finland, 2011, theme 4, p.359-374.
- [12] ORGANIZATION FOR ECONOMIC CO-OPERATION AND DEVELOPMENT – OECD. Environmental Indicators: Development, Measurement and Use. OECD, Paris, 2003.
- [13] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION - ISO. Sustainability in building construction Sustainability indicators - Part 1: Framework for development of indicators for buildings – ISO/TS 21929-1, Genève, Switzerland, 2006.
- [14] UNITED NATIONS UN. Eco-efficiency indicators: measuring resource-use efficiency and the impact

of economic activities on the environment. UN ST/ESCAP/2561, 2009, 28p.

- [15] REAP, J.; ROMAN, F.; DUNCAN, S.; BRAS, B. A survey of unresolved problems in life cycle assessment. Part 1: goal and scope and inventory analysis. International Journal of Life Cycle Assessment, v.13, 2008, p.290-300.
- [16] HEIJUNGS, R.; SETANNI, E.; GUINÉE, J. Toward a computational structure for a life-cycle sustainability analysis: unifying LCA and LCC. Int. J Life-cycle Assess. DOI: 10.1007/s11367-012-0461-4, July, 2012.
- [17] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION - ISO. Performance standards in building - Contents and presentation – ISO 6240, Geneve, Switzerland, 1980.
- [18] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION - ISO. Performance standards in building - Principles for their preparation and factors to be considered. ISO 6241, Geneve, Switzerland, 1984.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. Edificações habitacionais – Desempenho, NBR 15.575, Part 1, Rio de Janeiro, 2013.
- [20] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION - ISO. Sustainability in building construction – Framework for methods of assessment of the environmental performance of construction works - Part 1: Buildings. ISO 21931-1, Geneve, Switzerland, 2010.
- [21] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION - ISO. Buildings and constructed assets. Service life planning – Part 5: Life Cycle Costing - ISO 15686-5, Geneve, Switzerland, 2008.
- [22] DAVIS LANGDON MANAGEMENT CONSULTING. LCC as a contribution to sustainable construction, a common methodology. London: Davis Langdon & Co. 2007.
- [23] SUSTAINABLE BUILDING ALLIANCE SB ALLIANCE. A framework for common metrics of buildings, 2010, 37p.
- [24] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Sustainability of construction works — Assessment of buildings. Part 2: Framework for the assessment of environmental performance. Incorporating corrigendum February 2012. EN 15643-2, Brussels, 2011.
- [25] EHLEN, M. A. LIFE-365 Service life prediction model, v.2.1 Users Manual. USA, January, 2012.
- [26] SILVA, M. G.; GOMES, V.; TANESI, J. Uma análise crítica sobre a vida útil e a durabilidade na NBR 6118/2003. Ibracon Concreto & Construções, v.58, 2010, p.96-101.
- [27] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Sustainability of construction works – Environmental product declarations – Core rules for the product category of construction products. EN 15804:2012. Brussels, 2012.
- [28] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION - ISO. Environmental Management – Life Cycle Principles and Framework. ISO 14040, Switzerland, 2006.
- [29] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNI

CAS - ABNT. Projeto de Estruturas de Concreto -Procedimento. NBR 6118, Rio de Janeiro, 2007.

- [30] SILVA, M. G. (Coordinator). Concreto de alto desempenho com elevados teores de escória de alto-forno: estratégia para consolidar o mercado da escória de alto-forno em cimentos e concretos. Núcleo de Excelência em Escórias Siderúrgicas, NEXES. Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo, 2006.
- [31] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. Cimento Portland de alto-forno. NBR 5735. Rio de Janeiro, 1991.
- [32] TUUTTI, K. Corrosion of steel in concrete. Ph.D. thesis. Stockholm (Sweden): Swedish Cement and Concrete Research Institute; 1982. 469 p.
- [33] WEYERS, R.E.; PYC, W.; SPRINKEL, M.M. Estimating the Service Life of Epoxy Coated Reinforcing Steel, ACI Materials Journal, Vol. 95 (5), pp. 546-557. 1998.
- [34] WEYERS, R.E.; FITCH, M.G.; LARSEN, E.P.; AL-QUADI, I.L.; CHAMBERLIN, W.P.; HOFFMAN, P.C.. Concrete Bridge Protection and Rehabilitation: Chemical Physical Techniques, Service Life Estimates, SHRP-S-668, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C., 357 p. 1993.
- [35] HOEKSTRA, A.Y.; CHAPAGAIN, A.K.; ALDAYA, M.M.; MEKONNEN, M.M. The water footprint assessment manual: setting the global standard. London, UK: Earthscan Ltd., 203 p., 2011.
- [36] LABOR/CT-UFES. Tabela custos referenciais (Is=129,88%; bdi=28%) LABOR/CT-UFES padrão IOPES fev/2013. (Available at: http://siteiopes.no-ip. info/ [assessed on 3/15/2013]).
- [37] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento, NBR 14432, Rio de Janeiro, 1999.
- [38] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio – Procedimento, NBR 15200, Rio de Janeiro, 2004.