

Volume 8, Number 3

June, 2015

ISSN 1983-4195



Contents

Study on the hydraulic conductivity by constant and falling head methods for pervious concrete
R. BATEZINI and J. T. BALBO

Influence of the column rectangularity index and of the boundary conditions in the punching resistance of slab-column connections
O. S. PAIVA, M. P. FERREIRA, D. R. C. OLIVEIRA, A. F. LIMA NETO and M. R. TEIXEIRA

Potentialities of infrared thermography to assess damage in bonding between concrete and GFRP
M. M. CALDEIRA and I. J. PADARATZ

Study of size effect using digital image correlation
A. H. A. SANTOS, R. L. S. PITANGUEIRA, G. O. RIBEIRO and R. B. CALDAS

The influence of grouting and reinforcement ratio in the concrete block masonry compressive behavior
J. S. CAMACHO, B. G. LOGULLO, P. R. N. SOUDAIS and G. A. PARSEKIAN

Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures
D. COUTO, M. CARVALHO, A. CINTRA and P. HELENE

Serviceability limit state related to excessive lateral deformations to account for infill walls in the structural model
G. M. S. ALVA, J. KAMINSKI JR, G. MOHAMAD and L. R. SILVA

Interactive graphics tool for the calculation and serviceability limit state stress check of bonded posttensioned concrete beams according to brazilian codes via Autodesk Robot Structural Analysis Professional®
P. K. K. NACHT and L. F. MARTHA

Editorial Board

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

Reviewers

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

We are proud to note a rise in the interest of our community in publishing in the IBRACON Structures and Materials Journal. The number of submitted manuscripts has increased considerably as well as the overall quality of the published articles. We have now the entire collection, since Volume 1 (March 2008), published in the SciELO site (www.scielo.br/riem). The current issue (Volume 8 Number 3, June 2015) comprises eight articles related to concrete structures and materials. The first article presents a study on the hydraulic conductivity of pervious concrete by constant and falling head methods. The next article discusses the influence of column rectangularity index and boundary conditions on the punching resistance of slab-column connections. The third article focus on the application of active infrared thermography to detect damage in bonding between concrete and glass fiber reinforced polymer. One of the articles reports the application of Digital Image Correlation technique to measure displacements on the surface of beams aiming at the evaluation of size effect. The influence of grouting and reinforcement ratio in the compressive behavior of concrete block masonry is discussed in the fifth article. The sixth article presents a contribution to the safety assessment of existing structures. The next article addresses the serviceability limit state related to excessive lateral deformations with the consideration of the infill walls in the structural modeling. This issue closes with an article presenting an interactive graphics computational tool for the verification of pre-stressed concrete beams with post-tensioned bonded tendons to the serviceability limit state (SLS) stress check according to the Brazilian code NBR 6118:2014.

With this issue, we fulfill the objective of providing our community with a qualified vehicle for diffusion of the research and developments in concrete structures and materials, aiding our interaction with researchers worldwide. We thank all those who contribute for this achievement: authors, reviewers and readers.

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

Estamos observando com satisfação um aumento no interesse de nossa comunidade em publicar na Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. O número de manuscritos submetidos aumentou consideravelmente, bem como a qualidade geral dos artigos publicados. Temos agora a coleção inteira, desde o Volume 1 (março de 2008), publicada no site do SciELO (www.scielo.br/riem). A edição atual (Volume 8 Número 3, junho de 2015) é composta por oito artigos relacionados com materiais e estruturas de concreto. O primeiro artigo apresenta um estudo sobre a condutividade hidráulica do concreto permeável com métodos de carga constante e de carga variável. Outro artigo discute a influência do índice de retangularidade dos pilares e das condições de contorno na resistência à punção de ligações laje-pilar. O terceiro artigo enfoca a aplicação de termografia infravermelha para detectar danos na aderência entre o concreto e polímero reforçado com fibra de vidro. O quarto artigo relata a aplicação da técnica de Correlação de Imagens Digitais de para obtenção de deslocamentos na superfície de vigas e avaliação do efeito escala. A influência do grau e da taxa de armadura no comportamento à compressão de alvenaria de blocos de concreto é discutida no quinto artigo. O sexto artigo apresenta uma contribuição à análise de segurança de estruturas existentes. O artigo seguinte aborda o estado limite de serviço relacionado a deformações laterais excessivas com a consideração das alvenarias de preenchimento na modelagem estrutural. Este número encerra com um artigo apresentando uma ferramenta gráfico-interativa de cálculo e verificação de tensões no estado limite de serviço de vigas protendidas com pós-tração aderente para a verificação de tensões no estado limite de utilização (SLS) de acordo com a norma brasileira NBR 6118: 2014.

Com este número, nós estamos cumprindo o nosso objetivo de proporcionar à nossa comunidade um veículo qualificado para a difusão de pesquisas e desenvolvimentos em materiais e estruturas de concreto, favorecendo nossa interação com pesquisadores do mundo todo. Agradecemos a todos aqueles que contribuem para essa conquista: autores, revisores e leitores.

Américo de Campos Filho, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas Pinto de Andrade e Romilde Almeida de Oliveira, Editores



Cover: UNDERWATER TUNNEL
SANTOS-GRARUJÁ

Courtesy: DERSA – DESENVOLVIMENTO
RODOVIÁRIOS S/A, SÃO PAULO



IBRACON

**Ibracon Structures
and Materials Journal**

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

IBRACON

Instituto Brasileiro do Concreto
Founded in 1972

R. Julieta do Espírito Santo Pinheiro, 68
Jardim Olímpia, São Paulo – SP
Brasil – 05542-120

Phone: +55 11 3735-0202

Fax: +55 11 3733-2190

E-mail: arlene@ibracon.org.br

Website: <http://www.ibracon.org.br>

Editors

Américo Campos Filho
(Brazil)

José Luiz Antunes de O. e Sousa
(Brazil)

Rafael Giuliano Pileggi
(Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto
(Brazil)

Romilde Almeida de Oliveira
(Brazil)

Volume 8, Number 3

June 2015

ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

***Study on the hydraulic conductivity by constant
and falling head methods for pervious concrete***

R. BATEZINI and J. T. BALBO

248

***Influence of the column rectangularity index and of
the boundary conditions in the punching resistance
of slab-column connections***

O. S. PAIVA, M. P. FERREIRA, D. R. C. OLIVEIRA, A. F. LIMA NETO
and M. R. TEIXEIRA

260

***Potentialities of infrared thermography to assess damage
in bonding between concrete and GFRP***

M. M. CALDEIRA and I. J. PADARATZ

296

Study of size effect using digital image correlation

A. H. A. SANTOS, R. L. S. PITANGUEIRA, G. O. RIBEIRO and R. B. CALDAS

323

***The influence of grouting and reinforcement ratio in
the concrete block masonry compressive behavior***

J. S. CAMACHO, B. G. LOGULLO, P. R. N. SOUDAIS and G. A. PARSEKIAN

341

***Concrete structures. Contribution to the safety assessment
of existing structures***

D. COUTO, M. CARVALHO, A. CINTRA and P. HELENE

365

***Serviceability limit state related to excessive lateral
deformations to account for infill walls in the structural model***

G. M. S. ALVA, J. KAMINSKI JR, G. MOHAMAD and L. R. SILVA

390

***Interactive graphics tool for the calculation and
serviceability limit state stress check of bonded
posttensioned concrete beams according to brazilian codes
via Autodesk Robot Structural Analysis Professional®***

P. K. K. NACHT and L. F. MARTHA

427

Cover design & Layout:

Ellementto-Arte

www.ellementto-arte.com

Aims and Scope

Aims and Scope

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

Objectives

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

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

Submission Procedure

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

Contribution Types

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

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

The length of the papers must not exceed 20 pages.

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

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

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

Internet Access

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

Subscription rate

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

Photocopying

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

Copyright

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

IBRACON

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

Disclaimer

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

Objetivos e Escopo

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

Objetivos

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

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

Submissão de Contribuições

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

Tipos de Contribuição

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

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

A extensão dos artigos não deve exceder 20 páginas.

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

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

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

Acesso via Internet

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

Assinatura

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

Fotocópias

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

Direitos autorais

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

IBRACON

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

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

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

Aviso Legal

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

Diretoria

Diretoria Biênio 2013/2015

Diretor Presidente

Túlio Nogueira Bittencourt

Assessores da Presidência

Augusto Carlos de Vasconcelos

José Tadeu Balbo

Selmo Chapira Kuperman

Diretor 1º Vice-Presidente

Julio Timerman

Diretor 2º Vice-Presidente

Nelson Covas

Diretor 1º Secretário

Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário

Arcindo Vaqueiro Y Mayor

Diretor 1º Tesoureiro

Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro

Carlos José Massucato

Diretor de Marketing

Hugo da Costa Rodrigues Filho

Diretor de Eventos

Luiz Prado Vieira Júnior

Assessor de Eventos

Maurice Antoine Traboulsi

Diretor Técnico

Inês Laranjeira da Silva Battagin

Diretor de Relações Institucionais

Ricardo Lessa

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica

Paulo Helene

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento

Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho

Diretor de Cursos

Iria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Certificação de Mão-de-obra

Roseni Cezimbra

Conselho Diretor Biênio 2013/2015

Sócios Titulares Individuais

Inês Laranjeira da Silva Battagin

Cláudio Sbrighi Neto

Ana Elisabete Paganelli Guimarães A. Jacintho

Augusto Carlos de Vasconcelos

Nélson Covas

Vladimir Paulon

Antonio Laranjeiras

Enio Pazini Figueiredo

Júlio Timermam

Luis Prado Vieira Júnior

Sócios Titulares Mantenedores e Coletivos

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland

POLI-USP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo

L. A. FALCÃO BAUER

FURNAS

ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada em Concreto

GERDAU

ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem

CNO – Companhia Norberto Odebrecht

OTTO BAUMGART

Conselheiros Permanentes

Eduardo Antonio Serrano

Paulo Helene

Ronaldo Tartuce

Rubens Machado Bittencourt

Selmo Chapira Kuperman

Simão Priszkulnik

Study on the hydraulic conductivity by constant and falling head methods for pervious concrete

Estudo da condutividade hidráulica com carga constante e variável em concretos permeáveis



R. BATEZINI ^a
rafaelbatezini@usp.br

J. T. BALBO ^a
jotbalbo@usp.br

Abstract

The main goal of this paper is to show the analysis of the permeability characteristics of three different mixes of pervious concrete produced with the variation of the coarse aggregate size. Two different test methods were used to achieve the hydraulic conductivity of the samples: falling head and constant head permeability tests. Based on test results it is concluded that the pervious concrete mixes have shown to be good drainable materials. Besides, it was found that the permeability of the mixtures does not seem to depend on the size and gradation of the coarse aggregate.

Keywords: pervious concrete, permeameter, hydraulic conductivity, concrete pavements.

Resumo

Este trabalho tem por objetivo apresentar os resultados de ensaios de permeabilidade realizados para três misturas de concretos permeáveis produzidos com diferentes granulometrias, a fim de determinar a variação do potencial permeável destas misturas considerando as diferentes porcentagens de agregados graúdos na sua composição. Para determinação do coeficiente de permeabilidade foram empregados dois métodos: ensaio de permeabilidade com carga variável e com carga constante. A partir da análise dos resultados obtidos, pôde-se observar que os materiais estudados apresentam muito boas características de drenabilidade e que a variação da granulometria em termos de agregados graúdos não é fator preponderante para a variação deste parâmetro.

Palavras-chave: concreto permeável, permeâmetro, condutividade hidráulica, pavimentos de concreto.

^a Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introduction

The increasing of impermeable surface areas due to the accelerated and unplanned urban development has significant impacts on the hydrologic cycle, rising the peak runoff rate, which increase the probability of downstream flooding and inundation on the cities. Those events are commonly associated to demographic explosion and the lack of urban planning by government institutions.

In recent years, an alternative hydrological control concept has gained place in the Brazilian urban drainage scenario. The Best Management Practices (BMP) are techniques that aims to guarantee the storm water control to be absorbed into the ground, as near as possible from its source, avoiding runoff and consequently downstream flooding. The Environmental Protection Agency (EPA) has developed this concept in the 80s. It is based on storm water control planning in a basin scale by using civil structures in order to temporarily store surface runoff before infiltrating it into the subsoil (reservoirs, infiltration trenches, permeable pavements), in an attempt to compensate the effects of urbanization.

In addition, projects involving roads, highway, bus corridors, parking lots and other infrastructures in large urban centers, need to consider several technical and environmental requirements recommended by governmental transport agencies as well as by environmental agencies. Concerning environmental criteria, new regulations have been created in Brazil in order to restrict the percentage of impermeable surface areas in urban projects. Usually, at least 30% of the total project area is requested to be permeable. In this context, permeable pavements systems can be considered as a simple solution, which must have mechanical and hydraulic characteristics sufficient to withstand both the traffic loads and allow water infiltration from the storm water into its structure, reducing the runoff by almost 100%.

Permeable pavement is a structure that allows air and water to drain through its layers. This infiltration device absorbs most part of the surface runoff into an open-graded stone reservoir placed over the subgrade. Once the water is absorbed and temporarily stored into the open-graded base, it can infiltrates into the subsoil depending on soil drainage characteristics, or a drainage system can conduct it to a different reservoir. The permeable pavement base and sub-base, which stores the runoff, is characterized as an open-graded matrix with reduced amount of fine aggregates.

1.1 Justification

In the Brazilian context, there is still no much research on the use of pervious concretes and its long-term performance, and the num-

ber of publications on this topic is scarce. Considering the potential environmental and economic advantages on using this kind of material as the surface layer of permeable pavements for light and heavy traffic compared to the other materials, it can be seen the importance of carrying out more detailed studies on the subject, including the assessment of hydraulic conductivity of pervious concrete. The main goal of this study is to show the results of a laboratorial study on the hydraulic conductivity of pervious concrete obtained by constant and falling head permeability tests. The tests was carried out on specimens produced by three different pervious concretes mixtures with the variation of the coarse aggregate gradation, focusing on determining the influence of the gradation on the material's permeability.

2. Materials and experimental program

2.1 Materials, molding and curing

Cylindrical specimens of the pervious concrete were prepared in order to perform the hydraulic characterization tests. The molding procedures were conducted at Holcim Brasil laboratory at São Paulo. The laboratorial tests were carried out at Pavement Mechanics Laboratory and Pavement Technology Laboratory, both in the Transportation Engineering Department of the Polytechnic Schol of the University of São Paulo.

The mixture design applied on this study had been pre-set from the literature review, since there was no specific mix design procedure for pervious concrete by the time of the study. Thus, previously studied mix proportions had been considered in order to verify how the gradation of the coarse aggregate influences on the hydraulic behavior of the mixtures. Three pervious concrete mixtures were produced using different coarse aggregate gradation, as shown in Table 1.

The cement content range to produce pervious concrete observed in literature review goes from 340 to 400 kg/m³. On this study, it was used 374 kg/m³ of cement content. The coarse aggregate content was 1.660 kg/m³ which represent 1:4,4 cement/aggregate proportion; the water to cement ratio of 0,3 was fixed according to other studies. Table 2 summarizes the material proportions used in this study.

The compaction molding procedure for the cylindrical samples (20 cm high and 10 cm diameter) consisted on rodding 15 times in three layers (Figure 1), followed by vibration for 10 seconds on a vibration table (Figure 2). The specimens were placed in a moist chamber at 98% relative humidity, and cured according to NBR 5738 [2]. All samples were demolded after 7 days, unlike conventional concrete, since pervious concrete did not show enough

Table 1 – Coarse aggregate proportions used in mixes

Mixtures	% of retained material on the sieve		
	9.5 mm	6.3 mm	4.75 mm
M1	0	100	0
M2	0	50	50
M3	30	40	30

Table 2 – Pervious concrete mixing ratio

Materials	Proportion
Cement (kg/m ³)	374
Coarse aggregate (kg/m ³)	1,660
w/c ratio (mass)	0.3
Cement/aggregate ratio (mass)	1:4.4

Figure 1 - Sample compaction

stable structure to be demolded after 24 hours, as recommended by the Brazilian standard.

2.2 Permeability tests

2.2.1 Falling head permeameter test

A falling head permeameter was constructed in the laboratory in order to carry out the permeability tests. The apparatus is equipped with a valve and an external level to check the water column height (Figure 3). Twelve samples were tested for each pervious concrete mixture in order to obtain a sufficient number of samples for statistical analysis of the results.

Figure 2 - Vibration procedure

During the test the samples were wrapped in plastic film in order to avoid loss of water through its lateral surface. Furthermore, two silicone rings were used for sealing the bottom and the top of the samples were produced, avoiding water leaks during the tests. The tests were carried out 25 days after molding.

The test procedure consisted in adding water to the downstream end of the device to expel any air voids that may have been present in the sample. After complete sample immersion on water, the valve on the center of the permeameter was closed and the water column height was increased until 25 cm by the upstream. After opening the valve, the time to the water column height decrease from 25 cm to 5 cm was recorded. Equation (1) was used in order to determine the hydraulic conductivity of the samples.

$$k = \frac{aL}{At} \times \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (1)$$

In Equation (1) k is the hydraulic conductivity (cm/s), a is the cross-sectional area of the standpipe (cm²), L is the length of specimen (cm), A is the cross-sectional area of specimen (cm²), t is the time for water to drop from h_1 to h_2 (s), and h_1 and h_2 are the initial and final water level (cm).

2.2.2 Constant head permeameter test

The constant head test is characterized by a constant water column height during the test. In Soil Mechanics, it is usually recommended to use the constant head test in order to determine its hydraulic conductivity of high permeability materials ($k > 10^{-3}$ cm/s), which is the case of the pervious concrete. However, all authors have published results of the falling head permeability tests in pervious concrete, since for practical purposes such as the material quality control in field, the use of falling head test seems to be simpler than the constant head, what makes it easier to compare the results in field with those obtained in laboratory.

Figure 3 - Falling head permeameter

Figure 4 – Constant head permeameter

The apparatus is equipped in the bottom with a plastic ring where the specimen is placed (Figure 4). A flexible membrane positioned internally on the plastic ring is pressurized on the side of the samples in order to avoid water leaks by its lateral during the test. The container used to produce the water pressure is provided with an inlet and an outlet of water as well as by a lower safety outlet to prevent overflow.

The cylindrical cores were cut into four pieces in order to carry out the permeability tests, since the equipment has a 5.5 cm sample height limitation. The surface and the bottom parts of the specimen were discarded and just the remaining top and bottom central pieces were tested.

The control of the water column height was carried out by leveling the column height up in the container, which was calibrated by the incoming water flow. It was carried out several attempts to find the optimal column height for the testing material in order to maintain a laminar water flow, which tends to vary with the fluid velocity in the conduit.

The test was started by placing the sample on the plastic ring and pressuring the flexible membrane, sealing the core laterals. Then, water flow was released in order to fill up the entire system with water. The flow rate was increased until column height constancy. The water discharged was collected in a known-weight-recipient and

the time for collect 750 to 1,000 mL of water was measured. Four trials were carried out for each sample and the hydraulic conductivity was calculated by the average of the obtained values. Once obtained the volume of discharge and the elapsed time for its collection, the hydraulic conductivity was determined by Equation 2:

$$k = \frac{V.L}{h.A.t} \quad (2)$$

In Equation (2) k is the hydraulic conductivity (cm/s), V is the volume of discharge (cm³), L is the length of specimen (cm), h is the column height (cm), A is the cross-sectional area of specimen (cm²) and t is the time for discharge (s).

3. Results and discussion

Tables 3 to 6 show the test results for hydraulic conductivity and statistic data analysis. It can be observed that the average of

Table 3 – Hydraulic conductivity results in the falling head test (cm/s)

M1	M2	M3
0.58	0.50	0.59
0.51	0.59	0.71
0.51	0.59	0.78
0.52	0.68	0.66
0.51	0.60	0.67
0.62	0.73	0.72
0.47	0.62	0.77
0.62	0.72	0.66
0.62	0.68	0.75
0.56	0.64	0.75
0.64	0.64	0.71
0.62	0.59	0.66

Table 4 – Basic statistical analysis of hydraulic conductivity results obtained from falling head test

Parameter	Hydraulic conductivity (cm/s)		
	M1	M2	M3
μ	0.565	0.630	0.703
σ	0.058	0.065	0.054
cv (%)	10.21	10.32	7.68

μ = average; σ = standard deviation; cv = coefficient of variation

Table 5 – Hydraulic conductivity results in the constant head test (cm/s)

Position	Mixtures		
	M1	M2	M3
Top	0.13	0.13	0.14
	0.14	0.13	0.14
	0.13	0.13	0.14
Bottom	0.14	0.11	0.14
	0.14	0.13	0.14
	0.15	0.14	0.14

hydraulic conductivity values were similar for all the three mixes in both falling and constant head tests, indicating that the variation of the coarse aggregate gradation used in this study does not seem to affect the drainability characteristics of the pervious concrete. This condition is explained by the void ratio resultant for the mixtures, which also showed little variation [3], since void ratio seems to be directly associated to the drainability characteristics of pervious concrete produced without fines.

It had been observed generally low coefficient of variation for the results (below 11%) in statistical analysis. Besides that, the results obtained by the constant head test were more homogenous, since the coefficient of variation is lower than that obtained in the falling head test.

It had been observed that the hydraulic conductivity obtained by the constant head test vary from 0.13 a 0.14 cm/s. These results are within the range of results obtained by most authors that

Table 6 – Basic statistical analysis of hydraulic conductivity results obtained from constant head test

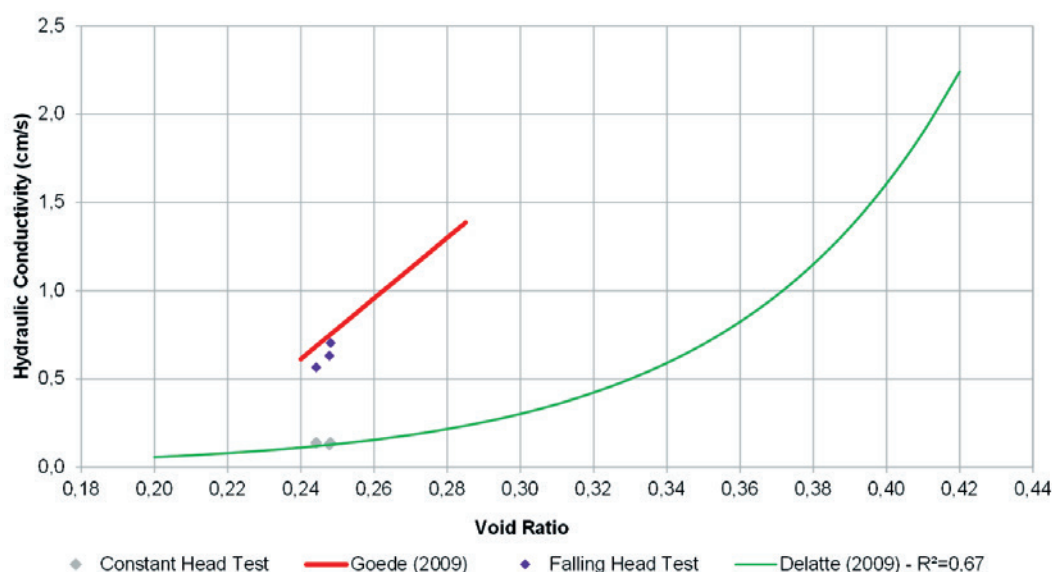
Parameter	Hydraulic conductivity (cm/s)		
	M1	M2	M3
μ	0.14	0.13	0.14
σ	0.008	0.009	0.002
cv (%)	5.66	6.80	1.50

μ = average; σ = standard deviation; cv = coefficient of variation

studied these parameter in pervious concrete mixes, which published values ranging between 0.01 e 1.5 cm/s [4; 5].

It was also noticed that the average of the results obtained by the two tests are considerable different since the values from the falling head test were higher. This may be attributed to the difference in equipment technology. In the falling head test, the sample was wrapped in plastic film intending to reduce or limit the water flow by its laterals. However, unlike the equipment used in the constant head permeameter, there was no external pressure applied to the cores, which may have caused a considerable loss of water by the specimen laterals, resulting in higher hydraulic conductivity values.

Figure 5 shows the variation of the hydraulic conductivity versus de void ratio variation of the two tests assessed in this study compared to the results published by other authors. It can be observed that the hydraulic conductivity values obtained in this study are very similar to those obtained by [6] in the case of the constant

Figure 5 – Hydraulic conductivity variation obtained by the two methods versus void ratio variation

head test and void ratio around 0.25, approximately. However, [7] obtained values five times higher, which are equivalent to the results found out by the falling head test in this research, considering a void ratio of 0.25, approximately. It must be pointed out that both former studies [6;7] used the falling head test.

4. Conclusions

This paper relates results of investigation on the hydraulic conductivity of three different mixes of pervious concrete without fines using constant and falling head permeameters. The main conclusions are summarized below:

- The coarse aggregate gradations does not appear to have significant effect on the results of hydraulic conductivity of the pervious concrete, since the values were very similar for all three mixtures;
- It was found that the coefficient of variation of the results were small (less than 11%). Besides that, the result from the constant head test were less dispersed than those obtained in the falling head test;
- The differences between the dispersions in hydraulic conductivity results may be associated with the lateral confinement of the samples. The lateral sample confinement may not have been guaranteed in the falling head test due the limitations of the permeameter.
- The hydraulic conductivity coefficients obtained in this study are similar to those reported by other authors, and this parameter seems to be strongly related to the void ratio of the mixture.

5. Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge support received by the Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) – master's scholarship of the main author, and the Holcim Brasil by the support on molding the samples as well as to the Pavement Mechanics Laboratory and Pavement Technology Laboratory of EPUSP.

6. References

- [1] McCUEN, R. H. Hydrologic Analysis and Design. Englewood Cliffs: Prentice-Hall. 1989.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Molding and cure of cylindrical and prismatic concrete samples. (In Portuguese) Rio de Janeiro, 1994.
- [3] BATEZINI, R. Preliminar study of pervious concrete as pavement surface layer for light vehicles parking areas. (In Portuguese) Master thesis, Department of Transportation Engineering, University of São Paulo, 2013.
- [4] SCHAEFER, V.; WANG, K.; SULEIMAN, M.; KEVERN, J. Mix Design Development for Pervious Concrete in Cold Weather Climates. Final Report, Iowa State University, 2006.
- [5] MONTES, F.; HASELBACH, L. Measuring Hydraulic Conductivity in Pervious Concrete. Environmental Engineering Science V. 23, p. 960-969, 2006.
- [6] DELLATE, N.; MRKAJIC, A.; MILLER, D. I. Field and Laboratory Evaluation of Pervious Concrete Pavements. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. v. 2113, p. 132 – 139, 2009.
- [7] GOEDE, W. G. Pervious Concrete: Investigation into Structural Performance and Evaluation of the Applicability of Existing Thickness Design Methods. Master thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University, 2009.

Study on the hydraulic conductivity by constant and falling head methods for pervious concrete

Estudo da condutividade hidráulica com carga constante e variável em concretos permeáveis



R. BATEZINI ^a
rafaelbatezini@usp.br

J. T. BALBO ^a
jotbalbo@usp.br

Abstract

The main goal of this paper is to show the analysis of the permeability characteristics of three different mixes of pervious concrete produced with the variation of the coarse aggregate size. Two different test methods were used to achieve the hydraulic conductivity of the samples: falling head and constant head permeability tests. Based on test results it is concluded that the pervious concrete mixes have shown to be good drainable materials. Besides, it was found that the permeability of the mixtures does not seem to depend on the size and gradation of the coarse aggregate.

Keywords: pervious concrete, permeameter, hydraulic conductivity, concrete pavements.

Resumo

Este trabalho tem por objetivo apresentar os resultados de ensaios de permeabilidade realizados para três misturas de concretos permeáveis produzidos com diferentes granulometrias, a fim de determinar a variação do potencial permeável destas misturas considerando as diferentes porcentagens de agregados graúdos na sua composição. Para determinação do coeficiente de permeabilidade foram empregados dois métodos: ensaio de permeabilidade com carga variável e com carga constante. A partir da análise dos resultados obtidos, pôde-se observar que os materiais estudados apresentam muito boas características de drenabilidade e que a variação da granulometria em termos de agregados graúdos não é fator preponderante para a variação deste parâmetro..

Palavras-chave: concreto permeável, permeâmetro, condutividade hidráulica, pavimentos de concreto.

^a Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo, SP, Brasil.

1. Introdução

Um dos principais impactos que o desenvolvimento urbano acelerado provoca nos processos hidrológicos está ligado ao crescimento de áreas com superfícies impermeáveis, que juntamente com a ocupação indevida das margens de rios e córregos, aumenta em grande escala a probabilidade de ocorrência de picos de cheias, agravando assim os problemas de enchentes dos rios e inundações nas cidades. Estas ocorrências são consequência direta da explosão demográfica aliada à falta de planejamento de uso e ocupação do solo urbano por parte das instituições governamentais.

Nos últimos anos, um conceito de controle hidrológico alternativo aos convencionais tem conquistado espaço no cenário da drenagem urbana brasileira. As *Best Management Practices* (BMPs) são técnicas que tem como propósito evitar a transferência dos problemas de montante para jusante por meio do controle do escoamento na bacia, mais próximo de sua fonte, e não no curso d'água. Este conceito foi desenvolvido nos Estados Unidos da América (EUA) pela *Environmental Protection Agency* (EPA) nos anos 80 e é constituído pelo planejamento do controle de águas pluviais em escala de bacia e uso de estruturas físicas para armazenamento e infiltração do escoamento (reservatórios, trincheiras de infiltração, pavimentos permeáveis), na tentativa de compensar os efeitos da urbanização [1].

Além disso, os projetos realizados para implantação de viários, corredores e outras obras de infraestrutura nos grandes centros urbanos, necessitam considerar diversos requisitos técnicos e ambientais preconizados pelas agências de transporte bem como pelos órgãos ambientais. No que tange aos critérios ambientais, observa-se que cada vez mais existem normas que restringem a implantação de obras que impermeabilizem as áreas urbanas, sendo que para obtenção das licenças para implantação destas obras, normalmente solicita-se que a área permeável seja de no mínimo 30% em relação à área total do empreendimento. Nesse contexto, considera-se como solução a implantação de pavimentos permeáveis, que devem possuir características mecânicas e hidráulicas suficientes para suportar os carregamentos oriundos do tráfego, bem como permitir a percolação da água das intempéries pelo sua estrutura, reduzindo-se em quase 100% o escoamento superficial.

Pavimento permeável é uma estrutura que permite a passagem de água e ar através de suas camadas. É um dispositivo de infiltração que absorve parte ou a totalidade do escoamento por meio de uma superfície permeável para dentro de um reservatório de brita com distribuição granulométrica uniforme, construída sobre o subleito da área pavimentada. A água, quando captada pelo pavimento,

pode ser conduzida para um reservatório, e deste para um ponto de captação específico, ou simplesmente ser absorvida pelo subsolo, dependendo da sua capacidade permeável. A sub-base e a base dos pavimentos permeáveis, constituídas de agregados com pouca quantidade de finos, atuam como um recipiente de coleta d'água, permitindo que o líquido seja estocado nos vazios das camadas.

1.1 Justificativa

No contexto brasileiro são ainda poucas as pesquisas sobre a utilização do concreto permeável bem como o seu desempenho em longo prazo, sendo que o número de publicações encontradas sobre este tema é escasso. Considerando-se as vantagens ambientais e econômicas possíveis quando da utilização deste material como revestimento de pavimentos de tráfego leve e pesado frente aos demais materiais, percebe-se a importância de se realizar estudos mais detalhados sobre o assunto, entre os quais, a avaliação da condutividade hidráulica de concretos permeáveis. Este trabalho teve exatamente esse objetivo, apresentando os resultados de condutividade hidráulica obtidos por meio de ensaios de permeabilidade com carga variável e com carga constante, realizados em corpos de prova produzidos para três diferentes misturas de concretos permeáveis com a variação da granulometria dos agregados graúdos, focando na influência da mesma na permeabilidade do material.

2. Materiais e programa experimental

2.1 Materiais

Para os estudos de caracterização hidráulica foram preparados corpos de prova cilíndricos de concreto permeável. As moldagens foram realizadas no laboratório da Holcim Brasil, em São Paulo. Os estudos laboratoriais referentes aos ensaios de permeabilidade foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Pavimentos e no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação, ambos do Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP.

A dosagem de cada uma das misturas foi pré-definida a partir da revisão da literatura, de modo empírico, uma vez que não existe procedimento específico documentado para dosagem de concreto permeável. Assim, foram escolhidos traços de misturas já estudadas anteriormente no intuito de verificar a influência da granulometria dos agregados graúdos na variação da condutividade hidráulica entre estas misturas. Foram moldadas três diferentes misturas com proporções dos agregados conforme apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Proporções de agregados utilizados nas moldagens

Misturas	% de material retido na peneira de abertura		
	9,5 mm	6,3 mm	4,75 mm
M1	0	100	0
M2	0	50	50
M3	30	40	30

Tabela 2 – Traços dos concretos

Materiais	Proporção
Material cimentício (kg/m³)	374
Agregado (kg/m³)	1.660
Relação a/c em massa	0,3
Relação cimento/agregado em massa	1:4,4

Figura 1 – Compactação das amostras

A faixa de variação do teor de cimento observada na pesquisa bibliográfica fora entre 340 e 400 kg/m³, sendo que para o presente estudo foi utilizado o consumo de cimento de 374 kg/m³. O teor de agregados utilizado para as três misturas foi de 1.660 kg/m³ o que representa uma proporção cimento/agregado de 1:4,4; a relação a/c foi fixada em 0,3, seguindo padrões de outros estudos. A composição utilizada para as moldagens está resumida na Tabela 2.

2.2 Procedimento de moldagem e cura

O procedimento de compactação para a moldagem das amostras cilíndricas (20 cm de altura e 10 cm de diâmetro) consistiu na aplicação de 15 golpes de haste de socamento por cada uma das três

camadas de igual espessura (Figura 1), com posterior vibração do molde por dez segundos em mesa vibratória (Figura 2). Após moldagem as amostras foram mantidas em câmara úmida com umidade relativa do ar constante de 98%, conforme NBR 5738 [2]. Todas as amostras permaneceram nos moldes pelo período de sete dias uma vez que, diferentemente do concreto convencional, as amostras de concreto permeável moldadas não apresentaram estrutura suficientemente estável para serem desmoldadas após 24 horas, conforme preconiza a norma.

2.3 Ensaios de permeabilidade

2.3.1 Permeâmetro com carga variável

Para realização do ensaio com carga variável foi empregado um permeâmetro construído artesanalmente no laboratório com essa finalidade. O equipamento é munido de um registro para fechamento da circulação de água bem como um nível externo para verificação da altura de coluna d'água (Figura 3). Foram ensaiados doze corpos de prova para cada mistura de concreto permeável no intuito de se obter um número de amostras suficiente para posterior realização da análise estatística dos resultados.

Para realização dos ensaios, 25 dias após as moldagens, as amostras foram envoltas em filme plástico com a finalidade de se evitar perda de água por sua superfície lateral. Além disso, foram confeccionados dois anéis de silicone para vedação da base e do topo das amostras, evitando-se vazamentos de água durante a execução o ensaio.

O procedimento de ensaio consistiu, inicialmente, em adicionar água pelo tubo de saída do permeâmetro até as proximidades de seu nível máximo, que condiz com o nível do topo da amostra, garantindo-se que não houvesse presença de ar em sua estrutura interna. Após imersão completa da amostra, era fechado o registro existente no centro do permeâmetro. Na sequência a água era adicionada ao tubo graduado até atingir uma altura de coluna d'água de 25 cm. Por fim, o registro era aberto e cronometrado o

Figura 2 – Procedimento de vibração das amostras**Figura 3 – Permeâmetro com carga variável**

Figura 4 – Permeâmetro com carga constante

tempo necessário, em décimos de segundos, para a água atingir o nível de 5 cm. De posse dos tempos obtidos no ensaio, a determinação da condutividade hidráulica foi realizada pelo emprego da Equação (1).

$$k = \frac{aL}{At} \times \ln \frac{h_1}{h_2} \quad (1)$$

Na Equação (1) k é o coeficiente de permeabilidade (cm/s), a é a seção transversal do tubo (cm²), L é o comprimento da amostra cilíndrica (cm), At é a área de sua seção transversal (cm²), t é o tempo decorrido entre o escoamento de h_1 até h_2 (s), e h_1 e h_2 são os níveis inicial e final da água (cm).

2.3.2 Ensaio com carga constante

Em Mecânica dos Solos, considera-se que para materiais com elevada permeabilidade ($k > 10^{-3}$ cm/s), que é o caso do concreto permeável, deve-se empregar para determinação da condutividade hidráulica o ensaio de carga constante, onde a altura de coluna d'água não varia no decorrer do teste. Mesmo assim, todas as

pesquisas que apresentam ensaios de permeabilidade em concretos permeáveis utilizam a técnica de ensaio de carga variável, uma vez que, para fins práticos e de controle de obra, a utilização de ensaios de carga variável pode ser realizado de maneira muito simples em campo, facilitando a comparação entre os resultados de campo e laboratório, para controle de qualidade da execução do concreto.

No caso do ensaio com carga constante o equipamento é munido em sua parte inferior de um anel plástico onde o corpo de prova é posicionado (Figura 4). Com a finalidade de evitar perda de água pelas laterais das amostras, utiliza-se uma membrana flexível (encamisamento) posicionada internamente ao anel plástico. Estando a amostra posicionada no interior do anel, aplica-se pressão na membrana flexível deixando a amostra totalmente envolta pela membrana. O recipiente utilizado para produzir a pressão de água sobre o corpo de prova é munido de uma entrada e uma saída d'água, bem como por um ladrão para evitar transbordamento.

Para realização dos ensaios as amostras cilíndricas foram então cortadas em quatro partes, uma vez que a limitação de altura da amostra a ser ensaiada no equipamento disponível é de 5,5 cm,

Tabela 3 – Resultados no ensaio com carga variável (cm/s)

M1	M2	M3
0,58	0,50	0,59
0,51	0,59	0,71
0,51	0,59	0,78
0,52	0,68	0,66
0,51	0,60	0,67
0,62	0,73	0,72
0,47	0,62	0,77
0,62	0,72	0,66
0,62	0,68	0,75
0,56	0,64	0,75
0,64	0,64	0,71
0,62	0,59	0,66

Tabela 4 – Análise estatística básica dos resultados de condutividade hidráulica no ensaio com carga variável

Parâmetro	Condutividade hidráulica (cm/s)		
	M1	M2	M3
μ	0,565	0,630	0,703
σ	0,058	0,065	0,054
cv (%)	10,21	10,32	7,68

μ = média; σ = desvio padrão; cv = coeficiente de variação

Tabela 5 – Resultados no ensaio com carga constante

Posição	Coeficiente de condutividade hidráulica (cm/s)		
	M1	M2	M3
Top	0,13	0,13	0,14
	0,14	0,13	0,14
	0,13	0,13	0,14
Bottom	0,14	0,11	0,14
	0,14	0,13	0,14
	0,15	0,14	0,14

sendo que as partes restantes da superfície e do fundo das amostras foram descartadas e os ensaios realizados somente com duas porções centrais (topo e fundo).

O controle da coluna d'água foi realizado nivelando-se a água no recipiente que, por sua vez, era calibrado pela vazão da água de entrada. Com a finalidade de manter um fluxo laminar de água, que varia em função da velocidade do líquido no conduto, foram realizadas diversas tentativas para encontrar a altura de coluna d'água ideal para o material estudado.

O ensaio consistiu em posicionar a amostra na parte inferior do permeâmetro aplicando-se pressão à membrana flexível para vedação completa de suas laterais. Em seguida liberou-se o fluxo para que todo o sistema ficasse preenchido com água. Com a finalidade de manter a altura de coluna d'água constante, a vazão foi aumentada até que o nível da água

Tabela 6 – Análise estatística básica dos resultados de condutividade hidráulica no ensaio com carga constante

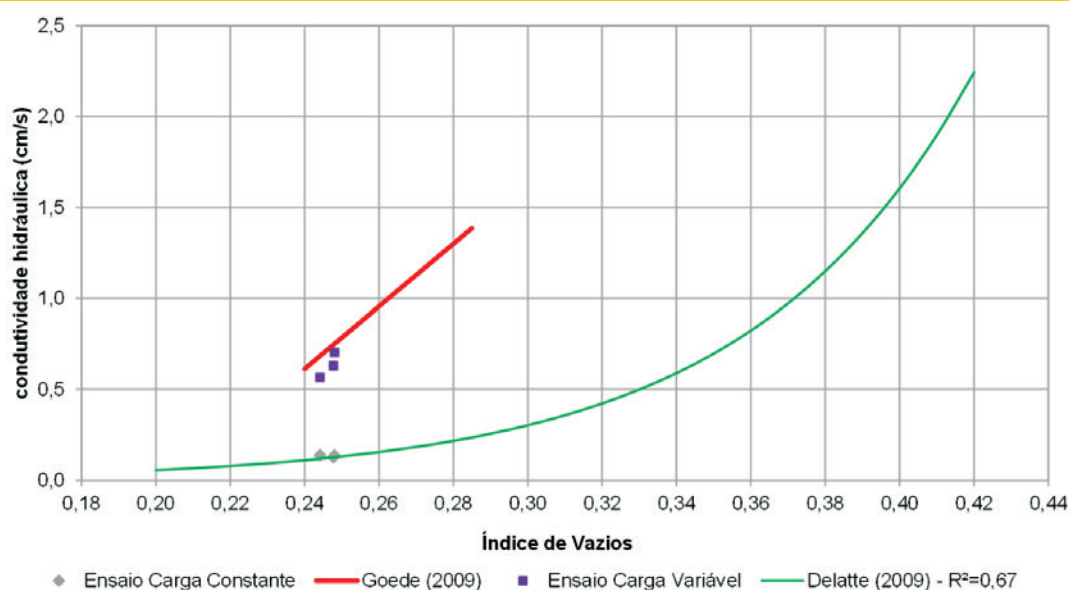
Parâmetro	Condutividade hidráulica (cm/s)		
	M1	M2	M3
μ	0,14	0,13	0,14
σ	0,008	0,009	0,002
cv (%)	5,66	6,80	1,50

μ = média; σ = desvio padrão; cv = coeficiente de variação

se apresentasse constante. Em seguida, coletou-se a água de saída em um recipiente, cronometrando-se o tempo para coleta. Por fim, o recipiente de tara conhecida foi pesado para determinar o volume de água coletado. Foram realizados quatro ensaios por amostra, sendo que a condutividade hidráulica foi calculada pela média dos valores obtidos. De posse do volume e o tempo decorrido para coleta, foi possível determinar a condutividade hidráulica da amostra a partir da Equação (2) que se segue.

$$k = \frac{V.L}{h.A.t} \quad (2)$$

Na Equação (2) k é a condutividade hidráulica (cm/s), V é o volume de água coletado (cm³), L é o comprimento do corpo de prova

Figura 5 – Comparação da variação da condutividade hidráulica obtida pelos dois métodos em função do índice de vazios médio

(cm), h é a carga hidráulica (cm), A é a área da seção transversal da amostra (cm²) e t é o tempo decorrido para a coleta da água (s).

3. Resultados e sua discussão

Nas Tabelas 3 a 6 estão apresentando os resultados de condutividade hidráulica e a análise estatística dos dados. Observa-se que os valores de condutividade hidráulica médios foram semelhantes para todas as misturas em ambos os ensaios realizados, indicando que a variação do diâmetro máximo do agregado graúdo não gera diferenças significativas na capacidade de drenagem do material. Essa condição pode ser explicada em função dos índices de vazios característicos destas misturas, que também apresentaram pequena variação [3], sendo que o índice de vazios parece estar diretamente associado à capacidade permeável do concreto composto somente por agregados graúdos.

Com relação à análise estatística, observou-se que os coeficientes de variação são em geral baixos (inferiores a 11%). Nota-se que o ensaio de carga constante foi o que gerou resultados mais homogêneos, uma vez que os coeficientes de variação obtidos foram ainda mais baixos, quando em comparação com os coeficientes de variação obtidos no ensaio de carga variável.

Dos ensaios de carga constante observa-se que os valores médios da condutividade hidráulica obtidos variam de 0,13 a 0,14 cm/s, aproximadamente. Estes valores estão dentro da faixa de valores obtidos pela grande maioria dos autores que determinaram esse parâmetro em amostras de concretos permeáveis, que apresentam valores variando entre 0,01 e 1,5 cm/s [4; 5].

Percebe-se também que existe uma diferença considerável quando são comparados os resultados médios obtidos por meio dos dois ensaios, sendo que os resultados obtidos com ensaio de carga variável foram sempre mais elevados do que aqueles obtidos com ensaio de carga constante. Isto pode ser atribuído à diferença de tecnologia entre os equipamentos. No ensaio de carga variável, a amostra foi envolta por filme plástico com a intenção de se reduzir ou limitar a passagem da água pelas laterais do corpo de prova. Porém, diferentemente do equipamento empregado para o ensaio com carga constante, não foi aplicada pressão externa no entorno da amostra no ensaio de carga variável, o que pode ter ocasionado uma considerável perda de água pelas laterais do corpo de prova, resultado em maiores valores de condutividade hidráulica. Na Figura 5 é apresentada a variação das condutividades hidráulicas obtidas pelos dois métodos em função da variação do índice de vazios observados na presente pesquisa, em comparação aos resultados de outros autores. Nota-se que os valores de condutividade hidráulica obtidos no presente estudo são muito semelhantes àqueles obtidos por [6] no caso do ensaio com carga constante e índice de vazios na ordem de 0,25, aproximadamente. Já [7] obteve valores de condutividade hidráulica aproximadamente cinco vezes maiores, que se equiparam aos resultados obtidos por meio do ensaio com carga variável, para índice de vazios igual a 0,25, aproximadamente. Cabe ressaltar que ambos os autores utilizaram ensaio com carga variável na obtenção de seus respectivos resultados.

4. Conclusões

Foram apresentados resultados de ensaios para determinação de

coeficiente de condutividade hidráulica de concretos permeáveis empregando-se os ensaios com carga variável e com carga constante. Os resultados permitiram observar que:

- A composição granulométrica das misturas com variação do diâmetro dos agregados graúdos parece não ter efeito significativo nos resultados de condutividade hidráulica dos concretos permeáveis, uma vez que os valores foram muito próximos para as três misturas;
- Observou-se que os coeficientes de variação dos resultados foram pequenos (inferiores a 11%). Nota-se também que os resultados obtidos no ensaio com carga constante se mostraram menos dispersos do que aqueles obtidos no ensaio com carga variável;
- Tais diferenças entre dispersões nos resultados de condutividade hidráulica devem estar associadas à etapa de confinamento lateral das amostras, sendo que este adequado confinamento pode não ter sido garantido no ensaio com carga variável devido às limitações do equipamento montado em laboratório;
- Os coeficientes de condutividade hidráulica obtidos são semelhantes aos relatados por outros autores, sendo que este parâmetro é fortemente relacionado ao índice de vazios das misturas.

5. Agradecimentos

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPQ) pela bolsa de mestrado concedida, à Holcim Brasil pelo apoio na produção das amostras e aos Laboratórios de Tecnologia de Pavimentação e de Mecânica dos Pavimentos da EPUSP.

6. Referências bibliográficas

- [1] McCUEN, R. H. *Hydrologic Analysis and Design*. Englewood Cliffs: Prentice-Hall. 1989.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Molding and cure of cylindrical and prismatic concrete samples. (In Portuguese) Rio de Janeiro, 1994.
- [3] BATEZINI, R. Preliminar study of pervious concrete as pavement surface layer for light vehicles parking areas. (In Portuguese) Master thesis, Department of Transportation Engineering, University of São Paulo, 2013.
- [4] SCHAEFER, V.; WANG, K.; SULEIMAN, M.; KEVERN, J. Mix Design Development for Pervious Concrete in Cold Weather Climates. Final Report, Iowa State University, 2006.
- [5] MONTES, F.; HASELBACH, L. Measuring Hydraulic Conductivity in Pervious Concrete. *Environmental Engineering Science* V. 23, p. 960-969, 2006.
- [6] DELLATE, N.; MRKAJIC, A.; MILLER, D. I. Field and Laboratory Evaluation of Pervious Concrete Pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. v. 2113, p. 132 – 139, 2009.
- [7] GOEDE, W. G. Pervious Concrete: Investigation into Structural Performance and Evaluation of the Applicability of Existing Thickness Design Methods. Master thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Washington State University, 2009.

Influence of the column rectangularity index and of the boundary conditions in the punching resistance of slab-column connections

Influência do índice de retangularidade dos pilares e das condições de contorno na resistência à punção de ligações laje-pilar



O. S. PAIVA ^a
odilsonsg@gmail.com

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

D. R. C. OLIVEIRA ^a
denio@ufpa.br

A. F. LIMA NETO ^b
aaraon@ufpa.br

M. R. TEIXEIRA ^b
mrt@ufpa.br

Abstract

Experimental evidence indicates that both the column rectangularity index and the boundary conditions of the connection may affect the ultimate punching resistance. This paper presents general aspects of these topics and, through the analysis of experimental results of tests on 131 slabs, evaluates the accuracy and suitability of recommendations presented by ABNT NBR 6118, Eurocode 2, ACI 318 and fib Model Code 2010. Experimental results showed that the security level of normative estimates trend to reduce as the column rectangularity increases, and in some cases, the punching resistance was overestimated. Finally, adjustments are suggested in equations presented by NBR 6118 and MC2010 in order to eliminate this trend of unsafe results.

Keywords: flat slab, punching shear, rectangular column, reinforced concrete, codes.

Resumo

Evidências experimentais indicam que tanto o índice de retangularidade dos pilares quanto as condições de contorno da ligação podem afetar a resistência última à punção. Este artigo apresenta aspectos gerais sobre estas situações e, através da análise de resultados experimentais de ensaios em 131 lajes, avalia a precisão e a adequabilidade das recomendações apresentadas pelas normas ABNT NBR 6118, Eurocode 2, ACI 318 e fib Model Code 2010. Os resultados experimentais mostraram uma tendência de redução do nível de segurança das estimativas normativas, à medida que o índice de retangularidade aumenta, chegando-se em alguns casos a superestimar a resistência à punção. Por fim, são sugeridas adaptações nas equações da norma brasileira e do MC2010 buscando eliminar esta tendência de resultados inseguros.

Palavras-chave: lajes lisas, punção, pilar retangular, concreto armado, normas.

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

^b CAMTUC, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil.

1. Introduction

The design of pavements with flat slabs involves punching resistance check of the slab-column connection. This is a key stage of the project, since the structure can achieve the ultimate limit state due to the exhaustion of the shear resistant capacity in the vicinity of the slab-column connection in a brittle failure mode known as punching shear. This failure mode can lead to ruin the structure through the progressive collapse, as shown in Figure 1, which shows the partial collapse of the floor of a garage building recorded by Middleton [1], after a major earthquake in the city of Christchurch, New Zealand.

In the absence of a theory capable of explaining and accurately predict the punching shear failure mechanism, taking into account all the variables involved, the design of flat slabs is done by following design standards recommendations. These recommendations are essentially empirical and they assume a constant resistant shear stress along different control perimeters, where this resistant stress is typically estimated as a function of parameters such as the compressive strength of the concrete, effective depth of the slab, flexural reinforcement ratio, geometry and dimensions of the column. In general, the current design rules tend to ignore in its recommendations the influence of the column rectangularity index and the boundary conditions of the slab-column connection. Both can facilitate the polarization of the shear stresses, as discussed by Ferreira and Oliveira [2], which can significantly reduce the punching resistance of the slab-column connection.

This paper presents experimental results of 131 tests in models that represent the region of the slab-column connection of reinforced concrete flat slabs. Were selected cases of one-way and two-way connections supported on rectangular columns without shear reinforcement. These results are compared with theoretical estimates using the Brazilian standard, ABNT NBR 6118 [3], and also recommendations of international standards such as Eurocode 2 [4], ACI 318 [5] and fib Model Code 2010 [6, 7]. Adjustments and additional analyzes are still made,

applying the treatment proposed for rectangular columns by Oliveira [8] in the expressions of Brazilian standard and MC2010 in order to assess the gains if this factor were incorporated in these rules. The reliability and accuracy of the selected standards are assessed according to a scale of demerit proposed by Collins [9].

2. Literature review

2.1 Geometry and column dimensions and boundary conditions

The geometry and dimensions of the columns, as well as the boundary conditions of the slabs, can significantly influence the punching resistance of concrete flat slabs, since they affect the stress distribution in the slab-column connection. With the exception of ACI, the rules used in this article disregard the influence of these parameters, assuming a uniform distribution of stresses, since the load distribution is symmetrical, indicating that they admit the possibility that, prior to rupture, there is a significant redistribution of stresses in the slab-column connection.

Experimental evidences as presented by Hawkins et al. [10] and Oliveira et al. [11] indicate that in the case of columns with rectangularity index greater than 2, the punching strength does not increase in direct proportion to the increase of the column section or the control perimeter length. This behavior is explained due to the polarization of shear stresses around the corners of the rectangular columns, which can lead to premature punching failures. This can be especially dangerous for the design of buildings with flat slabs because, in practice, it is common to have columns of buildings with rectangularity index 4-5 at least.

The boundary conditions may also change the distribution of shear stresses around the column. One-way slab panels tend to concentrate the shear stresses on the column faces perpendicular to the smaller span. This can be easily checked by linear-elastic computational analysis, commonly used in the design of buildings with flat slabs. In these cases, if the connection has columns with high rectangularity index, this can further enhance the polarization stresses, reducing the punching resistance of the slab-column connection. No standard presents recommendations to help structural designers in these cases.

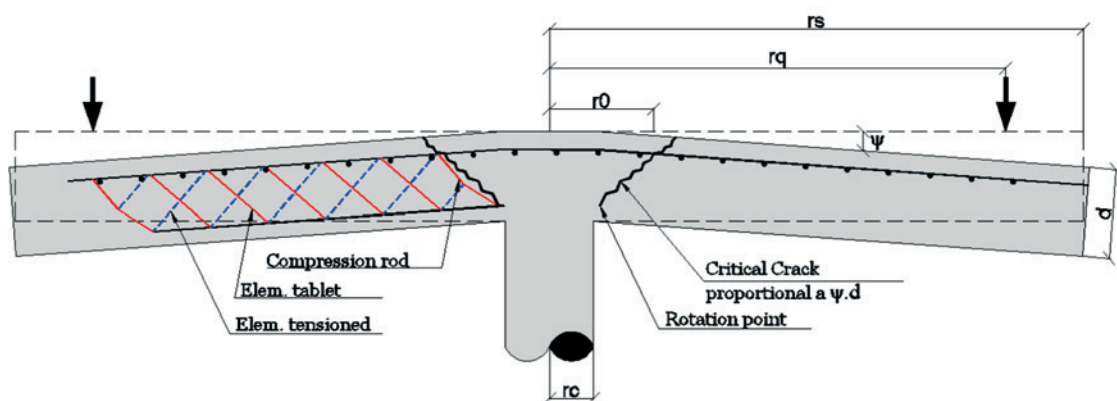
2.2 Critical shear crack theory (CSCT)

The punching resistance is a subject that has always received much attention, with numerous previous studies seeking to understand the failure mechanism and how it may be affected by the different variables involved in the practice of the structural design of flat slabs. Recently, fib Model Code 2010 [6, 7] introduced new formulations, based on the Critical Shear Crack Theory (CSCT). This theory was initially developed by Muttoni and Schwartz [12], but has been enhanced in works such as Muttoni [13] Fernandez Ruiz and Muttoni [14] and Sagaseta et al. [15]. It has as fundamental hypothesis that the punching strength decreases with the increasing of rotation of the slab due to the appearance of a critical shear crack, which propagates along the slab thickness, cutting the concrete strut that transmits the shear force to the column.

Figure 1 - Punching shear failure of a flat slab floor (Middleton (1))



Figure 2 – Critical shear crack theory (adapted from Moraes Neto (36))

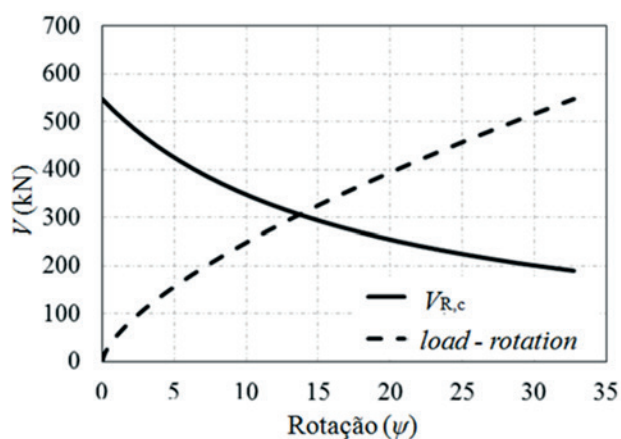


The opening of the critical shear crack, which is assumed as proportional to the product $\psi \cdot d$ (see Figure 2), reduces the strength of the concrete strut and can lead to the punching failure. The shear transmission in the critical shear crack is assumed to be a function of the surface roughness, which is directly related to the maximum size of coarse aggregate. These concepts led to the development of Equation 1, which defines the punching resistance for a slab without shear reinforcement, expressed as a function of: the length of the control perimeter (u_1) taken $d/2$ away from the column face; the effective depth of the slab (d); the compressive strength of concrete (f_c); the product $\psi \cdot d$, where ψ is the rotation of the slab, calculated according to Equation 2; the maximum aggregate size (d_g); and a reference aggregate size (d_{g0}), assumed to be 16 mm. Using the equations 1 and 2 it is possible to make the graph shown in Figure 3, where the punching resistance of the connection is determined at the point of intersection of the two curves.

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

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{ys}}{E_s} \cdot \left(\frac{V_E}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad (2)$$

Figure 3 – Graphic representation of the punching strength determination according to CSCT



Where:

r_s is the distance between column of slab and line of contraflexure of moments;

f_{ys} is the yield strength of flexural reinforcement;

E_s is the modulus of elasticity of the flexural reinforcement;

V_E is the applied force;

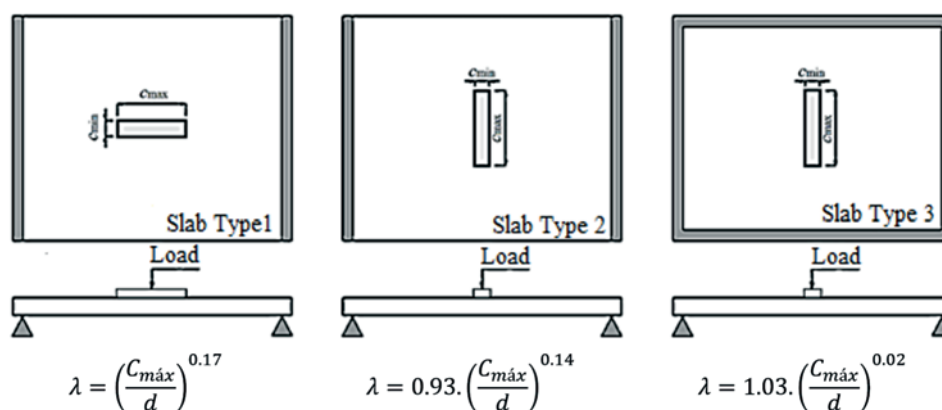
V_{flex} is the flexural strength of the slab, calculated by the yield lines theory.

2.3 Flexural factors (λ)

Oliveira [8] proposed a parameter λ to correct the punching resistance estimates for the case of rectangular slabs supported on columns in order to take into account both the flexural behavior of the slabs (boundary conditions) and the rectangularity index and the orientation of the columns. They were developed with reference to experimental results of tests on reinforced concrete slabs under point load.

The bending factors (λ) were initially proposed for correction of the theoretical results from the former CEB-FIP MC90 [16], which are still the basis of the recommendations presented by the Brazilian code for the design of concrete structures. In the proposed methodology, the slabs were classified into three groups. For each group,

Figure 4 – Bending factors for flat slabs (adapted from Oliveira (8))



a value of the flexural factor (λ) was proposed for the correction of the theoretical punching resistance, as shown in Figure 4.

In the proposal presented by Oliveira et al. [11], the flexural factors function as a constant to correct the parameter of 0,18, which is the characteristic value if the original equation from MC90, resulting in Equation 3. The results of this change were significantly better compared with the experimental results and eliminated the tendency to overestimate the punching resistance of flat slabs supported on rectangular columns. Similarly, this methodology will be used in the estimates made with the recommendations from NBR 6118 and fib Model Code 2010, in order to assess the gains from the implementation of this parameter.

$$V_{R,c} = \frac{0,18}{\lambda} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c')^{1/3} \cdot u \cdot d \quad (3)$$

2.4 Demerit points classification

Collins [9] presented a scale to classify the reliability of code's provisions, denominated as Demerit Points Classification (DPC), which takes into account the safety, accuracy and scat-

Table 1 – Classification by demerit points (Collins (9))

V_{exp}/V_{teo}	Classification	Demerit points
<0,50	Extremely dangerous	10
(0,50-0,85)	Dangerous	5
(0,85-1,15)	Appropriat and safe	0
(1,15-2,00)	Conservative	1
$\geq 2,00$	Extremely conservative	2

tering as a function of the ratio between the ultimate resistance observed in experimental tests (V_{exp}), and the estimated theoretical load capacity (V_{teo}). Table 1 shows an adaptation made in this research to the original values proposed by Collins. Thus, depending on the range of the results of V_{exp}/V_{teo} , penalties are established to the standard code under analysis. The value of the demerit of each code is calculated by the sum of the products of the number of slabs in each interval, for their corresponding penalty. The higher the value of the total sum is, the worse is considered the code provision.

2.5 Code provisions

2.5.1 NBR 6118

The NBR 6118 [3] assumes that the punching resistance of reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement shall be checked in two regions: the resistance to diagonal tension should be checked at the control perimeter u_1 , according to Equation 4; the maximum resistance (crushing of the concrete strut close to the column) must be checked in the perimeter u_0 around the column using Equation 5. Figure 5a shows details of the control perimeters proposed by the Brazilian standard.

$$V_{R,c} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{200/d}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c')^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \quad (4)$$

Where:

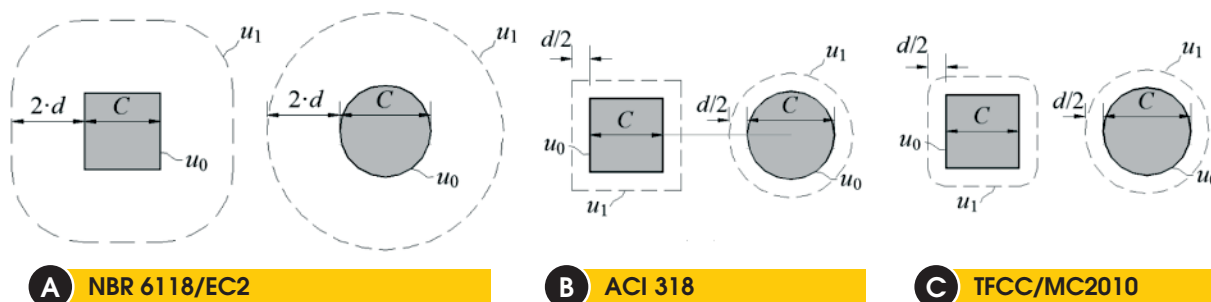
ρ is the ratio of flexural reinforcement, calculated as $\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$
 ρ_x and ρ_y are the ratios of flexural reinforcement in two orthogonal directions, calculated assuming a width equal to the size of the column plus $3d$ to either side;

f_c' is the compressive strength of concrete in MPa ($f_c' \leq 50$ MPa);

u_1 is the control perimeter taken at a distance of $2 \cdot d$ away from the column face;

d is the effective depth of the slab in mm.

Figure 5 – Control perimeter for different calculation methods



$$V_{R,max} = 0,27 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_c \cdot u_0 \cdot d \quad (5)$$

Where:

$$\alpha_{v1} = (1 - f_c/250)$$

u_0 is the perimeter of the column.

2.5.2 Eurocode 2

The recommendations made by Eurocode 2 [4] are similar to those given by the Brazilian standard, since both are based on the recommendations of CEB-FIP MC90 [16]. It differs from the Brazilian standard by imposing limits on the value of the Size effect ($\xi \leq 2,0$) and flexural reinforcement ratio ($\rho \leq 2,0\%$). This was done trying to eliminate the trend of unsafe results. This has been discussed in other researches like those from Sacramento et al. [17] and Oliveira et al. [18]. Therefore, the punching resistance is assumed as the lowest value given by Equations 6 and 7. The control perimeters are equal to those in the Brazilian code (see Figure 5a).

$$V_{R,c} = 0,18 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \quad (6)$$

$$V_{R,max} = 0,3 \cdot f_c \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \cdot u_0 \cdot d \quad (7)$$

Where:

f_c is the compressive strength of concrete in MPa ($f_c \leq 90$ MPa);

ρ is the ratio of flexural reinforcement of the slab, obtained as

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 2,0\%;$$

ρ_x and ρ_y are the rates in the x and y directions, respectively. The bars are to be considered within a region far from the $3 \cdot d$ sides of the column.

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ is a dimensionless number and } d \text{ is expressed in mm.}$$

2.5.3 ACI 318

ACI 318 [5] recommends that the punching strength in reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement shall be checked through the analysis of the shear stresses in a control perimeter taken at a distance equal to $d/2$ from the column face or the edges of the loaded area, as shown in Figure 5b using Equation 8.

$$V_{R,c} = \min \left\{ \begin{aligned} &\left(1 + \frac{21}{\beta_c}\right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \\ &\left(\frac{\alpha_s \cdot d}{u_1} + 2\right) \cdot \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \\ &\frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \end{aligned} \right. \quad (8)$$

Where:

β_c is the ratio of long side to short side of the column;

α_s is a constant taken as 40 for interior columns, 30 for edge columns and 20 for corner columns;

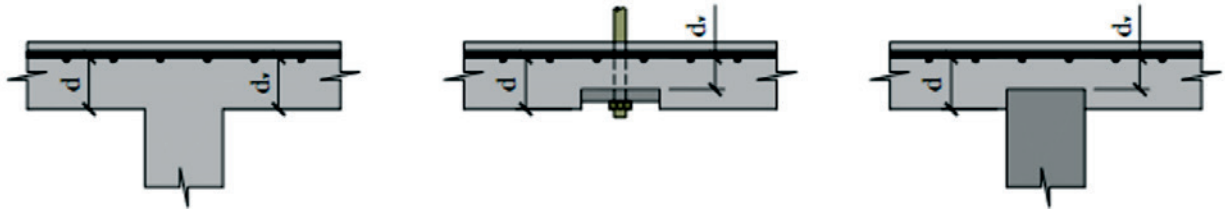
u_1 the length of a control perimeter taken $d/2$ away from the column face;

f_c is the compressive strength of concrete in MPa ($f_c \leq 69$ MPa).

2.5.4 fib model code 2010

The recommendations presented by the fib Model Code 2010 [6, 7] are based on a physical model fundamented on the Critical Shear Crack Theory, presented briefly in section 2.2 of this paper. In this code, the punching resistance should be checked around a control perimeter (b_o), admitted at a distance of $0,5 \cdot d_v$ from the column faces or edges of the loaded area with the geometry as shown in Figure 5c. The effective depth of the slab, d_v , should consider

Figure 6 – Effective depth of the slab (fib Model Code 2010 (6, 7))



the level of support, as shown in Figure 6. In the case of flat slabs without shear reinforcement, the punching resistance shall be calculated according to Equation 9.

$$V_{R,c} = k_{\psi} \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} \cdot b_o \cdot d_v \quad (9)$$

Where:

f_c is the compressive strength of concrete;

d_v is the effective depth of the slab;

γ_c is the concrete safety factor with a value of 1.5. For purposes of the calculations it was assumed aequal to 1.

k_{ψ} is calculated by Equation 10 and depends on the slab rotation in the support region.

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0,6 \quad (10)$$

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (11)$$

Where:

d_g is the maximum diameter of the aggregate used in the concrete slab.

fib Model Code 2010 states that the rotation of the slab (ψ) can be calculated with different levels of approximation, depending on the accuracy required. In this case, the precision obtained increases as a function of the complexity of the analysis. The level I of approximation is recommended for the primary design of new structures. The level II is suitable for both the design of new structures and for checking of existing structures. In special cases, where the characteristics of the structure or of the loads are nonconventional, the level III of approximation is recommended in order to better estimate the response of the slab. In special cases, it is permitted that the rotation is obtained using non-linear analysis, corresponding to the level IV of approximation.

In the practice of the design of concrete structures, level I can be used, for example, in the case of regular flat slabs designed ac-

cording to an elastic analysis without significant redistribution of internal forces, and the rotation can be estimated according to Equation 12. In cases where significant moment redistribution is considered in design, Equation 13 can be used to estimate the slab rotation, referring to the level II of approximation.

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{ys}}{E_s} \quad (12)$$

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{ys}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_s}{m_R} \right)^{1,5} \quad (13)$$

Where:

f_{ys} is the yield strength of the flexural reinforcement;

E_s is the modulus of elasticity of the flexural reinforcement;

r_s is the position where the radial bending moment is zero with respect to the support axis. The value of r_s can be approximated as $0,22 L_x$ or $0,22 L_y$ for the x and y directions, respectively, for regular flat slabs where the ratio of the spans (L_x/L_y) is between 0.5 and 2.0.

m_s is the average moment per unit length applied in the slab-column connection;

m_R is the flexural strength per unit length of the slab-column connection.

Both moments are calculated for a strip with width equal to $b_s = 1,5 \cdot (r_{s,x} \cdot r_{s,y})^{0,5} \leq L_{min}$. In this case, $r_{s,x}$ and $r_{s,y}$ denotes the point at which the moments are equal to zero, having as reference the axis of the support in x and y directions. The approximate value of m_{sd} depends on the location of the column in the building. The code considers three possible locations for the columns: (1) internal to the building, (2) at the edge; and (3) at the corner. In the case of internal columns, where the slab has equal flexural strength in both directions, m_s is calculated by the simplified expression presented in Equation 14. The average flexural strength per unit length (m_R) can be obtained according to Equation 15.

$$m_s = \frac{V_E}{8} \quad (14)$$

$$m_R = \rho \cdot d^2 \cdot f_{ys} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{ys}}{2 \cdot f_c} \right) \quad (15)$$

Where:

ρ is the flexural reinforcement ratio.

In the level III of approximation, the coefficient 1.5 in Equation 13 may be replaced by 1.2 if the values of r_s and m_s are calculated by a linear-elastic model. In the level IV of approximation, the

rotation (ψ) of the slab-column connection is obtained through a non-linear analysis, accounting for cracking, tension-stiffening effects, yielding of the reinforcement and any other non-linear effects relevant for providing an accurate assessment of the structure.

3. Database

In order to evaluate and compare the code provisions presented, a database comprising experimental results of tests in reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement was used. This database has results of one-way and two way slabs

Table 2 – Characteristics of the slabs in the database

Author	Slab	Type	d (mm)	c_{min} (mm)	c_{max} (mm)	ρ (%)	f'_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	E_{st} (GPa)	dg (mm)	P_{flex} (kN)	V_{exp} (kN)	Failure mode
Ferreira [30]	L1a	2	87,0	85	85	0,94	42,4	488	220,0	12,0	255,1	174,0	P
	L1b	2	89,0	85	85	1,18	51,4	488	220,0	12,0	264,2	231,5	FP
	L1c	2	87,0	85	85	1,48	43,5	488	220,0	12,0	255,8	190,0	P
Lima Neto [28]	AL1	1	100,0	150	170	1,37	42,0	616	207,0	19,0	472,0	300,0	P
	AL2	1	102,0	150	170	1,34	44,0	616	207,0	19,0	485,0	380,0	P
	AL3	1	100,0	150	170	1,37	41,0	616	207,0	19,0	472,0	340,0	P
	AL4	1	95,0	150	170	1,44	47,0	616	207,0	19,0	452,0	310,0	P
Oliveira [8]	L1a	1	107,0	120	120	1,09	57,0	750	234,0	15,0	241,2	234,0	FP
	L1b	1	108,0	120	120	1,08	59,0	750	234,0	15,0	657,1	322,0	P
	L1c	3	107,0	120	120	1,09	59,0	750	234,0	15,0	706,7	318,0	P
	L2a	1	109,0	120	240	1,07	58,0	750	234,0	15,0	261,7	246,0	FP
	L2b	2	106,0	120	240	1,1	58,0	750	234,0	15,0	644,6	361,0	P
	L2c	3	107,0	120	240	1,09	57,0	750	234,0	15,0	735,6	331,0	P
	L3a	1	108,0	120	360	1,08	56,0	750	234,0	15,0	277,0	241,0	FP
	L3b	2	107,0	120	360	1,09	60,0	750	234,0	15,0	645,2	400,0	P
	L3c	3	106,0	120	360	1,1	54,0	750	234,0	15,0	745,8	358,0	P
	L4a	1	108,0	120	480	1,08	56,0	750	234,0	15,0	295,3	251,0	FP
	L4b	2	106,0	120	480	1,1	54,0	750	234,0	15,0	637,1	395,0	P
	L4c	3	107,0	120	480	1,09	56,0	750	234,0	15,0	792,2	404,0	P
	L5a	1	108,0	120	600	1,08	57,0	750	234,0	15,0	318,9	287,0	FP
	L5b	2	108,0	120	600	1,08	67,0	750	234,0	15,0	655,4	426,0	P
	L5c	3	109,0	120	600	1,07	63,0	750	234,0	15,0	857,7	446,0	P
Hawkins et al. [10]	1	1	117,3	305	305	1,12	30,9	419	200,0	12,0	362,0	391,0	F
	2	1	117,3	203	406	1,12	26,9	419	200,0	12,0	384,9	358,0	P
	3	1	117,3	152	457	1,12	32,6	419	200,0	12,0	400,0	340,0	P
	4	1	117,3	114	495	1,12	31,6	419	200,0	12,0	411,0	337,0	P
	5	2	117,3	152	457	1,12	27,4	419	200,0	12,0	489,2	362,0	P
	6	2	117,3	152	457	1,12	23,1	419	200,0	12,0	322,6	342,0	F
	7	3	117,3	152	457	0,86	26,4	419	200,0	12,0	417,9	326,0	P
	8	3	120,7	114	495	0,8	26,6	422	200,0	12,0	416,9	321,0	P
	9	3	120,7	152	305	0,76	30,1	422	200,0	12,0	350,0	322,0	P
Regan e Rezai-Jorabi [24]	14R	1	79,0	75	100	1,54	31,0	670	200,0	13,0	236,9	154,0	P
	15R	2	79,0	100	150	1,54	30,8	670	200,0	13,0	235,6	172,0	P
	19R	2	79,0	100	150	1,51	29,0	670	200,0	13,0	288,1	170,0	P

P is the failure mode by punching; FP is the failure mode by ductile punching; and F is the failure mode by bending.

supported on square and rectangular columns, with a total of 131 results presented by Forssell and Holmberg [19], Elstner and Hognestad [20], Mowrer and Vanderbilt [21], Hawkins et al. [10], Regan [22], Regan [23], Regan and Pray-Jorabi [24], Tomaszewicz [25], and Teng Leong [26], Borges [27], Lima Neto [28], Oliveira [8], Al-Yousif and Regan [29], Ferreira [30], Vilhena et al. [31], Carvalho [32], Moorish [33], Damasceno [34] and Moraes Neto [35]. In the case of the fib predictions, as some authors did not specify the maximum diameter of the aggregates, an average value of 13 mm was assumed. Table 2 shows the characteristics of the slabs.

As the fib Model Code 2010 does not present neither instructions to estimate the punching strength of slabs supported on rectangular columns, nor provisions to treat the cases where the slab panels have different spans (rectangular for example), it was necessary to make some assumptions in order to allow its use in these analyses. In the case of rectangular panels, the rotations were calculated in both directions and the higher values were used to estimate the punching resistance. The flexural resistance (V_{flex}) provided by the authors of the tests was used to calculate the rotations

of the slabs. Finally, in case of rectangular columns, a rectangular control perimeter was assumed, taken at a distance of $0,5.d_v$ from the column faces.

In order to improve the provision presented by NBR 6118 [3], the bending factors proposed by Oliveira [8] were incorporated in order to check the accuracy of its theoretical estimates. In the case of the Brazilian code, it was also checked the effect of reducing the coefficient of 0.18 to 0.16 in Equation 4, as suggested by Sacramento et al. [17]. The bending factors suggested by Oliveira were also applied in the recommendations presented by fib Model Code 2010, in order to check the possible improvements.

Table 2 presents the failure mode of the slabs, based preferably on the experimental observations presented by the authors. In cases where the author does not present this information, the failure mode was established through the ratio between the ultimate resistance observed in the test and the estimated flexural resistance. For 1,10 the failure mode was assumed as flexure. For $\phi < 0,90$ the failure mode was assumed as punching shear. In intermediate cases ($0,90 < \phi < 1,10$), the failure mode was considered as ductile punching shear. These results are presented and discussed and

Table 2 – (cont. 1)

Author	Slab	Type	d (mm)	c_{min} (mm)	c_{max} (mm)	ρ (%)	f'_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	E_{sf} (GPa)	dg (mm)	P_{flex} (kN)	V_{exp} (kN)	Failure mode
Teng et al. [26]	OC11	3	105,3	200	200	1,81	36,0	452	200,0	13,0	604,3	423,0	P
	OC13	3	107,3	200	600	1,71	35,8	452	200,0	13,0	676,2	568,0	P
	OC15	3	102,8	200	1000	1,76	40,2	452	200,0	13,0	697,8	649,0	P
	OC13	3	109,8	200	600	1,67	33,0	470	200,0	13,0	715,5	508,0	P
	C11F22	3	155,0	250	250	1,72	35,4	460	200,0	13,0	1306,3	627,0	P
	C13F22	3	155,0	250	750	1,66	35,6	460	200,0	13,0	1494,3	792,0	P
	C15F22	3	160,0	250	1250	1,64	35,4	460	200,0	13,0	1760,0	1056,0	P
	C13F11	3	159,0	250	750	1,07	35,5	520	200,0	13,0	1183,1	769,0	P
Forssell e Holmberg [19]	10	3	104,0	25	300	0,68	17,6	500	200,0	13,0	221,4	186,0	P
	11	3	112,0	140	540	0,63	17,6	500	200,0	13,0	281,8	279,0	P
	12	3	108,0	140	340	0,65	17,6	500	200,0	13,0	308,1	265,0	P
Elstner e Hognestad [20]	A7	1	114,5	254	254	2,48	28,5	321	200,0	13,0	416,7	400,0	P
	A8	1	114,5	356	356	2,48	21,9	321	200,0	13,0	423,3	436,0	P
	A2a	3	114,5	254	254	2,48	13,7	321	200,0	13,0	586,0	334,0	P
	A2b	3	114,5	254	254	2,48	19,5	321	200,0	13,0	655,7	400,0	P
	A2c	3	114,5	254	254	2,48	37,4	321	200,0	13,0	741,3	467,0	P
	A7b	3	114,5	254	254	2,48	27,9	321	200,0	13,0	711,1	512,0	P
	A5	3	114,5	356	356	2,48	27,8	321	200,0	13,0	762,9	534,0	P
Regan [22]	DT1	1	190,0	150	150	1,28	43,6	530	200,0	13,0	847,8	780,0	P
	BD2	1	101,0	100	100	1,28	42,2	530	200,0	13,0	299,0	293,0	P
Al-Yousif e Regan [29]	1	1	80,0	100	500	0,98	23,6	472	200,0	13,0	229,6	163,0	P
	2	3	80,0	100	500	0,98	23,2	472	200,0	13,0	243,0	209,0	P
	3	2	80,0	100	500	0,98	21,2	472	200,0	13,0	225,0	189,0	P
	4	3	80,0	300	300	0,98	22,0	472	200,0	13,0	239,6	242,0	P
Carvalho [32]	1	2	85,0	85	85	1,32	52,0	530	646,0	19,0	220,2	185,0	P
	2	2	86,0	85	255	1,32	52,0	530	646,0	19,0	223,8	226,0	P
	3	2	85,0	85	425	1,32	50,0	530	646,0	19,0	219,3	239,0	P

P is the failure mode by punching; FP is the failure mode by ductile-punching; and F is the failure mode by bending.

Table 2 – (cont. 2)

Author	Slab	Type	d (mm)	c _{min} (mm)	c _{max} (mm)	ρ (%)	f _c (MPa)	f _{ys} (MPa)	E _{st} (GPa)	d _g (mm)	P _{flex} (kN)	V _{exp} (kN)	Failure mode
Borges [27]	L42	3	139,0	200	400	1,46	43,2	604	200,0	13,0	1152,6	657,0	P
	L42a	3	164,0	200	400	1,23	36,2	604	200,0	13,0	1358,8	693,0	P
	L45	3	154,0	200	600	1,31	42,0	604	200,0	13,0	1352,5	798,0	P
	L46	3	164,0	200	800	1,23	39,3	604	200,0	13,0	1518,3	911,0	P
	L41	3	139,0	150	250	1,46	44,7	604	200,0	13,0	1103,9	563,0	P
	L41a	3	164,0	150	250	1,23	38,9	604	200,0	13,0	1304,3	600,0	P
	L43	3	164,0	150	450	1,23	38,7	604	200,0	13,0	1369,8	726,0	P
	L44	3	164,0	150	600	1,23	40,0	604	200,0	13,0	1435,8	761,0	P
Mowrer e Vanderbilt [21]	1	3AL	51,0	102	102	1,1	28,6	386	200,0	13,0	75,4	86,0	F
	2	3AL	51,0	102	102	2,2	24,9	386	200,0	13,0	136,0	102,0	P
	3	3AL	51,0	152	152	1,1	21,1	386	200,0	13,0	77,5	79,0	F
	4	3AL	51,0	152	152	2,2	18,0	386	200,0	13,0	132,0	99,0	P
	5	3AL	51,0	203	203	1,1	15,5	386	200,0	13,0	78,8	93,0	F
	6	3AL	51,0	203	203	2,2	27,2	386	200,0	13,0	154,7	133,0	P
	7	3AL	51,0	254	254	1,1	23,3	386	200,0	13,0	87,9	109,0	F
	8	3AL	51,0	254	254	2,2	22,9	386	200,0	13,0	158,3	152,0	P
	9	3AL	51,0	305	305	1,1	28,0	386	200,0	13,0	95,2	119,0	F
	10	3AL	51,0	305	305	2,2	26,4	386	200,0	13,0	171,7	158,0	P
	11	3AL	51,0	356	356	1,1	27,8	386	200,0	13,0	101,5	138,0	F
	12	3AL	51,0	356	356	2,2	25,0	386	200,0	13,0	183,2	185,0	F
	13	3AL	51,0	406	406	1,1	24,9	386	200,0	13,0	107,4	145,0	F
	14	3AL	51,0	406	406	2,2	24,6	386	200,0	13,0	194,7	185,0	P
Damasceno [34]	L1A	2	89,3	85	85	1,22	41,3	600	240,0	13,0	265,5	188,5	P
	L2A	2	89,3	85	255	1,22	40,0	600	240,0	13,0	264,6	254,0	FP
	L3A	2	99,7	85	425	1,09	39,7	600	240,0	13,0	303,1	297,0	F
	L4A	2	98,6	85	595	1,1	40,4	600	240,0	13,0	295,5	325,0	F
	L1B	2	98,1	85	85	0,56	41,4	600	240,0	13,0	296,6	172,0	P
	L2B	2	90,5	85	255	0,61	42,0	600	240,0	13,0	273,9	194,5	P
	L3B	2	92,7	85	425	0,59	41,6	600	240,0	13,0	286,4	232,0	FP
	L4B	2	98,1	85	595	0,56	40,5	600	240,0	13,0	292,5	254,5	FP
Vilhena et al. [31]	L1a	2	65,0	85	85	1,2	51,2	518	259,0	12,0	73,0	123,0	P
	L1b	2	65,0	85	85	1,4	51,2	518	259,0	12,0	89,0	122,0	P
	L3a	2	65,0	85	255	1,2	53,6	518	259,0	12,0	73,0	134,5	FP
	L3b	2	67,0	85	255	1,4	53,6	518	259,0	12,0	92,0	134,0	FP
	L5a	2	65,0	85	425	1,2	55,2	518	259,0	12,0	73,0	122,0	F
	L5b	2	65,0	85	425	1,4	55,2	518	259,0	12,0	89,0	124,5	F
Moraes Neto [35]	L1	3	87,0	85	85	1,4	39,4	602	255,3	13,0	453,0	224,0	P
	L2	3	87,5	85	255	1,2	39,8	602	255,3	13,0	422,0	241,0	P
	L3	3	86,5	85	425	1,3	40,9	602	255,3	13,0	473,0	294,0	P

P is the failure mode by punching; FP is the failure mode by ductile punching; and F is the failure mode by bending.

the slabs classified as failing by flexure were not considered in the statistical analysis presented below.

4. Results

Tables 3a and 3b show comparisons between experimental and theoretical results obtained for each code analyzed and also for the adaptations proposed. Figures 7 and 8 graphically show the accuracy of each code. In these figures, the results of the trend

lines are indicated in blue and the red line marks the safety limit. Results below this line indicate unsafe theoretical predictions if compared to the experimental evidence.

In general, ACI 318 [5] presented conservative and disperse predictions if compared to the other codes. The average was of 1.45 and the coefficient of variation was of 17%. However, all the theoretical resistances estimated according to ACI were in favor of safety, with V_{exp}/V_{norma} greater than 1.0. The Eurocode 2 [4] showed satisfactory results, with a mean of 1.15 and 14% coefficient of variation. In the

Table 2 – (cont. 3)

Author	Slab	Type	d (mm)	c _{min} (mm)	c _{max} (mm)	ρ (%)	f _c (MPa)	f _{ys} (MPa)	E _{sf} (GPa)	d _g (mm)	P _{flex} (kN)	V _{exp} (kN)	Failure mode
Mouro [33]	L1	3	94,0	250	250	1,39	29,0	597	215,0	13,0	520,8	375,0	P
	L2	3	93,0	230	270	1,4	29,0	597	215,0	13,0	513,2	390,0	P
	L3	3	94,0	215	285	1,39	29,0	597	215,0	13,0	520,8	375,0	P
	L4	3	90,0	200	300	1,45	29,0	597	215,0	13,0	493,8	395,0	P
	L5	3	91,0	165	335	1,43	22,0	597	215,0	13,0	475,3	385,0	P
	L6	3	91,0	125	375	1,43	22,0	597	215,0	13,0	479,5	350,0	P
	L7	3	91,0	110	390	1,43	22,0	597	215,0	13,0	476,2	300,0	P
	L8	3	94,0	100	400	1,39	22,0	597	215,0	13,0	500,0	275,0	P
Regan [23]	I/2	3	77,0	200	200	1,2	23,4	500	200,0	10,0	374,5	176,0	P
	I/4	3	77,0	200	200	0,92	32,3	500	200,0	10,0	373,1	194,0	P
	I/6	3	79,0	200	200	0,8	21,9	480	200,0	10,0	250,0	165,0	P
	I/7	3	79,0	200	200	0,8	30,4	480	200,0	10,0	251,4	186,0	F
	II/1	3	200,0	250	250	0,98	34,9	530	200,0	20,0	2171,1	825,0	P
	II/2	3	128,0	160	160	0,98	33,3	485	200,0	20,0	812,5	390,0	P
	II/3	3	128,0	160	160	0,98	34,3	485	200,0	10,0	811,1	365,0	P
	II/4	3	64,0	80	80	0,98	33,3	480	200,0	20,0	198,3	117,0	P
Tomaszewicz [25]	ND65-1-1	3	275,0	200	200	1,5	64,3	500	200,0	16,0	5694,4	2050	P
	ND65-2-1	3	200,0	150	150	1,7	70,2	500	200,0	16,0	3333,3	1200	P
	ND95-1-1	3	275,0	200	200	1,5	83,7	500	200,0	16,0	5625,0	2250	P
	ND95-1-3	3	275,0	200	200	2,5	89,9	500	200,0	16,0	9600,0	2400	P
	ND95-2-1	3	200,0	150	150	1,7	88,2	500	200,0	16,0	3333,3	1100	P
	ND95-2-1D	3	200,0	150	150	1,7	86,7	500	200,0	16,0	3333,3	1300	P
	ND95-2-3	3	200,0	150	150	2,6	89,5	500	200,0	16,0	5178,6	1450	P
	ND95-2-3D	3	200,0	150	150	2,6	80,3	500	200,0	16,0	5208,3	1250	P
	ND95-2-3D+	3	200,0	150	150	2,6	98,0	500	200,0	16,0	5178,6	1450	P
	ND95-3-1	3	88,0	100	100	1,8	85,1	500	200,0	16,0	702,1	330	P
	ND115-1-1	3	275,0	200	200	1,5	112,0	500	200,0	16,0	5697,7	2450	P
	ND115-2-1	3	200,0	150	150	1,7	119,0	500	200,0	16,0	3333,3	1400	P
	ND115-2-3	3	200,0	150	150	2,6	108,1	500	200,0	16,0	5166,7	1550	P

P is the failure mode by punching; FP is the failure mode by ductile punching; and F is the failure mode by bending.

case of Eurocode, about 87% of results were found in favor of safety, taking up to 13% of unsafe results. Among all the results against the security, 84% refer to the slabs with rectangular columns. This indicates that Eurocode 2 equations require adjustments for these cases. In the case of NBR 6118 [3], the coefficient of variation was of 13%, similar to the one from Eurocode, but with a strong trend of unsafe results. The Brazilian code had a mean of 0.95 and overestimated the strength of 71% of the slabs of the database, indicating that it would be important to review the current recommendations. About 42% of its unsafe results refer to cases of slabs supported on square columns, which is one of the most basic situations in the design of buildings with flat slabs. This contrasts with the fact that the code was recently reviewed, but the punching shear recommendations were maintained, which are still based on CEB-FIP MC90 [16], neither reflecting the state of the art nor the advances obtained in the last two decades.

fib Model Code 2010 [6, 7] on its level I approach presented conservative results, with average of 1.45 and with their higher coefficient of variation (26%), but with most of V_{exp}/V_{code} values above the reference value. Their results, compared with ACI 318 [5], were worse, with 11% of the slabs presenting theoretical predictions against safety. It should be noted, however, that the level I

approach has a lower accuracy in the degree of precision, and its application is recommended for a pre-design of structures. The best results were observed for the level II of approximation, with an average of 1.04 and coefficient of variation coefficient of 14%. However, there was obtained about 38% of unsafe results.

Applying the bending factor (λ) it was possible to enhance both the recommendations of NBR 6118 and MC2010. For MC2010, the average increased to 1.10, but the coefficient of variation decreased to 13%. Furthermore, the number of unsafe results was significantly reduced, changing from 38% to 21%. In the case of NBR 6118, the adoption of the bending factors coupled with the reduction of the coefficient of 0.18 to 0.16 improved significantly the code's predictions. The average was increased to 1.14, but the coefficient of variation decreased to 11%. However, the main quality gain is related to the number of unsafe results, which were to more acceptable levels. They reduced from 71% to only 10%.

Table 4 presents the evaluation of codes as a function of the adapted criteria from Collins [9]. According to this criteria, NBR 6118 [3] presented the higher penalty level (106 points), with 19% of the values in the second classification range (between 0.50 and 0.85), unfavorable in terms of safety. The Level of Approximation I from fib Model Code 2010 [6, 7] and ACI 318 [5] were also penalized, but in these cas-

Table 3a – Comparison between the experimental and theoretical results

Author	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	V_{exp}/V_{code}					
				ACI		EC2		NB1	
				MED	COV	MED	COV	MED	COV
Forssell e Holmberg (19)	104 - 112	0,63 - 0,68	17	1,58	0,26	1,18	0,09	0,99	0,09
Elstner e Hognestad (20)	114	2,48	13 - 34	1,48	0,11	1,13	0,09	0,90	0,09
Mowrer e Vanderbilt (21)	51	1,1 - 2,2	15 - 28	1,64	0,11	1,32	0,07	0,85	0,07
Hawkins et. al (10)	117 - 120	0,76 - 1,12	23 - 32	1,15	0,08	0,99	0,06	0,85	0,07
Regan (22)	101 - 190	1,28	42 - 43	1,52	0,14	1,14	0,17	1,01	0,05
Regan (23)	64 - 200	0,8 - 1,2	21 - 36	1,34	0,12	1,21	0,10	0,95	0,06
Regan e Rezai-Jorabi (24)	79	1,51 - 1,54	29 - 31	1,50	0,05	1,12	0,01	0,86	0,01
Tomaszewicz (25)	88 - 275	1,5 - 2,6	64 - 119	1,69	0,10	1,13	0,08	1,04	0,07
Teng et al. (26)	102 - 160	1,07 - 1,81	33 - 40	1,38	0,14	1,09	0,14	0,95	0,09
Borges (27)	139 - 164	1,23 - 1,46	36 - 44	1,29	0,07	1,04	0,05	0,97	0,03
Lima Neto (28)	95 - 102	1,34 - 1,44	41 - 47	1,47	0,08	1,26	0,08	1,03	0,09
Oliveira (8)	106 - 109	1,07 - 1,1	54 - 67	1,20	0,06	1,07	0,06	0,89	0,06
Al-Yousif e Regan (29)	80	0,98	21 - 23	1,36	0,12	1,13	0,17	0,86	0,17
Ferreira (30)	87 - 89	0,94 - 1,48	42 - 51	1,39	0,05	1,10	0,05	0,86	0,05
Vilhena et. al. (31)	65 - 67	1,2 - 1,4	51 - 55	1,32	0,01	1,12	0,04	0,80	0,04
Carvalho (32)	85 - 86	1,32	50 - 52	1,29	0,03	1,00	0,06	0,78	0,06
Mouro (33)	90 - 94	1,39 - 1,45	22 - 29	1,84	0,11	1,50	0,11	1,20	0,11
Damasceno (34)	89 - 99	0,56 - 1,22	39 - 42	1,23	0,13	1,10	0,02	0,88	0,02
Moraes Neto (35)	86 - 87	1,2 - 1,4	39 - 40	1,66	0,08	1,23	0,06	0,97	0,06
Average				1,45	1,15	0,95	101	117	71
COV (%)				17,25	14,06	12,92	8	16	5

es, because they presented many conservative predictions, having scores of 100 and 98 points, respectively. The MC2010 Level II and Eurocode 2 [4] (without adjustments) had the best performance according to this criteria, having 65 penalty and 43 points, respectively. If the changes suggested were implemented, NBR 6118 [3] could present significant improvements. Its penalty points would decrease to 42 points, with most of the results in the range where the penalty is equal to zero (between 0.85 and 1.15). If the bending factor (λ) were applied in the fib Model Code 2010 [6, 7] Level II, the best performance would be achieved in terms of design, with only 40 penalty points, the lowest among all tested hypotheses.

Figures 9 and 10 show the trend lines for each theoretical method according to the rectangularity index of the columns. It is clear to all design methods that there is a declining trend in V_{exp}/V_{code} as a function of the rectangularity index of the column. In the case of NBR 6118 [3], Eurocode 2 [4] and fib Model Code 2010 [6, 7], there is a tendency to overestimate the resistance of slabs supported on rectangular columns, especially in the case of the Brazilian code. The changes proposed to the NBR 6118 [3] and the fib Model Code 2010 [6, 7] level II corrected this trend of unsafe results, especially in the case of the Brazilian code.

5. Conclusions

This paper used results of experimental tests of 131 slabs to evaluate different recommendations for the punching shear design of slab-column connections. The variables evaluated were the boundary conditions and the rectangularity index of the columns. It was observed that, generally, the recommendations presented by ACI 318 [5] and fib Model Code 2010 [6, 7] Level I are in favor of safety, but are conservative, indicating the possibility of adjustments to avoid an exaggerated level of security. Eurocode 2 [4] and the MC2010 Level II showed satisfactory results, with MC2010 being slightly more accurate, but with 43% of unsafe results, against 20% for Eurocode.

The worst results were observed for the NBR 6118 [3], which provided 77% of unsafe results. The proposed adaptations for both the MC2010 Level II and for the NBR 6118, proved to be effective, improving significantly the quality of results. In the specific case of NBR 6118, the adjustments reduced the number of results against the safety. They also were able to correct the unsafe trend observed, that showed that unsafe predictions were increasing proportionally to increments in the rectangularity index of the column.

Table 3b – Comparison between the experimental and theoretical results

Author	f_c (MPa)	V_{exp}/V_{code}							
		NB1*+ λ		MC10 I		MC10 II		MC10 II+ λ	
		MED	COV	MED	COV	MED	COV	MED	COV
Forssel e Holmberg (19)	17	1,19	0,09	1,02	0,14	0,97	0,06	1,03	0,05
Elstner e Hognestad (20)	13 - 34	1,11	0,07	1,29	0,12	1,08	0,07	1,17	0,09
Mowrer e Vanderbilt (21)	15 - 28	1,02	0,06	1,11	0,20	1,03	0,13	1,09	0,12
Hawkins et. al (10)	23 - 32	1,11	0,06	1,04	0,07	0,95	0,07	1,09	0,11
Regan (22)	42 - 43	1,13	0,08	1,35	0,13	1,20	0,10	1,18	0,13
Regan (23)	21 - 36	1,13	0,06	1,54	0,14	1,02	0,11	1,06	0,11
Regan e Rezai-Jorabi (24)	29 - 31	1,00	0,01	1,38	0,05	1,08	0,04	1,11	0,05
Tomaszewicz (25)	64 - 119	1,22	0,07	1,94	0,09	1,05	0,05	1,07	0,05
Teng et al. (26)	33 - 40	1,15	0,08	1,30	0,22	0,99	0,17	1,06	0,16
Borges (27)	36 - 44	1,16	0,04	1,84	0,11	1,06	0,06	1,11	0,05
Lima Neto (28)	41 - 47	1,22	0,09	1,58	0,09	1,17	0,09	1,21	0,09
Oliveira (8)	54 - 67	1,09	0,05	1,39	0,19	0,92	0,10	0,99	0,09
Al-Yousif e Regan (29)	21 - 23	1,14	0,08	0,95	0,15	0,91	0,15	1,06	0,06
Ferreira (30)	42 - 51	0,98	0,05	1,49	0,05	1,13	0,06	1,13	0,06
Vilhena et. al. (31)	51 - 55	0,96	0,04	1,19	0,01	1,31	0,06	1,37	0,06
Carvalho (32)	50 - 52	0,96	0,02	0,75	0,24	0,81	0,14	0,87	0,06
Mouro (33)	22 - 29	1,44	0,11	1,86	0,11	1,29	0,11	1,36	0,11
Damasceno (34)	39 - 42	1,01	0,06	1,28	0,22	0,99	0,15	1,01	0,13
Moraes Neto (35)	39 - 40	1,15	0,04	1,48	0,27	1,05	0,16	1,10	0,14
	Average	1,14	1,14	1,45	1,45	1,04	1,04	1,10	1,10
	COV (%)	11,80	11,80	26,30	26,30	14,10	14,10	13,20	13,20

It should also be noted that the proposals made are simple to implement in terms of calculation. It is hoped that these and other work can motivate a deep discussion on the current recommendations for the design of flat slabs in Brazil, in order to allow the Brazilian code to reflect the state of the art and the progress obtained through many researches conducted in Brazil and abroad.

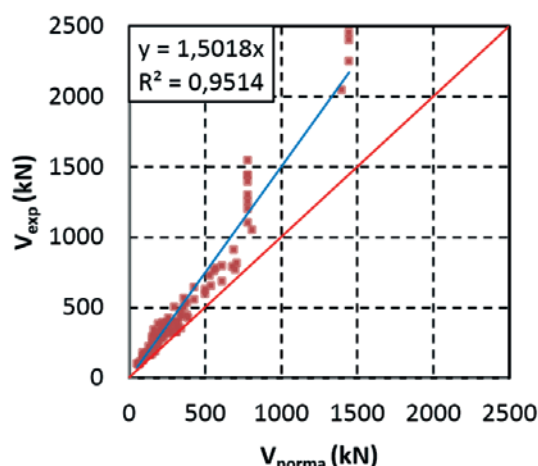
6. Acknowledgements

The authors would like to acknowledge FAPESPA, CNPq and CAPES for the financial support in all steps of this research.

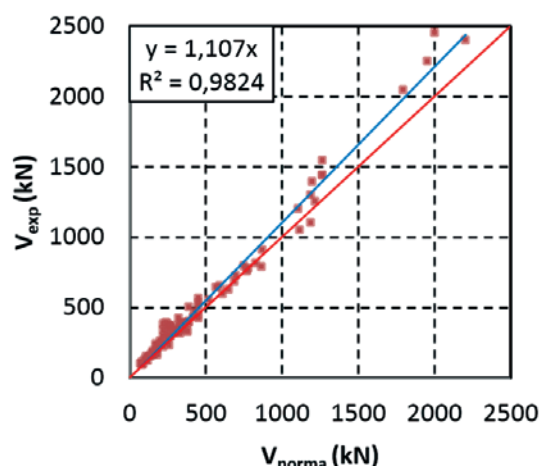
7. References

- [1] MIDDLETON, R., Christchurch Earthquake Reconnaissance Part 1: The First 3 days [2011]. 1 fotografia, color. Disponível em: <<http://reidmiddleton.wordpress.com/2011/03/14/5/>>. Acesso em: 13 jan. 2013.
- [2] FERREIRA, M. P., OLIVEIRA, D. R. C., Numerical Analysis of RC Flat Slabs under Flexure and Punching. IBRACON Structural Journal, Vol. 2, No. 3, 2006, pp. 371–392.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2007.

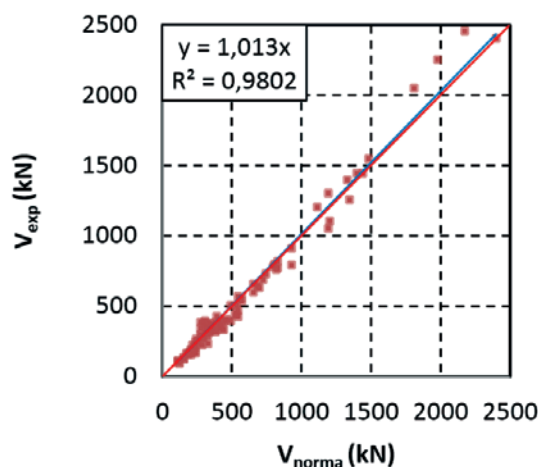
Figure 7 – Tendency of the results according to different theories



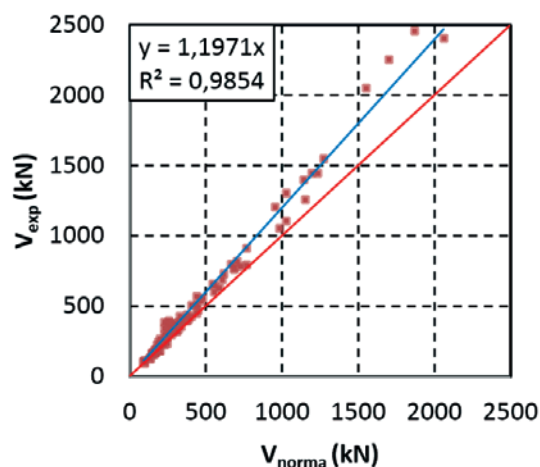
A ACI 318 (5)



B Eurocode 2 (4)



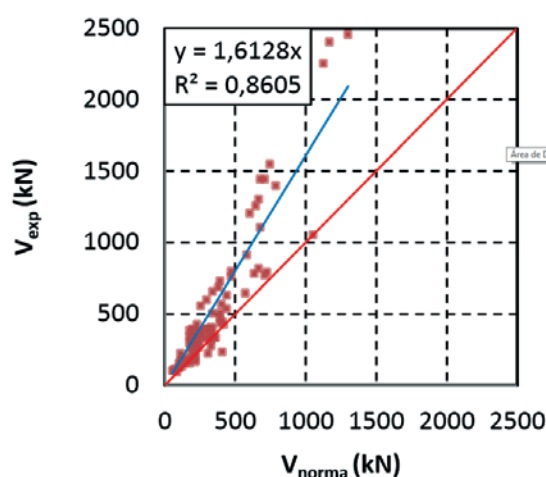
C NBR 6118 (3)



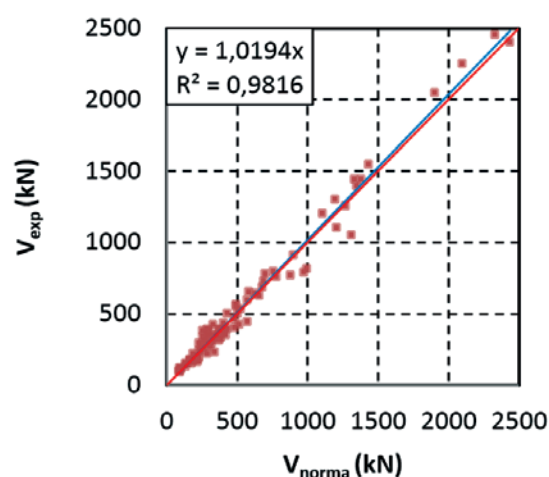
D NBR 6118* (3) +(Bending Factor)

- [4] 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.
- [5] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.
- [6] Fédération Internationale du Béton (fib), Model Code 2010, final draft, vol. 1. fib, Bulletin 65, Lausanne, Switzerland, 2012, Vol. 2, 350 pp.
- [7] Fédération Internationale du Béton (fib), Model Code 2010, final draft, vol. 2. fib, Bulletin 66, Lausanne, Switzerland, 2012, Vol. 2, 370 pp.
- [8] OLIVEIRA, D. R. C., Análise experimental de lajes cogumelo de concreto armado com pilares retangulares. Tese de Doutorado, Publicação E.TD – 001A/2003, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2003. 214p.
- [9] COLLINS, M.P. (2001). Evaluation of shear design procedures for concrete structures. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design.
- [10] HAWKINS, N.M., FALLSEN, H.B., HINOJOSA, R.C.,

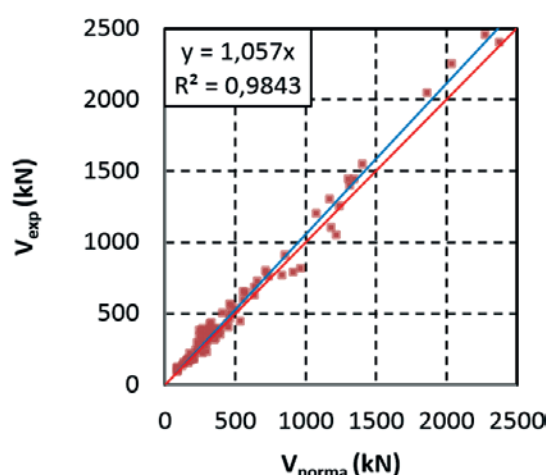
Figure 8 – Tendency of the results according to different theories



A fib Model Code 2010 (6, 7) Level I



B fib Model Code 2010 (6, 7) Level II



C a)fib Model Code 2010 (6, 7) Level II
+(Bending Factor)

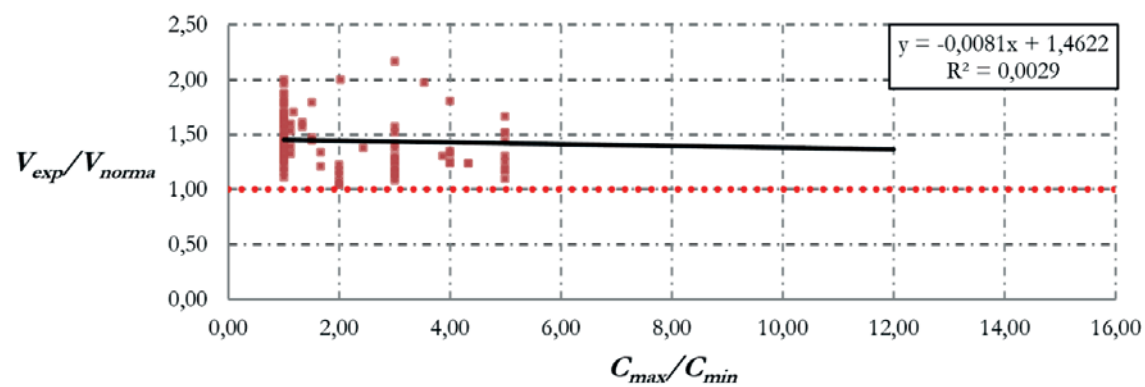
Table 4 – Classification according to the criteria of Collins (9)

		< 0,50	(0,50;0,85)	(0,85;1,15)	(1,15;2,00)	≥ 2,00	TOTAL
ACI	Nº of slabs	0	0	9	94	2	105
	Total penalty	0	0	0	94	4	98
EC2	Nº of slabs	0	0	62	43	0	105
	Total penalty	0	0	0	43	0	43
NB1	Nº of slabs	0	20	79	6	0	105
	Total penalty	0	100	0	6	0	106
NB1*+ λ	Nº of slabs	0	0	63	42	0	105
	Total penalty	0	0	0	42	0	42
MC10 I	Nº of slabs	0	3	26	67	9	105
	Total penalty	0	15	0	67	18	100
MC10 II	Nº of slabs	0	9	76	20	0	105
	Total penalty	0	45	0	20	0	65
MC10 II+ λ	Nº of slabs	0	2	73	30	0	105
	Total penalty	0	10	0	30	0	40

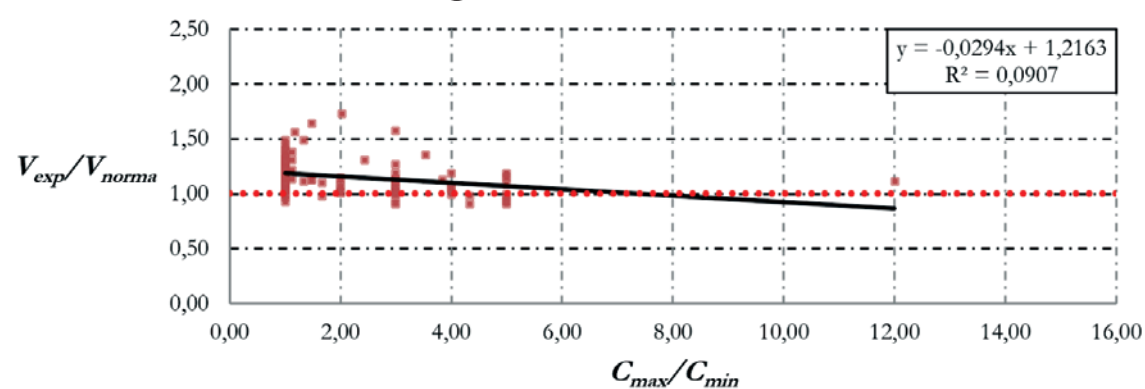
Influence of Column Rectangularity on the Behavior of Flat Plate Structures, ACI Special Publication, Cracking, Deflection, and Ultimate Load of Concrete Slab Systems, Vol. SP-30, No. 6, 1971, pp. 127–146.

- [11] OLIVEIRA, D. R. C.; REGAN, P. E.; MELO, G. S. S., Punching Resistance of RC Slabs with Rectangular Columns. Magazine of Concrete Research, Vol. 56, No. 3, London, 2004, pp. 123–138.
- [12] MUTTONI, A., and SCHWARTZ, J., Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement, IABSE Colloquium, Vol. 62, Zurich, Switzerland, 1991, pp. 703–708.
- [13] MUTTONI, A., Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 4, 2008, pp. 440–450.
- [14] FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A., Applications of the critical shear crack theory to punching of R/C slabs with transverse reinforcement, ACI Structural Journal, Vol. 106, No. 4, 2009, pp. 485–494.
- [15] SAGASETA, J., MUTTONI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M., TAS-SINARI, L., Non axis-symmetrical punching shear around internal columns of RC slabs without transverse reinforcement, Magazine of Concrete Research, Vol. 63, No. 6, 2011, pp. 441–457.
- [16] Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford, 1993.
- [17] 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, Vol. 5, No. 5, 2012, pp. 659–691.
- [18] OLIVEIRA, M. H., PEREIRA FILHO, M. J. M., OLIVEIRA, D. R. C., FERREIRA, M. P., MELO, G. S. S. A., Punching resistance of internal slab-column connections with double-headed shear studs, IBRACON Structures and Materials Journal, Vol. 6, No. 5, 2013, pp. 681–714.
- [19] FORSSEL, C., HOLMBERG, A., Stämpellast pa plattor av betong. Betong, 1946, Vol. 31, No. 2, pp. 95–123.
- [20] ELSTNER, R. C., e HOGNESTAD, E., Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs. Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vol. 53, No. 1, Jul. 1956, pp. 29–58.
- [21] MOWRER, R. D., VANDERBILT, M. D., Shear Strength of Lightweight Aggregate Reinforced Concrete. ACI Journal, 1967, Vol. 64, No. 11, November, pp. 722–729.
- [22] REGAN, P. E., Punching Shear in Prestressed Concrete Slab Bridges. Polytechnic of Central London, January 1983.
- [23] REGAN, P. E., Symmetric Punching of Reinforced Concrete Slabs. Magazine of Concrete Research, Vol. 38, No. 136, Sep. 1986, pp 115–128.
- [24] REGAN, P. E., REZAI-JORABI, H., Shear Resistance of One-way Slabs Under Concentrated Loads. ACI Structural Journal, 1988, Vol. 85, No. 2, Mar-Apr, pp. 150–157.
- [25] TOMASZEWICZ, A., High-Strength Concrete. SP2 – Plates and Shells. Report 2.3 Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs. Report No. STF70 A93082, SINTEF Structures and Concrete, Trondheim, 1993, 36pp.
- [26] LEONG, K. K., TENG, S., Punching Shear Strength of Slabs with Openings and Supported on Rectangular Columns, Nanyang Technological University, Singapore, August 2000.
- [27] BORGES, L. L. J., Comportamento ao Puncionamento de Lajes Cogumelo com Pilares Retangulares e Furos de Grandes Dimensões, Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 2004.
- [28] LIMA NETO, A. F., 2003. Análise experimental na fase pós-puncionamento de lajes cogumelo de concreto armado.

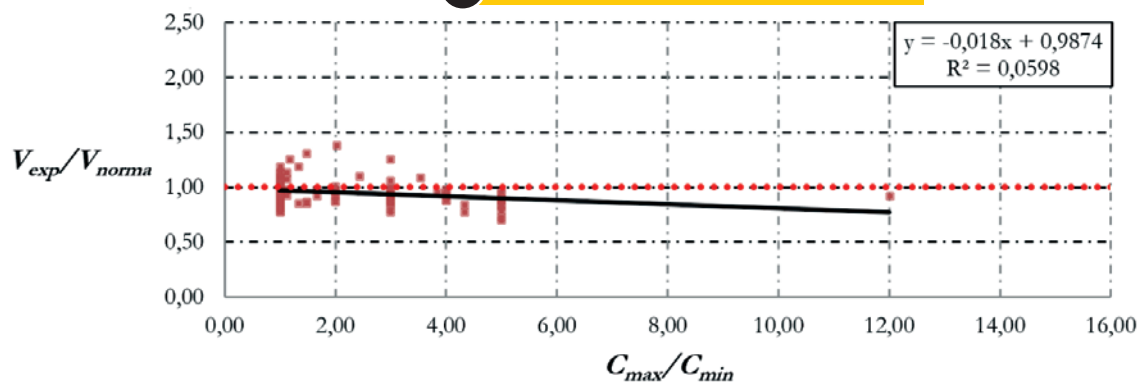
Figure 9 – Tendency of the results according to different theories



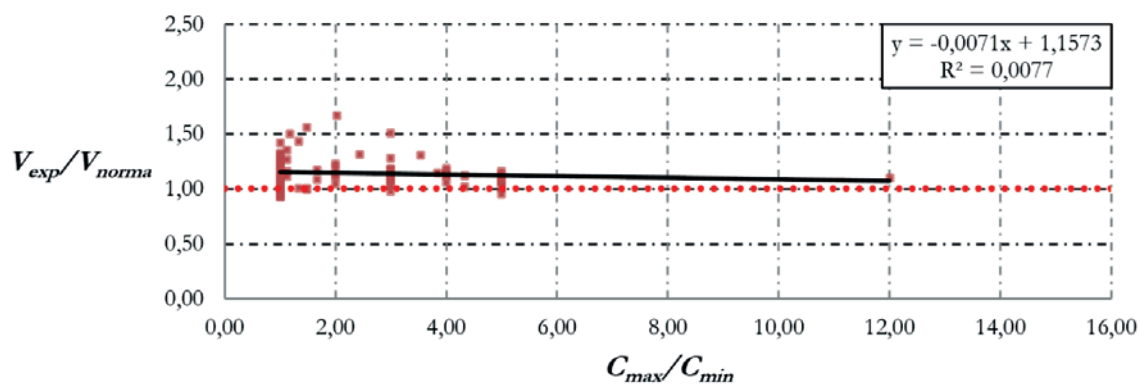
A ACI 318 (5)



B Eurocode 2 (4)

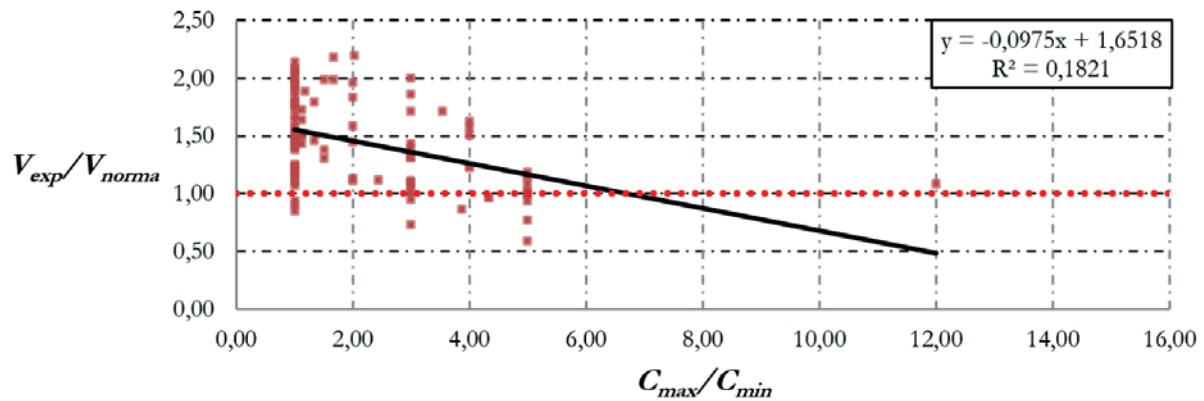


C NBR 6118 (3)

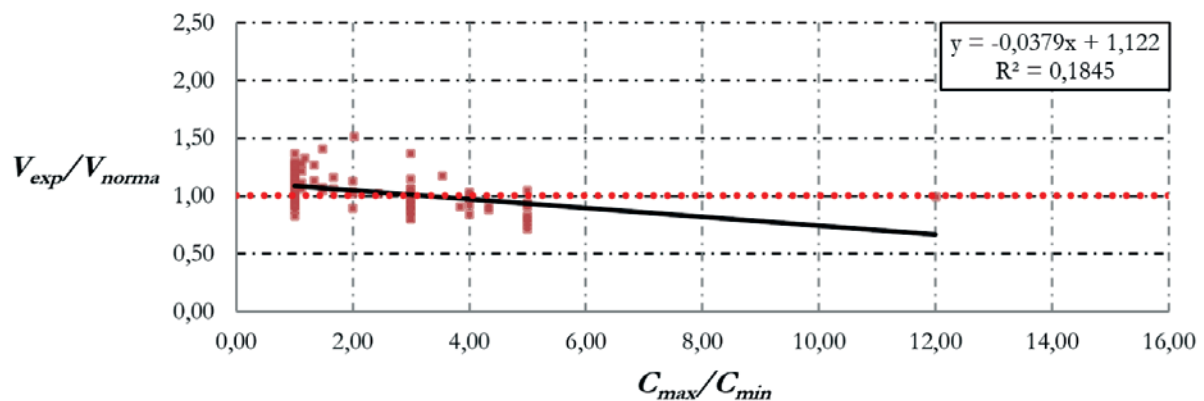


D NBR 6118* (3) + Bending Factor

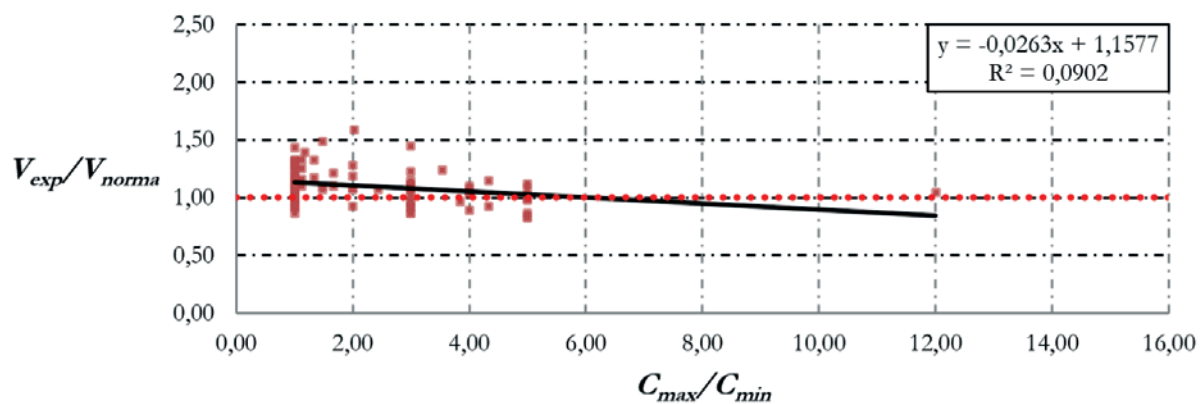
Figure 10 – Tendency of the results according to different theories



A fib Model Code 2010 (6, 7) - Level I



B fib Model Code 2010 (6, 7) - Level II



C fib Model Code 2010 (6, 7) - Level II + Bending Factor

- Dissertação de Mestrado. Publicação E. DM. 008A/2003. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF.
- [29] AL-YOUSIF, A. T., REGAN, P. E., *Punching Resistances of RC Slabs Supported by Large and/or Elongated Columns*. The Structural Engineer, London, Mar. 2003, p. 30-34.
 - [30] FERREIRA, M. P. Análise experimental de lajes lisas unidirecionais de concreto armado ao puncionamento simétrico ou assimétrico. Dissertação de Mestrado, Publicação CDD-22. Ed. 624.18342, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, PA, 2006.
 - [31] VILHENA, A. E. R., NAHUN, K. A. R., PERES, M. D., OLIVEIRA, D. R. C., Análise experimental de lajes unidirecionais com pilares retangulares ao puncionamento simétrico. In: 48º Congresso Brasileiro do Concreto, 2006. Rio de Janeiro.
 - [32] CARVALHO, A. S. de Análise Experimental de Laje Lisa de Concreto Armado de Alta Resistência com Metacaulim Apoiadas em Pilares Retangulares e Armada à Punção. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Dissertação de Mestrado, Belém, 2006.
 - [33] MOURO, V.C, Punção em lajes cogumelo: estudo de retangularidade dos pilares - 2006 dissertação de mestrado (Universidade Federal de Goiás Escola de Engenharia Civil).
 - [34] DAMASCENO, L.S. R, 2007. Análise experimental de lajes lisas unidirecionais de concreto armado com pilares retangulares ao puncionamento. Dissertação de Mestrado. publicação CDD - 22. Ed. 624.1834. Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2007.
 - [35] MORAES NETO, B. N., Análise Experimental de Lajes Lisas Bidirecionais de Concreto Armado com Estribos Inclínados e Pilares Retangulares Sujeitas a Puncionamento Simétrico Belém, Pará, 2007.
 - [36] MORAES NETO, B.N. (2013). Comportamento à Punção de Lajes Lisas em Concreto Reforçado com Fibras de Aço sob Carregamento Simétrico. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-001A/13 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 343 p.
 - [37] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2014.

Influence of the column rectangularity index and of the boundary conditions in the punching resistance of slab-column connections

Influência do índice de retangularidade dos pilares e das condições de contorno na resistência à punção de ligações laje-pilar



O. S. PAIVA^a
odilsons@gmail.com

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

D. R. C. OLIVEIRA^a
denio@ufpa.br

A. F. LIMA NETO^b
aaraon@ufpa.br

M. R. TEIXEIRA^b
mrt@ufpa.br

Abstract

Experimental evidence indicates that both the column rectangularity index and the boundary conditions of the connection may affect the ultimate punching resistance. This paper presents general aspects of these topics and, through the analysis of experimental results of tests on 131 slabs, evaluates the accuracy and suitability of recommendations presented by ABNT NBR 6118, Eurocode 2, ACI 318 and fib Model Code 2010. Experimental results showed that the security level of normative estimates trend to reduce as the column rectangularity increases, and in some cases, the punching resistance was overestimated. Finally, adjustments are suggested in equations presented by NBR 6118 and MC2010 in order to eliminate this trend of unsafe results.

Keywords: flat slab, punching shear, rectangular column, reinforced concrete, codes.

Resumo

Evidências experimentais indicam que tanto o índice de retangularidade dos pilares quanto as condições de contorno da ligação podem afetar a resistência última à punção. Este artigo apresenta aspectos gerais sobre estas situações e, através da análise de resultados experimentais de ensaios em 131 lajes, avalia a precisão e a adequabilidade das recomendações apresentadas pelas normas ABNT NBR 6118, Eurocode 2, ACI 318 e fib Model Code 2010. Os resultados experimentais mostraram uma tendência de redução do nível de segurança das estimativas normativas, à medida que o índice de retangularidade aumenta, chegando-se em alguns casos a superestimar a resistência à punção. Por fim, são sugeridas adaptações nas equações da norma brasileira e do MC2010 buscando eliminar esta tendência de resultados inseguros.

Palavras-chave: lajes lisas, punção, pilar retangular, concreto armado, normas.

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

^b CAMTUC, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil.

1. Introdução

O dimensionamento de pavimentos com lajes lisas envolve a verificação da resistência à punção da ligação laje-pilar. Esta é uma etapa fundamental do projeto, uma vez que a estrutura pode atingir o estado limite último devido ao esgotamento da capacidade resistente ao cisalhamento nas vizinhanças da ligação laje-pilar, em um modo de ruptura denominado de punção. A punção pode levar a estrutura à ruína através do colapso progressivo, conforme mostrado na Figura 1. Ela apresenta o colapso parcial por punção de um pavimento de um edifício garagem registrado por Middleton [1], após um grande terremoto na cidade de Christchurch, Nova Zelândia.

Na ausência de uma teoria capaz de explicar e prever com precisão o mecanismo de ruptura por punção, em função das diversas variáveis envolvidas, o dimensionamento de lajes lisas é feito seguindo recomendações de normas de projeto. Estas recomendações são fundamentalmente empíricas e assumem uma tensão resistente ao cisalhamento constante ao longo de um perímetro de controle, sendo esta tensão normalmente estimada como uma função de parâmetros como a resistência à compressão do concreto, altura útil, taxa de armadura, geometria e dimensões do pilar. Em geral, as normas atuais de projeto tendem a ignorar em suas recomendações a influência do índice de retangularidade dos pilares e das condições de contorno da ligação laje-pilar. Ambos podem favorecer a polarização das tensões de cisalhamento, conforme discutido por Ferreira e Oliveira [2], o que pode reduzir significativamente a capacidade resistente à punção da ligação laje-pilar.

Este artigo apresenta resultados experimentais de 131 ensaios em modelos locais que representam a região da ligação laje-pilar de concreto armado. Foram selecionados casos de ligações unidirecionais e bidirecionais apoiadas em pilares retangulares sem armadura de cisalhamento. Estes resultados são comparados com as estimativas teóricas utilizando a norma brasileira, a ABNT NBR 6118 [3], e também recomendações de normas internacionais, como o Eurocode 2 [4], ACI 318 [5] e fib Model Code 2010 [6, 7]. São feitas ainda adaptações e análises complementares, aplicando nas expressões da norma brasileira e do MC2010 o tratamento de

pilares retangulares desenvolvido por Oliveira [8], a fim de avaliar os ganhos obtidos se este fator fosse incorporado nestas normas. A confiabilidade e precisão das normas selecionadas são avaliadas segundo uma escala de demérito apresentada por Collins [9].

2. Revisão bibliográfica

2.1 Geometria e dimensões do pilar e condições de contorno

A geometria e as dimensões dos pilares, bem como as condições de contorno das lajes, podem influenciar significativamente a resistência à punção de lajes lisas de concreto, uma vez que determinam a forma de distribuição das tensões na ligação laje-pilar. Com exceção do ACI, as normas utilizadas neste artigo desconsideram a influência desses parâmetros, admitindo uma distribuição uniforme de tensões, desde que a distribuição das cargas seja simétrica, evidenciando que elas admitem a hipótese de que, antes da ruptura, ocorre uma redistribuição significativa de tensões na ligação laje-pilar.

Evidências experimentais como as apresentadas por Hawkins et al. [10] e Oliveira et al. [11] indicam que no caso de pilares com índice de retangularidade maior que 2, a resistência à punção não aumenta de forma diretamente proporcional ao aumento da seção do pilar ou do comprimento do perímetro de controle. Esse comportamento é explicado devido à polarização das tensões cisalhantes em torno dos cantos dos pilares retangulares, que pode favorecer a ruptura por punção de forma prematura. Isso pode ser especialmente perigoso para o projeto de edifícios com lajes lisas, pois, na prática das estruturas, é comum ter pilares de edifícios com índice de retangularidade de 4 a 5 pelo menos.

As condições de contorno também alteram significativamente a distribuição de tensões cisalhantes em torno do pilar. Painéis de laje em um sistema estrutural com arranjo fundamentalmente unidirecional concentram as tensões cisalhantes nas faces do pilar perpendiculares ao menor vão, conforme pode ser observado em análises computacionais em modelos linear-elásticos, comumente utilizados no projeto de edifícios com lajes lisas. Se a ligação for com pilares com elevado índice de retangularidade, isso pode favorecer ainda mais a polarização das tensões, podendo reduzir a resistência à punção da ligação laje-pilar. Nenhuma norma apresenta recomendações para auxiliar os projetistas estruturais nestes casos.

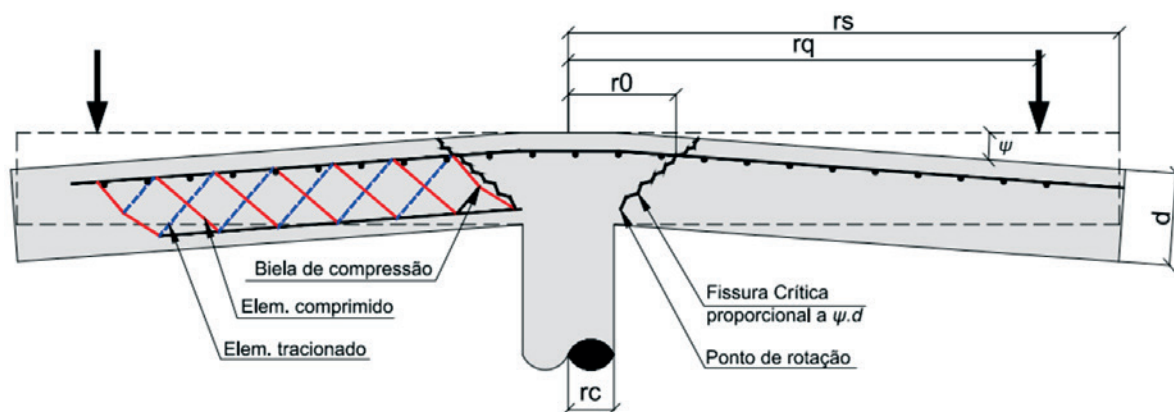
2.2 Teoria da fissura crítica de cisalhamento (TFCC)

A resistência à punção é um assunto que sempre mereceu grande atenção, com inúmeras pesquisas já realizadas buscando entender este fenômeno para as diferentes situações que ocorrem na prática do projeto de estruturas de concreto. Recentemente, a norma fib Model Code 2010 [6, 7] apresentou formulações novas, baseadas na Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (TFCC). Esta teoria foi desenvolvida inicialmente por Muttoni e Schwartz [12], mas vem sendo aprimorada em trabalhos como os de Muttoni [13], Fernandez Ruiz e Muttoni [14] e Sagaseta et al. [15]. Ela estabelece como hipótese fundamental que a resistência à punção diminui com o aumento da rotação da laje devido ao surgimento de uma fissura crítica de cisalhamento, que se propaga ao longo da espessura da laje, cortando a biela inclinada que transmite a força cortante para o pilar.

Figura 1 – Ruptura por punção em pavimento com lajes lisas (Middleton (1))



Figura 2 – Teoria da fissura crítica de cisalhamento (adaptado de Moraes Neto (36))



A abertura da fissura, proporcional ao produto $\psi \cdot d$ (ver Figura 2), reduz a resistência da biela, podendo levar a ruptura por punção. A transmissão de cisalhamento na fissura crítica é assumida como sendo uma função da rugosidade da superfície, que está diretamente relacionada com o tamanho máximo do agregado graúdo. Esses conceitos levaram ao desenvolvimento da Equação 1, que define a resistência à punção para uma laje sem armadura de cisalhamento, expressa como uma função: do comprimento de um perímetro de controle (u_1) afastado $d/2$ da face do pilar; da altura útil da laje (d); da resistência à compressão do concreto (f_c); do produto $\psi \cdot d$, onde ψ é a rotação da laje, calculada segundo a Equação 2; do diâmetro máximo do agregado (d_g); e de um diâmetro de referência do agregado (d_{g0}), admitido como sendo de 16 mm. Com as equações 1 e 2 é possível fazer um gráfico igual ao ilustrado na Figura 3, onde a resistência à punção da ligação é determinada no ponto de interseção das duas curvas.

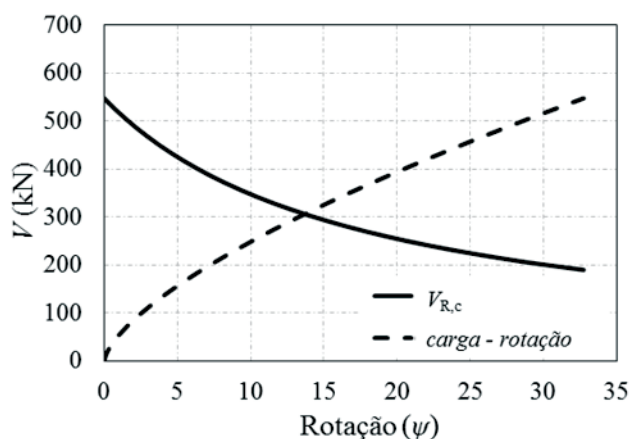
$$V_{R,c} = \frac{3}{4} \cdot \frac{u_1 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}{1 + 15 \cdot \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (1)$$

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{ys}}{E_s} \cdot \left(\frac{V_E}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad (2)$$

Onde:

r_s é a distância entre o eixo do pilar e a linha de momentos nulos;
 f_{ys} é a tensão de escoamento da armadura de flexão;
 E_s é o módulo de elasticidade da armadura de flexão;
 V_E é a força aplicada;
 V_{flex} é a resistência à flexão calculada através da teoria das linhas de ruptura.

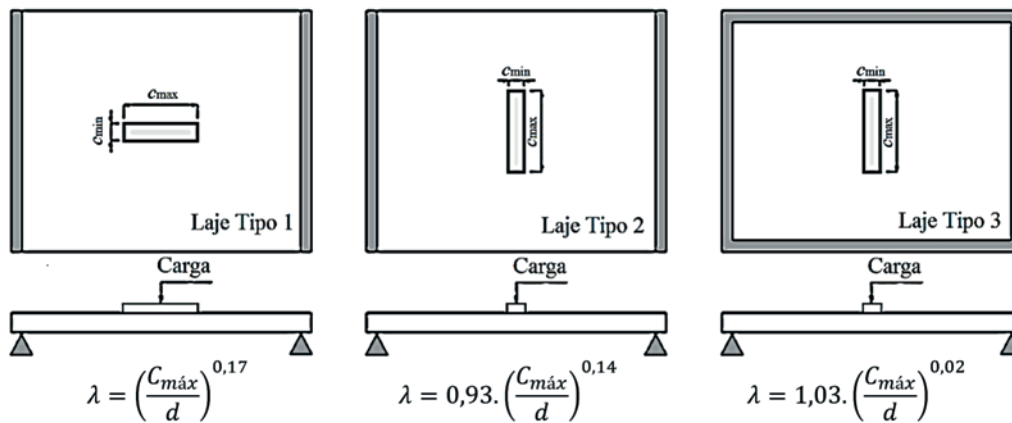
Figura 3 – Representação gráfica do cálculo da carga de ruptura por punção segundo a TFCC



2.3 Fator de flexão (λ)

Oliveira [8] propôs um parâmetro λ para corrigir as estimativas de resistência à punção para o caso de lajes apoiadas em pilares retangulares, a fim de levar em consideração tanto o comportamento à flexão das lajes (condições de contorno) quanto o índice de retangularidade e a orientação dos pilares. Eles foram desenvolvidos tendo como referência resultados experimentais de ensaios em lajes de concreto armado sob carregamento pontual. Os fatores de flexão (λ) foram inicialmente propostos para correção dos resultados teóricos obtidos com as equações recomendadas pela antiga norma CEB-FIP MC90 [16], na qual ainda hoje baseiam-se as recomendações da nova versão da norma brasileira para projeto de estruturas de concreto. Na metodologia proposta, as la-

Figura 4 – Classificação das lajes e fatores de flexão (adaptado de Oliveira (8))



jes foram classificadas em três grupos distintos, tendo sido proposto para cada grupo um fator de flexão (λ) para correção das estimativas de resistência à punção, conforme mostrado na Figura 4.

Na proposta de Oliveira et al. [11], os fatores de flexão funcionam como um parâmetro de correção da constante de 0,18, que é o valor característico se for retirada da equação original da MC90 o coeficiente de segurança, que é de 1,5, resultando na Equação 3. Os resultados obtidos com esta alteração foram significativamente melhores em comparação com resultados experimentais e eliminou a tendência da norma de superestimar a resistência à punção de lajes lisas apoiadas sob pilares retangulares. De forma análoga, esta metodologia será utilizada nas estimativas feitas com as recomendações da norma brasileira e com as novas recomendações do fib Model Code 2010, a fim de avaliar os ganhos obtidos com a implementação deste parâmetro.

$$V_{R,c} = \frac{0,18}{\lambda} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c')^{1/3} \cdot u \cdot d \quad (3)$$

2.4 Classificação por pontos de demérito

Collins [9] apresentou uma escala para classificação da confiabi-

Tabela 1 – Classificação por pontos de demérito (Collins (9))

V_{exp}/V_{teo}	Classificação	Penalidade
<0,50	Extremamente perigoso	10
(0,50-0,85)	Perigoso	5
(0,85-1,15)	Segurança apropriada	0
(1,15-2,00)	Conservador	1
$\geq 2,00$	Extremamente conservador	2

lidade das recomendações normativas. Trata-se da Classificação por Pontos de Demérito (*Demerit Points Classification*, DPC), que leva em consideração aspectos de segurança, precisão e dispersão, em função da razão entre a resistência última observada em ensaios experimentais (V_{exp}) e a capacidade resistente teórica estimada segundo a norma (V_{teo}). A Tabela 1 mostra uma adaptação feita nesta pesquisa para a escala de demérito proposta originalmente. Nela, em função da faixa dos resultados de V_{exp}/V_{teo} , são estabelecidas penalidades para a norma sob análise. O valor do demérito de cada norma é calculado por meio da soma dos produtos do número de lajes existentes em cada intervalo, pela sua penalidade correspondente. Quanto maior o valor da soma total, pior é considerado o processo normativo.

2.5 Recomendações normativas

2.5.1 NBR 6118

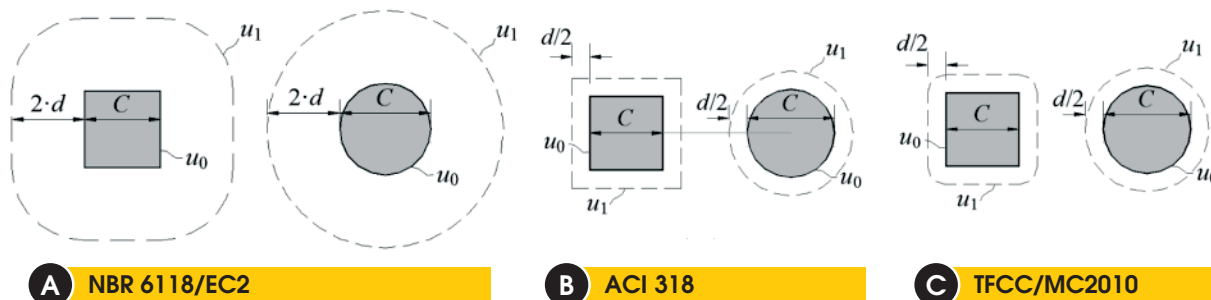
A NBR 6118 [3] recomenda que a resistência à punção de lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento seja verificada em duas regiões: a resistência à tração diagonal da ligação deve ser verificada no perímetro de controle u_1 , segundo a Equação 4; a resistência máxima da ligação (esmagamento da biela) deve ser verificada no perímetro de controle u_0 em torno do pilar, através da Equação 5. A Figura 5a apresenta detalhes sobre os perímetros de controle propostos pela norma brasileira.

$$V_{R,c} = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{200/d}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c')^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \quad (4)$$

Onde:

ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão, expressa por $\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$. ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais, calculadas considerando uma largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de 3d para cada um dos lados;

Figura 5 – Perímetro de controle para diferentes métodos de cálculo



f_c é a resistência à compressão do concreto em MPa ($f_c \leq 50$ MPa);
 u_1 é um perímetro de controle afastado de uma distância de $2 \cdot d$ da face do pilar;
 d é a altura útil da laje em mm.

$$V_{R,max} = 0,27 \cdot \alpha_{v1} \cdot f_c \cdot u_0 \cdot d \quad (5)$$

Onde:

$$\alpha_{v1} = (1 - f_c/250)$$

u_0 é o perímetro do pilar.

2.5.2 Eurocode 2

As recomendações apresentadas pelo Eurocode 2 [4] são semelhantes às apresentadas pela norma brasileira, pois ambas baseiam-se nas recomendações da norma CEB-FIP MC90 [16]. Ela diferencia-se da norma brasileira, que ainda hoje adota as recomendações do MC90, por impor limites para o valor do *size effect* ($\xi \leq 2,0$) e da taxa de armadura de flexão ($\rho \leq 2,0\%$). Isto foi feito buscando eliminar a tendência de resultados contra a segurança apontada em pesquisas internacionais e nacionais, como as de Sacramento et al. [17] e Oliveira et al. [18]. Assim, a resistência à punção é tomada como sendo o menor valor fornecido pelas Equações 6 e 7. Os perímetros de controle são iguais aos da norma brasileira (ver Figura 5a).

$$V_{R,c} = 0,18 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \quad (6)$$

$$V_{R,max} = 0,3 \cdot f_c \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \cdot u_0 \cdot d \quad (7)$$

Onde:

f_c é a resistência à compressão do concreto em MPa ($f_c \leq 90$ MPa);
 ρ é a taxa de armadura de flexão tracionada média da laje obtido como $\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \leq 2,0\%$;

ρ_x e ρ_y são as taxas nas direções x e y, respectivamente. Devem ser consideradas as barras dentro de uma região afastada $3 \cdot d$ das faces do pilar.

$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ é um número adimensional e d deve ser expresso em mm.

2.5.3 ACI 318

Segundo o ACI 318 [5], a verificação da resistência à punção em lajes lisas de concreto armado sem armaduras de cisalhamento deve ser feita através da verificação das tensões cisalhantes em um perímetro de controle afastado de uma distância igual a $d/2$ das faces do pilar ou das extremidades da área carregada, conforme ilustrado na Figura 5b. A resistência à punção de uma laje sem armaduras de cisalhamento é expressa pela Equação 8.

$$V_{R,c} = \min \left\{ \left(1 + \frac{21}{\beta_c} \right) \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \right. \\ \left. \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{u_1} + 2 \right) \cdot \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \right. \\ \left. \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \right. \quad (8)$$

Onde:

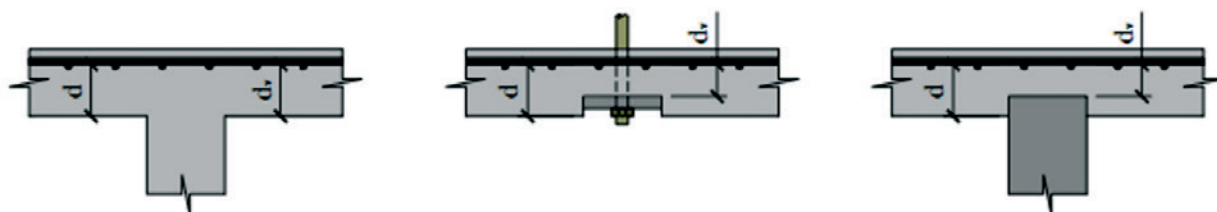
β_c é a razão entre a maior e a menor dimensão do pilar;

α_s é uma constante que assume valor igual a 40 para o caso de pilares internos, 30 para pilar de borda e 20 para pilar de canto;

u_1 é o comprimento de um perímetro de controle afastado $d/2$ da face do pilar;

f_c é a resistência à compressão do concreto em MPa ($f_c \leq 69$ MPa).

Figura 6 – Altura útil efetiva da laje (fib Model Code 2010 (6, 7))



2.5.4 fib MODEL CODE 2010

As recomendações apresentadas pelo fib Model Code 2010 [6, 7] baseiam-se num modelo físico fundamentado na Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento, apresentada de forma resumida no item 2.1 deste artigo. Na norma, a resistência à punção deve ser checada em torno de um perímetro de referência (b_o), admitido a uma distância de $0,5 \cdot d_v$ das faces do pilar ou das extremidades da área carregada, com geometria conforme indicado na Figura 5c. A altura útil efetiva da laje, d_v , deve considerar o nível do apoio, conforme mostra a Figura 6. No caso de lajes lisas sem armaduras de cisalhamento, a resistência à punção pode ser calculada segundo a Equação 9.

$$V_{R,c} = k_\psi \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\gamma_c} \cdot b_o \cdot d_v \quad (9)$$

Onde:

f_c é a resistência à compressão do concreto;

d_v é a altura útil efetiva da laje;

γ_c é o coeficiente de segurança do concreto com valor de 1,5. Para efeito dos cálculos ele foi assumido por igual a 1.

k_ψ é calculado pela Equação 10 e depende da rotação da laje na região do apoio.

$$k_\psi = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot \psi \cdot d \cdot k_{dg}} \leq 0,6 \quad (10)$$

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad (11)$$

Onde:

d_g é o diâmetro máximo do agregado usado no concreto da laje. Caso d_g seja maior ou igual a 16 mm, k_{dg} pode ser assumido como sendo igual a 1,0.

O fib Model Code 2010 estabelece que a rotação da laje (ψ) pode ser calculada com diferentes níveis de complexidade, dependendo do rigor necessário, com a precisão obtida aumentando em função

da complexidade da análise. O nível I de aproximação é o aconselhado para o projeto de novas estruturas. O nível II é apropriado tanto para o projeto de novas estruturas como para a verificação de estruturas existentes. Em casos especiais, onde os carregamentos ou a própria estrutura fuja dos padrões convencionais, recomenda-se o nível III de aproximação a fim de estimar melhor a resposta da laje. Em casos especiais, permite-se que a rotação seja obtida através de análises não-lineares, correspondendo ao nível IV de aproximação.

Na prática do projeto de estruturas de concreto, o nível I pode ser usado, por exemplo, no caso de lajes projetadas por meio de análises elásticas sem que sejam consideradas redistribuições significativas das forças, com a rotação podendo ser estimada segundo a Equação 12. Nos casos em que a redistribuição significativa de momentos seja considerada em projeto, pode ser utilizada a Equação 13 para estimar a rotação da laje, referente ao nível II de aproximação.

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{ys}}{E_s} \quad (12)$$

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{ys}}{E_s} \cdot \left(\frac{m_s}{m_R} \right)^{1,5} \quad (13)$$

Onde:

f_{ys} é a tensão de escoamento da armadura de flexão;

E_s é o módulo de elasticidade da armadura de flexão;

r_s é a distância entre o eixo do pilar e a linha de momentos nulos. O valor de r_s pode ser considerado como sendo igual a $0,22 \cdot L$ (nas direções x , L_x e y , L_y) em lajes onde a relação entre os vãos, L_x/L_y , fica limitada em 0,5 e 2,0.

m_s é o momento fletor médio solicitante;

m_R é o momento fletor médio resistente.

Ambos os momentos são calculados para uma faixa de comprimento b_s , sendo $b_s = 1,5 \cdot (r_{s,x} \cdot r_{s,y})^{0,5} \leq L_{min}$. Neste caso, $r_{s,x}$ e $r_{s,y}$ denota o ponto em que os momentos são iguais a zero, tendo como referência o eixo do apoio, nas direções x e y . O valor aproximado de m_{sd} depende da localização do pilar na edificação. A norma considera três localizações possíveis para os pilares: (1) interno à edificação, (2) de borda e (3) de canto. No caso de pi-

lar interno, onde a laje possua momentos resistentes iguais nas duas direções, m_s é calculado simplificadaamente pela Equação 14. O momento fletor médio resistente (m_R) pode ser obtido segundo os conceitos da Teoria das Linhas de Ruptura, através da Equação 15.

$$m_s = \frac{V_E}{8} \quad (14)$$

$$m_R = \rho \cdot d^2 \cdot f_{ys} \cdot \left(1 - \frac{\rho \cdot f_{ys}}{2 \cdot f_c} \right) \quad (15)$$

Onde:

ρ é a taxa de armadura de flexão.

No nível III de aproximação, o coeficiente 1,5 da Equação 13 pode ser substituído por 1,2 se os valores de r_s e m_s forem calculados por um modelo linear-elástico. No nível IV de aproximação, o

Tabela 2- Características das lajes presentes no banco de dados

Autores	Laje	Tipo	d (mm)	c_{min} (mm)	c_{max} (mm)	ρ (%)	f'_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	E_{sf} (GPa)	dg (mm)	P_{flex} (kN)	V_{exp} (kN)	Modo de ruptura
Ferreira [30]	L1a	2	87,0	85	85	0,94	42,4	488	220,0	12,0	255,1	174,0	P
	L1b	2	89,0	85	85	1,18	51,4	488	220,0	12,0	264,2	231,5	FP
	L1c	2	87,0	85	85	1,48	43,5	488	220,0	12,0	255,8	190,0	P
Lima Neto [28]	AL1	1	100,0	150	170	1,37	42,0	616	207,0	19,0	472,0	300,0	P
	AL2	1	102,0	150	170	1,34	44,0	616	207,0	19,0	485,0	380,0	P
	AL3	1	100,0	150	170	1,37	41,0	616	207,0	19,0	472,0	340,0	P
	AL4	1	95,0	150	170	1,44	47,0	616	207,0	19,0	452,0	310,0	P
Oliveira [8]	L1a	1	107,0	120	120	1,09	57,0	750	234,0	15,0	241,2	234,0	FP
	L1b	1	108,0	120	120	1,08	59,0	750	234,0	15,0	657,1	322,0	P
	L1c	3	107,0	120	120	1,09	59,0	750	234,0	15,0	706,7	318,0	P
	L2a	1	109,0	120	240	1,07	58,0	750	234,0	15,0	261,7	246,0	FP
	L2b	2	106,0	120	240	1,1	58,0	750	234,0	15,0	644,6	361,0	P
	L2c	3	107,0	120	240	1,09	57,0	750	234,0	15,0	735,6	331,0	P
	L3a	1	108,0	120	360	1,08	56,0	750	234,0	15,0	277,0	241,0	FP
	L3b	2	107,0	120	360	1,09	60,0	750	234,0	15,0	645,2	400,0	P
	L3c	3	106,0	120	360	1,1	54,0	750	234,0	15,0	745,8	358,0	P
	L4a	1	108,0	120	480	1,08	56,0	750	234,0	15,0	295,3	251,0	FP
	L4b	2	106,0	120	480	1,1	54,0	750	234,0	15,0	637,1	395,0	P
	L4c	3	107,0	120	480	1,09	56,0	750	234,0	15,0	792,2	404,0	P
	L5a	1	108,0	120	600	1,08	57,0	750	234,0	15,0	318,9	287,0	FP
	L5b	2	108,0	120	600	1,08	67,0	750	234,0	15,0	655,4	426,0	P
	L5c	3	109,0	120	600	1,07	63,0	750	234,0	15,0	857,7	446,0	P
Hawkins et al. [10]	1	1	117,3	305	305	1,12	30,9	419	200,0	12,0	362,0	391,0	F
	2	1	117,3	203	406	1,12	26,9	419	200,0	12,0	384,9	358,0	P
	3	1	117,3	152	457	1,12	32,6	419	200,0	12,0	400,0	340,0	P
	4	1	117,3	114	495	1,12	31,6	419	200,0	12,0	411,0	337,0	P
	5	2	117,3	152	457	1,12	27,4	419	200,0	12,0	489,2	362,0	P
	6	2	117,3	152	457	1,12	23,1	419	200,0	12,0	322,6	342,0	F
	7	3	117,3	152	457	0,86	26,4	419	200,0	12,0	417,9	326,0	P
	8	3	120,7	114	495	0,8	26,6	422	200,0	12,0	416,9	321,0	P
	9	3	120,7	152	305	0,76	30,1	422	200,0	12,0	350,0	322,0	P
Regan e Rezai-Jorabi [24]	14R	1	79,0	75	100	1,54	31,0	670	200,0	13,0	236,9	154,0	P
	15R	2	79,0	100	150	1,54	30,8	670	200,0	13,0	235,6	172,0	P
	19R	2	79,0	100	150	1,51	29,0	670	200,0	13,0	288,1	170,0	P

P é o modo de ruptura por punção; FP é o modo de ruptura por flexo-punção e F é o modo de ruptura por flexão.

cálculo da rotação ψ pode ser baseado em uma análise não-linear.

3. Banco de dados

Para fins de comparação e avaliação das recomendações normativas apresentadas, foram selecionados resultados experimentais de ensaios em lajes lisas de concreto armado sem armaduras de cisalhamento, unidirecionais e bidirecionais, com pilares quadrados e retangulares, formando um banco de dados com 131 lajes. Foram usadas as lajes de Forssell e Holmberg [19], Elstner e Hognestad [20], Mowrer e Vanderbilt [21], Hawkins et. al. [10], Regan [22], Regan [23], Regan e Rezai-Jorabi [24], Tomaszewicz [25], Leong e Teng. [26], Borges [27], Lima Neto [28], Oliveira [8], Al-Yousif e Regan [29], Ferreira [30], Vilhena et al. [31], Carvalho [32], Mouro [33], Damasceno [34] e Moraes Neto [35]. Para os cálculos segundo o fib Model Code 2010, como alguns autores não especificaram o diâmetro máximo dos agregados, foi adotado o valor médio de 13mm obtido entre os diâmetros conhecidos do banco de dados, excluindo os valores maiores que $d_{gmax}=16$ mm definido pela norma. A Tabela 2 mostra as características das lajes do banco de dados.

Como o fib Model Code 2010 não apresenta nenhuma instrução específica para a verificação da resistência à punção em lajes apoiadas sobre pilares retangulares, nem tão pouco como devem ser tratados os casos onde os painéis de laje têm vãos diferentes (retangulares por exemplo), foi preciso assumir alguns parâmetros e tomar algumas decisões a fim de permitir seu uso nestas análises. No caso de painéis retangulares, foram calculadas as rotações nas duas direções, usando-se nas estimativas de resistência à punção o maior valor encontrado, que segundo a teoria da fissura crítica de cisalhamento, resultaria na situação mais desfavorável. Ainda sobre o cálculo das rotações, foram utilizados os valores de V_{flex} (resistência à flexão) fornecidos pelos autores dos ensaios das lajes que compõem o banco de dados. Por fim, nos casos de pilares com seção retangular, foram admitidos perímetros de controle também retangulares, tomados a uma distância de $0,5 \cdot d_v$ das faces do pilar.

Buscando melhorar os resultados da NBR 6118 [3], avaliou-se o desempenho de suas estimativas teóricas se fossem incorporados nesta norma os fatores de flexão, conforme sugerido por Oliveira [8]. Ainda no caso da norma brasileira, avaliou-se também o

Tabela 2 – (cont. 1)

Autores	Laje	Tipo	d (mm)	c_{min} (mm)	c_{max} (mm)	ρ (%)	f'_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	E_{sf} (GPa)	dg (mm)	P_{flex} (kN)	V_{exp} (kN)	Modo de ruptura
Teng et al. [26]	OC11	3	105,3	200	200	1,81	36,0	452	200,0	13,0	604,3	423,0	P
	OC13	3	107,3	200	600	1,71	35,8	452	200,0	13,0	676,2	568,0	P
	OC15	3	102,8	200	1000	1,76	40,2	452	200,0	13,0	697,8	649,0	P
	OC13	3	109,8	200	600	1,67	33,0	470	200,0	13,0	715,5	508,0	P
	C11F22	3	155,0	250	250	1,72	35,4	460	200,0	13,0	1306,3	627,0	P
	C13F22	3	155,0	250	750	1,66	35,6	460	200,0	13,0	1494,3	792,0	P
	C15F22	3	160,0	250	1250	1,64	35,4	460	200,0	13,0	1760,0	1056,0	P
	C13F11	3	159,0	250	750	1,07	35,5	520	200,0	13,0	1183,1	769,0	P
Forssell e Holmberg [19]	10	3	104,0	25	300	0,68	17,6	500	200,0	13,0	221,4	186,0	P
	11	3	112,0	140	540	0,63	17,6	500	200,0	13,0	281,8	279,0	P
	12	3	108,0	140	340	0,65	17,6	500	200,0	13,0	308,1	265,0	P
Elstner e Hognestad [20]	A7	1	114,5	254	254	2,48	28,5	321	200,0	13,0	416,7	400,0	P
	A8	1	114,5	356	356	2,48	21,9	321	200,0	13,0	423,3	436,0	P
	A2a	3	114,5	254	254	2,48	13,7	321	200,0	13,0	586,0	334,0	P
	A2b	3	114,5	254	254	2,48	19,5	321	200,0	13,0	655,7	400,0	P
	A2c	3	114,5	254	254	2,48	37,4	321	200,0	13,0	741,3	467,0	P
	A7b	3	114,5	254	254	2,48	27,9	321	200,0	13,0	711,1	512,0	P
	A5	3	114,5	356	356	2,48	27,8	321	200,0	13,0	762,9	534,0	P
Regan [22]	DT1	1	190,0	150	150	1,28	43,6	530	200,0	13,0	847,8	780,0	P
	BD2	1	101,0	100	100	1,28	42,2	530	200,0	13,0	299,0	293,0	P
Al-Yousif e Regan [29]	1	1	80,0	100	500	0,98	23,6	472	200,0	13,0	229,6	163,0	P
	2	3	80,0	100	500	0,98	23,2	472	200,0	13,0	243,0	209,0	P
	3	2	80,0	100	500	0,98	21,2	472	200,0	13,0	225,0	189,0	P
	4	3	80,0	300	300	0,98	22,0	472	200,0	13,0	239,6	242,0	P
Carvalho [32]	1	2	85,0	85	85	1,32	52,0	530	646,0	19,0	220,2	185,0	P
	2	2	86,0	85	255	1,32	52,0	530	646,0	19,0	223,8	226,0	P
	3	2	85,0	85	425	1,32	50,0	530	646,0	19,0	219,3	239,0	P

P é o modo de ruptura por punção; FP é o modo de ruptura por flexo-punção e F é o modo de ruptura por flexão.

Tabela 2 – (cont. 2)

Autores	Laje	Tipo	d (mm)	c _{min} (mm)	c _{max} (mm)	ρ (%)	f _c (MPa)	f _{ys} (MPa)	E _{sf} (GPa)	dg (mm)	P _{flex} (kN)	V _{exp} (kN)	Modo de ruptura
Borges [27]	L42	3	139,0	200	400	1,46	43,2	604	200,0	13,0	1152,6	657,0	P
	L42a	3	164,0	200	400	1,23	36,2	604	200,0	13,0	1358,8	693,0	P
	L45	3	154,0	200	600	1,31	42,0	604	200,0	13,0	1352,5	798,0	P
	L46	3	164,0	200	800	1,23	39,3	604	200,0	13,0	1518,3	911,0	P
	L41	3	139,0	150	250	1,46	44,7	604	200,0	13,0	1103,9	563,0	P
	L41a	3	164,0	150	250	1,23	38,9	604	200,0	13,0	1304,3	600,0	P
	L43	3	164,0	150	450	1,23	38,7	604	200,0	13,0	1369,8	726,0	P
	L44	3	164,0	150	600	1,23	40,0	604	200,0	13,0	1435,8	761,0	P
Mowrer e Vanderbilt [21]	1	3AL	51,0	102	102	1,1	28,6	386	200,0	13,0	75,4	86,0	F
	2	3AL	51,0	102	102	2,2	24,9	386	200,0	13,0	136,0	102,0	P
	3	3AL	51,0	152	152	1,1	21,1	386	200,0	13,0	77,5	79,0	F
	4	3AL	51,0	152	152	2,2	18,0	386	200,0	13,0	132,0	99,0	P
	5	3AL	51,0	203	203	1,1	15,5	386	200,0	13,0	78,8	93,0	F
	6	3AL	51,0	203	203	2,2	27,2	386	200,0	13,0	154,7	133,0	P
	7	3AL	51,0	254	254	1,1	23,3	386	200,0	13,0	87,9	109,0	F
	8	3AL	51,0	254	254	2,2	22,9	386	200,0	13,0	158,3	152,0	P
	9	3AL	51,0	305	305	1,1	28,0	386	200,0	13,0	95,2	119,0	F
	10	3AL	51,0	305	305	2,2	26,4	386	200,0	13,0	171,7	158,0	P
	11	3AL	51,0	356	356	1,1	27,8	386	200,0	13,0	101,5	138,0	F
	12	3AL	51,0	356	356	2,2	25,0	386	200,0	13,0	183,2	185,0	F
	13	3AL	51,0	406	406	1,1	24,9	386	200,0	13,0	107,4	145,0	F
	14	3AL	51,0	406	406	2,2	24,6	386	200,0	13,0	194,7	185,0	P
Damasceno [34]	L1A	2	89,3	85	85	1,22	41,3	600	240,0	13,0	265,5	188,5	P
	L2A	2	89,3	85	255	1,22	40,0	600	240,0	13,0	264,6	254,0	FP
	L3A	2	99,7	85	425	1,09	39,7	600	240,0	13,0	303,1	297,0	F
	L4A	2	98,6	85	595	1,1	40,4	600	240,0	13,0	295,5	325,0	F
	L1B	2	98,1	85	85	0,56	41,4	600	240,0	13,0	296,6	172,0	P
	L2B	2	90,5	85	255	0,61	42,0	600	240,0	13,0	273,9	194,5	P
	L3B	2	92,7	85	425	0,59	41,6	600	240,0	13,0	286,4	232,0	FP
	L4B	2	98,1	85	595	0,56	40,5	600	240,0	13,0	292,5	254,5	FP
Vilhena et al. [31]	L1a	2	65,0	85	85	1,2	51,2	518	259,0	12,0	73,0	123,0	P
	L1b	2	65,0	85	85	1,4	51,2	518	259,0	12,0	89,0	122,0	P
	L3a	2	65,0	85	255	1,2	53,6	518	259,0	12,0	73,0	134,5	FP
	L3b	2	67,0	85	255	1,4	53,6	518	259,0	12,0	92,0	134,0	FP
	L5a	2	65,0	85	425	1,2	55,2	518	259,0	12,0	73,0	122,0	F
	L5b	2	65,0	85	425	1,4	55,2	518	259,0	12,0	89,0	124,5	F
Moraes Neto [35]	L1	3	87,0	85	85	1,4	39,4	602	255,3	13,0	453,0	224,0	P
	L2	3	87,5	85	255	1,2	39,8	602	255,3	13,0	422,0	241,0	P
	L3	3	86,5	85	425	1,3	40,9	602	255,3	13,0	473,0	294,0	P

P é o modo de ruptura por punção; FP é o modo de ruptura por flexo-punção e F é o modo de ruptura por flexão.

efeito de reduzir o coeficiente da Equação 4, de 0,18 para 0,16, conforme sugerido por Sacramento et al. [17]. No caso da norma fib Model Code 2010, também foram testadas adaptações que permitissem a melhoria de suas recomendações. Neste caso, seu desempenho foi analisado caso os fatores de flexão fossem implementados nesta norma.

Na Tabela 2 apresenta-se ainda o modo de ruptura das lajes, que reflete, preferencialmente, as observações experimentais dos autores. Nos casos em que o autor não definiu o modo de

ruptura das lajes, o modo de ruptura foi estabelecido através da razão entre a resistência última observada no ensaio e capacidade resistente a flexão estimada. Para 1,10 definiu-se que o modo de ruptura foi de flexão. Para 0,90 considerou-se que a ruptura foi por punção. Nos casos intermediários ($0,90 < 1,10$), admitiu-se como modo de ruptura a flexo-punção. Estes resultados são apresentados e discutidos a seguir, tendo-se retirado das análises estatísticas os casos de lajes que romperam por flexão.

Tabela 2 – (cont. 3)

Autores	Laje	Tipo	d (mm)	c _{min} (mm)	c _{máx} (mm)	ρ (%)	f _c (MPa)	f _{ys} (MPa)	E _{sf} (GPa)	dg (mm)	P _{flex} (kN)	V _{exp} (kN)	Modo de ruptura
Mouro [33]	L1	3	94,0	250	250	1,39	29,0	597	215,0	13,0	520,8	375,0	P
	L2	3	93,0	230	270	1,4	29,0	597	215,0	13,0	513,2	390,0	P
	L3	3	94,0	215	285	1,39	29,0	597	215,0	13,0	520,8	375,0	P
	L4	3	90,0	200	300	1,45	29,0	597	215,0	13,0	493,8	395,0	P
	L5	3	91,0	165	335	1,43	22,0	597	215,0	13,0	475,3	385,0	P
	L6	3	91,0	125	375	1,43	22,0	597	215,0	13,0	479,5	350,0	P
	L7	3	91,0	110	390	1,43	22,0	597	215,0	13,0	476,2	300,0	P
	L8	3	94,0	100	400	1,39	22,0	597	215,0	13,0	500,0	275,0	P
Regan [23]	I/2	3	77,0	200	200	1,2	23,4	500	200,0	10,0	374,5	176,0	P
	I/4	3	77,0	200	200	0,92	32,3	500	200,0	10,0	373,1	194,0	P
	I/6	3	79,0	200	200	0,8	21,9	480	200,0	10,0	250,0	165,0	P
	I/7	3	79,0	200	200	0,8	30,4	480	200,0	10,0	251,4	186,0	F
	II/1	3	200,0	250	250	0,98	34,9	530	200,0	20,0	2171,1	825,0	P
	II/2	3	128,0	160	160	0,98	33,3	485	200,0	20,0	812,5	390,0	P
	II/3	3	128,0	160	160	0,98	34,3	485	200,0	10,0	811,1	365,0	P
	II/4	3	64,0	80	80	0,98	33,3	480	200,0	20,0	198,3	117,0	P
Tomaszewicz [25]	ND65-1-1	3	275,0	200	200	1,5	64,3	500	200,0	16,0	5694,4	2050	P
	ND65-2-1	3	200,0	150	150	1,7	70,2	500	200,0	16,0	3333,3	1200	P
	ND95-1-1	3	275,0	200	200	1,5	83,7	500	200,0	16,0	5625,0	2250	P
	ND95-1-3	3	275,0	200	200	2,5	89,9	500	200,0	16,0	9600,0	2400	P
	ND95-2-1	3	200,0	150	150	1,7	88,2	500	200,0	16,0	3333,3	1100	P
	ND95-2-1D	3	200,0	150	150	1,7	86,7	500	200,0	16,0	3333,3	1300	P
	ND95-2-3	3	200,0	150	150	2,6	89,5	500	200,0	16,0	5178,6	1450	P
	ND95-2-3D	3	200,0	150	150	2,6	80,3	500	200,0	16,0	5208,3	1250	P
	ND95-2-3D+	3	200,0	150	150	2,6	98,0	500	200,0	16,0	5178,6	1450	P
	ND95-3-1	3	88,0	100	100	1,8	85,1	500	200,0	16,0	702,1	330	P
	ND115-1-1	3	275,0	200	200	1,5	112,0	500	200,0	16,0	5697,7	2450	P
	ND115-2-1	3	200,0	150	150	1,7	119,0	500	200,0	16,0	3333,3	1400	P
	ND115-2-3	3	200,0	150	150	2,6	108,1	500	200,0	16,0	5166,7	1550	P

P é o modo de ruptura por punção; FP é o modo de ruptura por flexo-punção e F é o modo de ruptura por flexão.

4. Resultados

As Tabelas 3a e 3b apresentam comparações entre os resultados experimentais do banco de dados com os resultados teóricos, obtidos para cada uma das normas analisadas, bem como para as adaptações avaliadas. As Figuras 7 e 8 mostram graficamente a precisão de cada recomendação. Nestas figuras, as linhas de tendência dos resultados são indicadas em azul e em vermelho é marcada a linha do limite de segurança, onde os resultados abaixo desta linha indicam previsões teóricas contra a segurança em relação às evidências experimentais.

É possível perceber que a ACI 318 [5] apresentou resultados conservadores em relação às demais normas com média de 1,45 e com a maior dispersão dos resultados (coeficiente de variação de 17%). Porém, os resultados do ACI estiveram sempre a favor da segurança, com todas as lajes do banco de dados apresentando razão entre a resistência experimental e a estimativa teórica (V_{exp}/V_{norma}) maior que 1,0. O Eurocode 2 [4] mostrou resultados satisfatórios, com média de 1,15 e coeficiente de variação de 14%. No caso do Eurocode, cerca de 87% dos resultados encontraram-se a favor da segurança, tendo-se 13% de resultados contra a

segurança. Dentre todos os resultados contra a segurança, 84% referem-se às lajes com pilares retangulares. Isto pode indicar que as equações do Eurocode 2 requerem ajustes, pois o número de resultados contra a segurança é inadequado, principalmente no caso de ligações com pilares retangulares.

Já a NBR 6118 [3] apresentou coeficiente de variação de 13%, próximo ao Eurocode, mas com forte tendência de resultados contra a segurança. A norma brasileira apresentou média de 0,95, tendo superestimado a resistência das lajes do banco de dados em 71% dos casos, evidenciando a urgência de revisar suas recomendações. Cerca de 42% de seus resultados contra a segurança referem-se aos casos de modelos apoiados em pilares quadrados, que é uma das situações mais comuns no projeto de edifícios com lajes lisas. Estes dados contrastam com o fato de que a norma foi recentemente revisada, e ainda assim manteve as mesmas recomendações para punção presentes em sua versão anterior, datada de 2003, ainda baseadas na antiga CEB-FIP MC90 [16], não refletindo o estado da arte nem os avanços obtidos com pesquisas realizadas no país e no exterior.

O fib Model Code 2010 [6, 7] em seu nível I de aproximação apresentou resultados conservadores, obtendo média de 1,45 e resultados dispersos com maior coeficiente de variação (26%).

Tabela 3a – Comparação entre os resultados experimentais e os normativos

Autores	d (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	V_{exp}/V_{norma}					
				ACI		EC2		NB1	
				MED	COV	MED	COV	MED	COV
Forssel e Holmberg (19)	104 - 112	0,63 - 0,68	17	1,58	0,26	1,18	0,09	0,99	0,09
Elstner e Hognestad (20)	114	2,48	13 - 34	1,48	0,11	1,13	0,09	0,90	0,09
Mowrer e Vanderbilt (21)	51	1,1 - 2,2	15 - 28	1,64	0,11	1,32	0,07	0,85	0,07
Hawkins et. al (10)	117 - 120	0,76 - 1,12	23 - 32	1,15	0,08	0,99	0,06	0,85	0,07
Regan (22)	101 - 190	1,28	42 - 43	1,52	0,14	1,14	0,17	1,01	0,05
Regan (23)	64 - 200	0,8 - 1,2	21 - 36	1,34	0,12	1,21	0,10	0,95	0,06
Regan e Rezai-Jorabi (24)	79	1,51 - 1,54	29 - 31	1,50	0,05	1,12	0,01	0,86	0,01
Tomaszewicz (25)	88 - 275	1,5 - 2,6	64 - 119	1,69	0,10	1,13	0,08	1,04	0,07
Teng et al. (26)	102 - 160	1,07 - 1,81	33 - 40	1,38	0,14	1,09	0,14	0,95	0,09
Borges (27)	139 - 164	1,23 - 1,46	36 - 44	1,29	0,07	1,04	0,05	0,97	0,03
Lima Neto (28)	95 - 102	1,34 - 1,44	41 - 47	1,47	0,08	1,26	0,08	1,03	0,09
Oliveira (8)	106 - 109	1,07 - 1,1	54 - 67	1,20	0,06	1,07	0,06	0,89	0,06
Al-Yousif e Regan (29)	80	0,98	21 - 23	1,36	0,12	1,13	0,17	0,86	0,17
Ferreira (30)	87 - 89	0,94 - 1,48	42 - 51	1,39	0,05	1,10	0,05	0,86	0,05
Vilhena et. al. (31)	65 - 67	1,2 - 1,4	51 - 55	1,32	0,01	1,12	0,04	0,80	0,04
Carvalho (32)	85 - 86	1,32	50 - 52	1,29	0,03	1,00	0,06	0,78	0,06
Mouro (33)	90 - 94	1,39 - 1,45	22 - 29	1,84	0,11	1,50	0,11	1,20	0,11
Damasceno (34)	89 - 99	0,56 - 1,22	39 - 42	1,23	0,13	1,10	0,02	0,88	0,02
Moraes Neto (35)	86 - 87	1,2 - 1,4	39 - 40	1,66	0,08	1,23	0,06	0,97	0,06
Média				1,45	1,15	0,95	101	117	71
COV (%)				17,25	14,06	12,92	8	16	5

Pode-se verificar que a maioria dos valores V_{exp}/V_{norma} estiveram acima do valor de referência. Seus resultados, comparados com o ACI 318 [5], foram piores, com 11% das lajes apresentando resultados contra à segurança. Deve-se destacar contudo, que o nível I de aproximação apresenta um menor rigor no grau de precisão, e sua aplicação é aconselhada para um pré-dimensionamento de estruturas. No caso do nível II de aproximação, observaram-se melhores resultados, tendo-se atingido uma média de 1,04 e coeficiente de variação de 14%. Ainda assim, obteve-se cerca de 38% de resultados contra a segurança.

Com a utilização do fator de flexão (λ) foi possível aprimorar as recomendações tanto do MC2010 quanto da NBR 6118. No caso do MC2010, a média aumentou para 1,10, mas o coeficiente de variação diminuiu para 13%. Além disso, foi possível reduzir significativamente o número de resultados contra a segurança, que passou de 38% para 21%. No caso da NBR 6118, a adoção dos fatores de flexão somada a redução do coeficiente de 0,18 para 0,16, fez com que seu rendimento melhorasse significativamente. A média ficou em torno de 1,14, mas o coeficiente de variação diminuiu para 11%. Mas o principal ganho qualitativo está relacionado com a quantidade de resultados contra a segurança, que foi redu-

zida para níveis mais aceitáveis, similares ao das demais normas, caindo de 71% para 10%.

Na Tabela 4 apresenta-se a avaliação das normas segundo o critério adaptado de Collins [9]. Segundo este critério, a NBR 6118 [3] foi a que apresentou maior penalidade (106 pontos) possuindo 19% dos valores na segunda faixa de classificação (entre 0,50 e 0,85), desfavorável à segurança. O fib Model Code 2010 [6, 7] no Nível I e o ACI 318 [5] foram também bastante penalizados, mas nesse caso por possuírem muitos resultados conservadores, tendo tido pontuação de 100 e 98 pontos, respectivamente. Já o MC2010 Nível II e o Eurocode 2 [4] foram as versões normativas (sem adaptações) com melhor performance segundo este critério, tendo tido penalidade de 65 e 43 pontos, respectivamente.

Com as adaptações sugeridas, a NBR 6118 [3] poderia apresentar melhorias significativas. É possível observar que sua penalização seria da ordem de 42 pontos, com a maioria dos resultados enquadrando-se na faixa de classificação onde a penalidade é igual a zero (entre 0,85 e 1,15). Com a aplicação do fator de flexão (λ) no fib Model Code 2010 [6, 7] Nível II, este seria o melhor critério para uso em projeto, com penalidade de apenas 40 pontos, a menor dentre todas as hipóteses avaliadas.

Tabela 3b – Comparação entre os resultados experimentais e os normativos

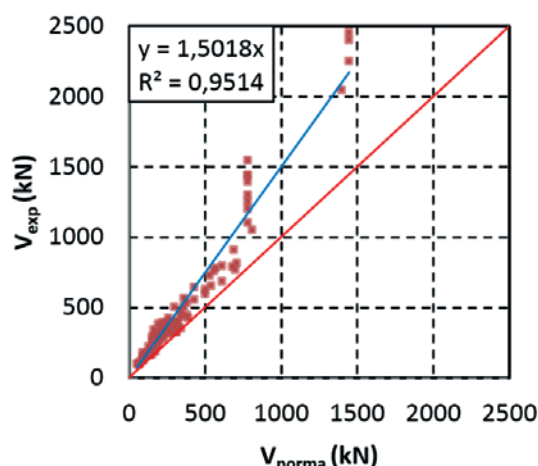
Autores	f_c (MPa)	V_{exp}/V_{norma}							
		NB1*+ λ		MC10 I		MC10 II		MC10 II+ λ	
		MED	COV	MED	COV	MED	COV	MED	COV
Forssel e Holmberg (19)	17	1,19	0,09	1,02	0,14	0,97	0,06	1,03	0,05
Elstner e Hognestad (20)	13 - 34	1,11	0,07	1,29	0,12	1,08	0,07	1,17	0,09
Mowrer e Vanderbilt (21)	15 - 28	1,02	0,06	1,11	0,20	1,03	0,13	1,09	0,12
Hawkins et. al (10)	23 - 32	1,11	0,06	1,04	0,07	0,95	0,07	1,09	0,11
Regan (22)	42 - 43	1,13	0,08	1,35	0,13	1,20	0,10	1,18	0,13
Regan (23)	21 - 36	1,13	0,06	1,54	0,14	1,02	0,11	1,06	0,11
Regan e Rezai-Jorabi (24)	29 - 31	1,00	0,01	1,38	0,05	1,08	0,04	1,11	0,05
Tomaszewicz (25)	64 - 119	1,22	0,07	1,94	0,09	1,05	0,05	1,07	0,05
Teng et al. (26)	33 - 40	1,15	0,08	1,30	0,22	0,99	0,17	1,06	0,16
Borges (27)	36 - 44	1,16	0,04	1,84	0,11	1,06	0,06	1,11	0,05
Lima Neto (28)	41 - 47	1,22	0,09	1,58	0,09	1,17	0,09	1,21	0,09
Oliveira (8)	54 - 67	1,09	0,05	1,39	0,19	0,92	0,10	0,99	0,09
Al-Yousif e Regan (29)	21 - 23	1,14	0,08	0,95	0,15	0,91	0,15	1,06	0,06
Ferreira (30)	42 - 51	0,98	0,05	1,49	0,05	1,13	0,06	1,13	0,06
Vilhena et. al. (31)	51 - 55	0,96	0,04	1,19	0,01	1,31	0,06	1,37	0,06
Carvalho (32)	50 - 52	0,96	0,02	0,75	0,24	0,81	0,14	0,87	0,06
Mouro (33)	22 - 29	1,44	0,11	1,86	0,11	1,29	0,11	1,36	0,11
Damasceno (34)	39 - 42	1,01	0,06	1,28	0,22	0,99	0,15	1,01	0,13
Moraes Neto (35)	39 - 40	1,15	0,04	1,48	0,27	1,05	0,16	1,10	0,14
	Média	1,14	1,14	1,45	1,45	1,04	1,04	1,10	1,10
	COV (%)	11,80	11,80	26,30	26,30	14,10	14,10	13,20	13,20

As Figuras 9 e 10 apresentam as linhas de tendência de cada método teórico em função do índice de retangularidade dos pilares. Fica claro para todos os métodos de projeto que existe uma tendência de redução da relação V_{exp}/V_{norma} com o aumento do índice de retangularidade. No caso das normas NBR 6118 [3], Eurocode 2 [4] e fib Model Code 2010 [6, 7], verifica-se a tendência de superestimar a resistência de lajes apoiadas em pilares retangulares, especialmente no caso da norma brasileira. As propostas de alterações feitas para a NBR 6118 [3] e o fib Model Code 2010 [6, 7] nível II corrigiram esta tendência de resultados inseguros, principalmente no caso da norma brasileira.

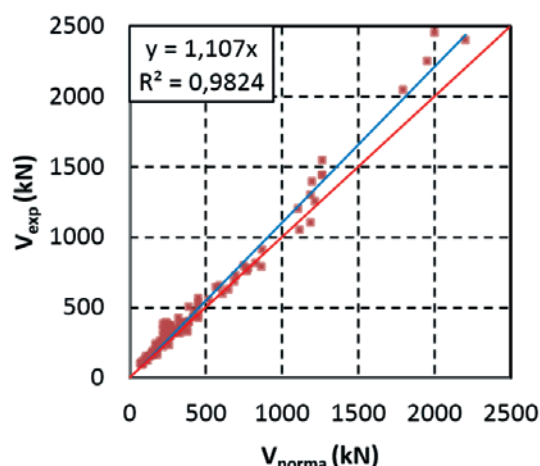
5. Conclusões

Este artigo utilizou resultados de ensaios experimentais de 131 lajes para a avaliação de diferentes recomendações para o dimensionamento à punção de ligações laje-pilar, em função das condições de contorno da ligação e do índice de retangularidade dos pilares. Observou-se que, de um modo geral, as recomendações do ACI 318 [5] e do fib Model Code 2010 [6, 7] em seu Nível I estão a favor da segurança, porém são conservadoras, indicando a possibilidade de ajustes a fim de evitar níveis exagerados de segurança. Já o Eurocode 2 [4] e o MC2010 em seu nível II de aproximação apresentaram resultados satisfatórios, com o MC2010 Nível II

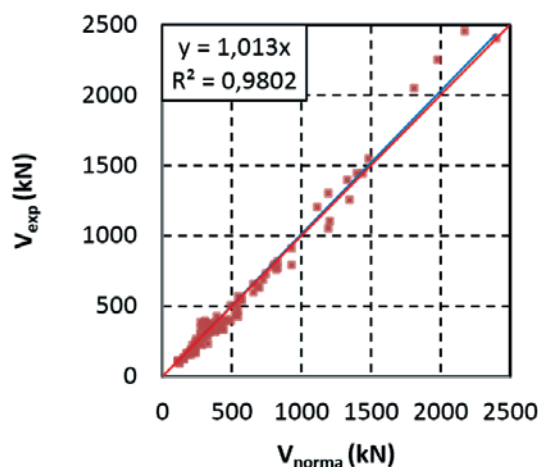
Figura 7 – Tendência dos resultados segundo diferentes teorias



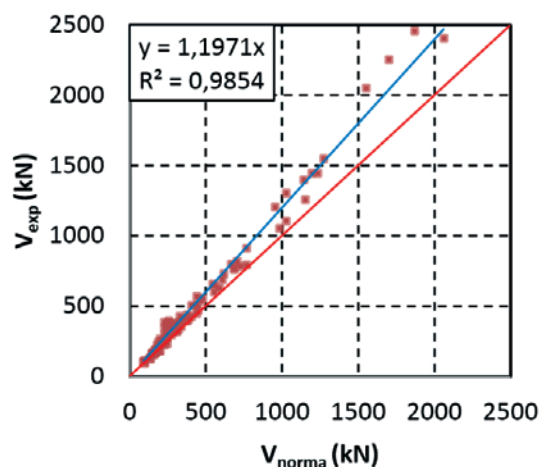
A ACI 318 (5)



B Eurocode 2 (4)



C NBR 6118 (3)



D NBR 6118* (3) + (Fator de Flexão)

sendo ligeiramente mais preciso, porém com 43% de resultados contra a segurança, contra 20% do Eurocode.

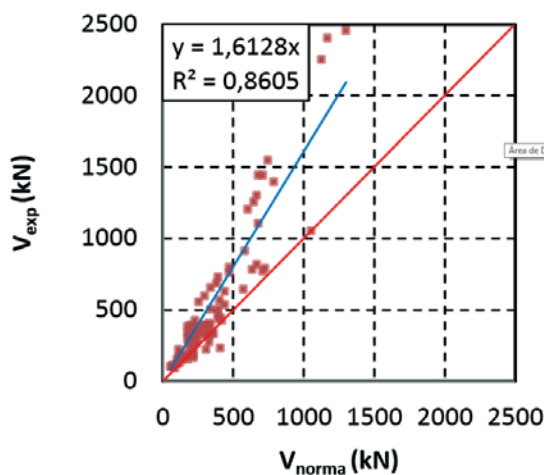
Os piores resultados foram observados para a NBR 6118 [3], que apresentou 77% de resultados contra a segurança. As adaptações propostas, tanto para o MC2010 Nível II quanto para a NBR 6118, mostraram-se efetivas, melhorando significativamente a qualidade dos resultados. No caso específico da NBR 6118, as adaptações reduziram o número de resultados contra a segurança e, em média, corrigiram a tendência de resultados inseguros com o aumento do índice de retangularidade. Deve-se destacar ainda que as propostas feitas são de simples implemen-

tação em termos de complexidade de cálculo. Espera-se que estes e outros trabalhos possam motivar uma discussão profunda sobre as recomendações atuais para o projeto de lajes lisas no Brasil, de modo a permitir que a norma brasileira reflita o estado da arte e os avanços obtidos com pesquisas realizadas no país e no exterior.

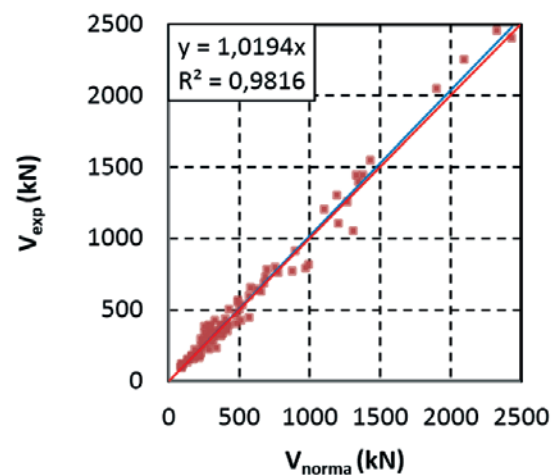
6. Agradecimentos

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

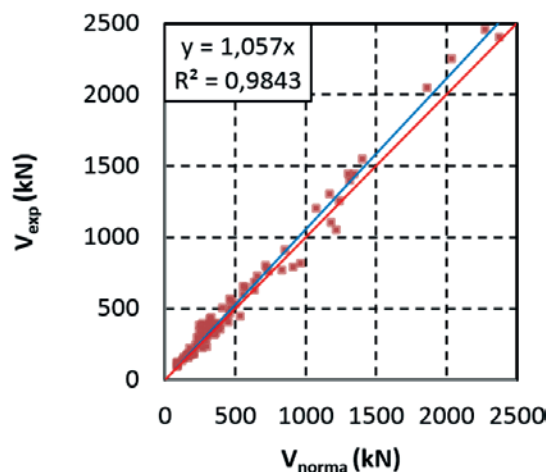
Figura 8 – Tendência dos resultados segundo diferentes teorias



A fib Model Code 2010 (6, 7) Nível I



B fib Model Code 2010 (6, 7) Nível II



C fib Model Code 2010 (6, 7) Nível II
+(Fator de Flexão)

Tabela 4 – Classificação segundo o critério de Collins (9)

		< 0,50	(0,50:0,85)	(0,85:1,15)	(1,15:2,00)	≥ 2,00	TOTAL
ACI	Nº de lajes	0	0	9	94	2	105
	Penal. total	0	0	0	94	4	98
EC2	Nº de lajes	0	0	62	43	0	105
	Penal. total	0	0	0	43	0	43
NB1	Nº de lajes	0	20	79	6	0	105
	Penal. total	0	100	0	6	0	106
NB1*+ λ	Nº de lajes	0	0	63	42	0	105
	Penal. total	0	0	0	42	0	42
MC10 I	Nº de lajes	0	3	26	67	9	105
	Penal. total	0	15	0	67	18	100
MC10 II	Nº de lajes	0	9	76	20	0	105
	Penal. total	0	45	0	20	0	65
MC10 II+ λ	Nº de lajes	0	2	73	30	0	105
	Penal. total	0	10	0	30	0	40

7. Referências

- MIDDLETON, R., Christchurch Earthquake Reconnaissance Part 1: The First 3 days [2011]. 1 fotografia, color. Disponível em: <http://reidmiddleton.wordpress.com/2011/03/14/5/>. Acesso em: 13 jan. 2013.
- FERREIRA, M. P., OLIVEIRA, D. R. C., Numerical Analysis of RC Flat Slabs under Flexure and Punching. IBRACON Structural Journal, Vol. 2, No. 3, 2006, pp. 371–392.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2007.
- 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.
- ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2011.
- Fédération Internationale du Béton (fib), Model Code 2010, final draft, vol. 1. fib, Bulletin 65, Lausanne, Switzerland, 2012, Vol. 2, 350 pp.
- Fédération Internationale du Béton (fib), Model Code 2010, final draft, vol. 2. fib, Bulletin 66, Lausanne, Switzerland, 2012, Vol. 2, 370 pp.
- OLIVEIRA, D. R. C., Análise experimental de lajes cogumelo de concreto armado com pilares retangulares. Tese de Doutorado, Publicação E.TD – 001A/2003, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2003. 214p.
- COLLINS, M.P. (2001). Evaluation of shear design procedures for concrete structures. A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design.
- HAWKINS, N.M., FALLSEN, H.B., HINOJOSA, R.C., Influence of Column Rectangularity on the Behavior of Flat Plate Structures, ACI Special Publication, Cracking, Deflection, and Ultimate Load of Concrete Slab Systems, Vol. SP-30, No. 6, 1971, pp. 127–146.
- OLIVEIRA, D. R. C.; REGAN, P. E.; MELO, G. S. S., Punching Resistance of RC Slabs with Rectangular Columns. Magazine of Concrete Research, Vol. 56, No. 3, London, 2004, pp. 123–138.
- MUTTONI, A., and SCHWARTZ, J., Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement, IABSE Colloquium, Vol. 62, Zurich, Switzerland, 1991, pp. 703–708.
- MUTTONI, A., Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Transverse Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 4, 2008, pp. 440–450.
- FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A., Applications of the critical shear crack theory to punching of R/C slabs with transverse reinforcement, ACI Structural Journal, Vol. 106, No. 4, 2009, pp. 485–494.
- SAGASETA, J., MUTTONI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M., TASSINARI, L., Non axis-symmetrical punching shear around internal columns of RC slabs without transverse reinforcement, Magazine of Concrete Research, Vol. 63, No. 6, 2011, pp. 441–457.
- Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford, 1993.
- 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, Vol. 5, No. 5, 2012, pp. 659–691.
- OLIVEIRA, M. H., PEREIRA FILHO, M. J. M., OLIVEIRA, D. R. C., FERREIRA, M. P., MELO, G. S. S. A., Punching

Figura 9 – Tendência dos resultados segundo diferentes teorias

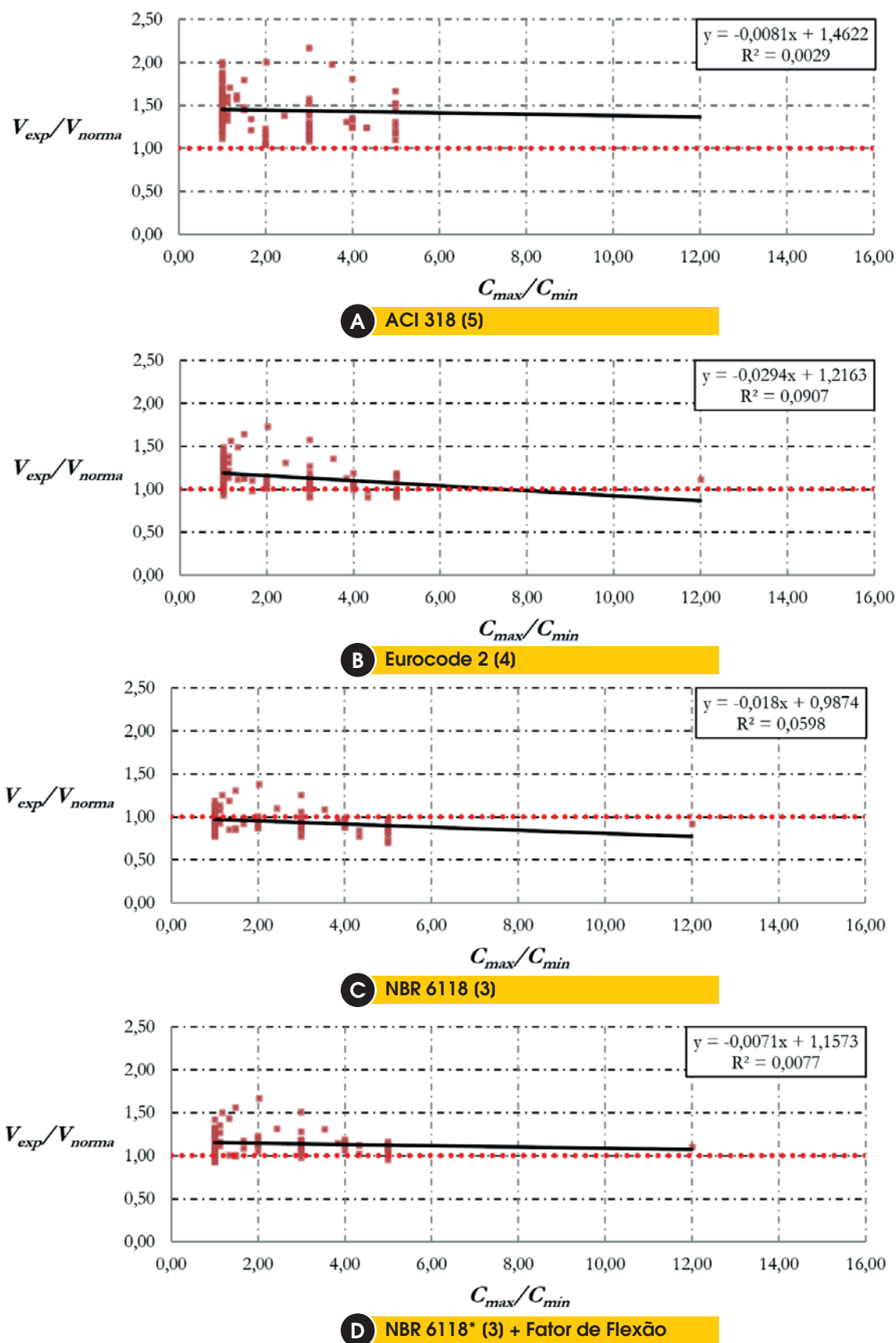
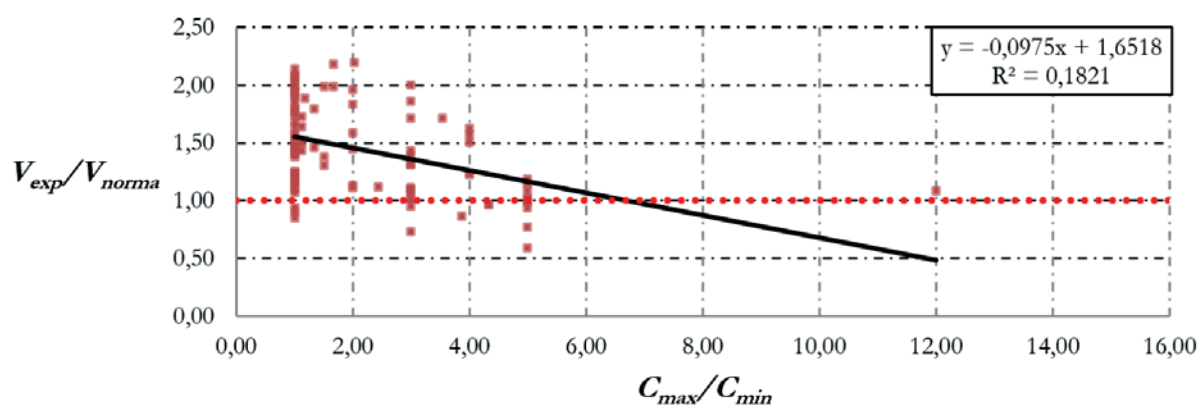
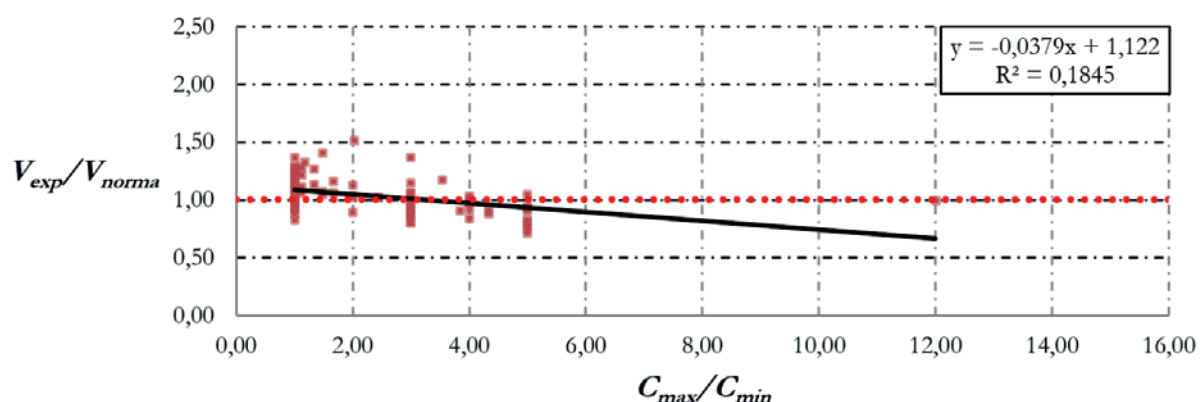


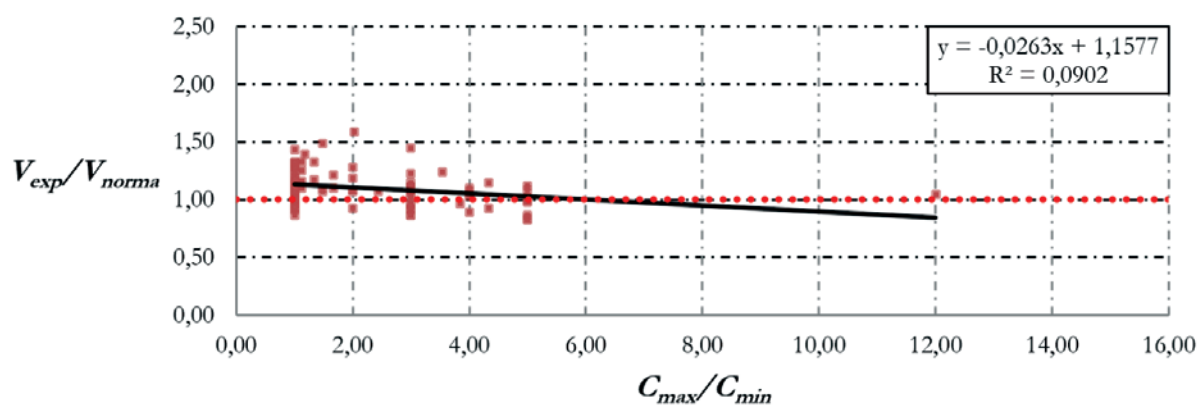
Figura 10 – Tendência dos resultados segundo diferentes teorias



A fib Model Code 2010 (6, 7) Nível I



B fib Model Code 2010 (6, 7) - Nível II



C fib Model Code 2010 (6, 7) - Nível II + Fator de Flexão

- resistance of internal slab-column connections with double-headed shear studs, *IBRACON Structures and Materials Journal*, Vol. 6, No. 5, 2013, pp. 681–714.
- [19] FORSSEL, C., HOLMBERG, A., Stämpellast pa plattor av betong. *Betong*, 1946, Vol. 31, No. 2, pp. 95–123.
- [20] ELSTNER, R. C., e HOGNESTAD, E., Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs. *Journal of the American Concrete Institute, Proceedings*, Vol. 53, No. 1, Jul. 1956, pp. 29–58.
- [21] MOWRER, R. D., VANDERBILT, M. D., Shear Strength of Lightweight Aggregate Reinforced Concrete. *ACI Journal*, 1967, Vol. 64, No. 11, November, pp. 722–729.
- [22] REGAN, P. E., Punching Shear in Prestressed Concrete Slab Bridges. *Polytechnic of Central London*, January 1983.
- [23] REGAN, P. E., Symmetric Punching of Reinforced Concrete Slabs. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 38, No. 136, Sep. 1986, pp 115–128.
- [24] REGAN, P. E., REZAI-JORABI, H., Shear Resistance of One-way Slabs Under Concentrated Loads. *ACI Structural Journal*, 1988, Vol. 85, No. 2, Mar-Apr, pp. 150–157.
- [25] TOMASZEWICZ, A., High-Strength Concrete. SP2 – Plates and Shells. Report 2.3 Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs. Report No. STF70 A93082, SINTEF Structures and Concrete, Trondheim, 1993, 36pp.
- [26] LEONG, K. K., TENG, S., Punching Shear Strength of Slabs with Openings and Supported on Rectangular Columns, *Nanyang Technological University, Singapore*, August 2000.
- [27] BORGES, L. L. J., Comportamento ao Puncionamento de Lajes Cogumelo com Pilares Retangulares e Furos de Grandes Dimensões, Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 2004.
- [28] LIMA NETO, A. F., 2003. Análise experimental na fase pós-puncionamento de lajes cogumelo de concreto armado. Dissertação de Mestrado. Publicação E. DM. 008A/2003. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília, DF.
- [29] AL-YOUSIF, A. T., REGAN, P. E., *Punching Resistances of RC Slabs Supported by Large and/or Elongated Columns*. *The Structural Engineer*, London, Mar. 2003, p. 30-34.
- [30] FERREIRA, M. P. Análise experimental de lajes lisas unidirecionais de concreto armado ao puncionamento simétrico ou assimétrico. Dissertação de Mestrado, Publicação CDD-22. Ed. 624.18342, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, PA, 2006.
- [31] VILHENA, A. E. R., NAHUN, K. A. R., PERES, M. D., OLIVEIRA, D. R. C., Análise experimental de lajes unidirecionais com pilares retangulares ao puncionamento simétrico. In: 48º Congresso Brasileiro do Concreto, 2006. Rio de Janeiro.
- [32] CARVALHO, A. S. de Análise Experimental de Laje Lisa de Concreto Armado de Alta Resistência com Metacaulim Apoiadas em Pilares Retangulares e Armada à Punção. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Dissertação de Mestrado, Belém, 2006.
- [33] MOURO, V.C, Punção em lajes cogumelo: estudo de retangularidade dos pilares - 2006 dissertação de mestrado (Universidade Federal de Goiás Escola de Engenharia Civil).
- [34] DAMASCENO, L.S. R, 2007. Análise experimental de lajes lisas unidirecionais de concreto armado com pilares retangulares ao puncionamento. Dissertação de Mestrado. publicação CDD - 22. Ed. 624.1834. Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2007.
- [35] MORAES NETO, B. N., Análise Experimental de Lajes Lisas Bidirecionais de Concreto Armado com Estribos Inclinados e Pilares Retangulares Sujeitas a Puncionamento Simétrico Belém, Pará, 2007.
- [36] MORAES NETO, B.N. (2013). Comportamento à Punção de Lajes Lisas em Concreto Reforçado com Fibras de Aço sob Carregamento Simétrico. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-001A/13 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 343 p.
- [37] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2014.

Potentialities of infrared thermography to assess damage in bonding between concrete and GFRP

Potencialidades da termografia infravermelha na avaliação de danos na aderência entre concreto e PRFV



M. M. CALDEIRA^a
marimartino@gmail.com

I. J. PADARATZ^b
padaratz@gmail.com

Abstract

This paper demonstrates the application of the active infrared thermography to detect damage in bonding between concrete and glass fiber reinforced polymer (GFRP). Specimens of concrete and mortar with GFRP externally bonded were prepared and at their interfaces were inserted polystyrene discs to simulate damages. The samples were divided into two groups. In group 1, one sample was correctly bonded by a GFRP plate to the concrete, but in the other three were inserted polystyrene discs which had different diameters to simulate damages in bonding. In group 2, all of the samples contained identical polystyrene discs at their interfaces, but the total thickness of each specimen was different, because the objective was to evaluate the ability of the camera to capture the simulated damage in depth. The experimental procedure was divided into two stages. In the first stage, four types of heating were used to heat samples of group 1: incandescent lamp, kiln, blended lamp and fan heater. Thus, it was possible to detect the damage and to observe its format and length. It was noticed that the infrared images are different depending on the heat source incident on the specimen. Therefore, group 2 was tested only for the more efficient heating (incandescent lamp). In the second stage, the infrared equipment was tested. Some of the parameters that must be inserted in the camera were varied in order to understand their influence on image formation. The results show the effectiveness of infrared thermography to assess adherence in GFRP/concrete interface. In the present work, the best results were obtained when the image is captured towards GFRP/concrete and using incandescent lamp. It was observed that the image and measured temperature suffer significant distortion when a false value was inserted for the parameter emissivity.

Keywords: infrared thermography, non destructive test, concrete, frp, debonding.

Resumo

Para demonstrar a potencialidade da aplicação da técnica da termografia infravermelha ativa para detecção de danos na aderência entre concreto e polímero reforçado com fibra de vidro (PRFV), são utilizados neste trabalho corpos de prova de concreto e argamassa colados externamente com PRFV, em cuja interface foram inseridos discos de EPS (poliestireno expandido) para simular danos. Os corpos de prova foram divididos em dois grupos. No grupo 1, em uma das amostras, a chapa de PRFV estava totalmente aderida ao concreto, nas outras três foram inseridos discos de EPS de diferentes diâmetros para simulação de regiões com falha de aderência. No grupo 2, todos os corpos de prova continham idênticos discos de EPS na interface, porém a espessura total de cada corpo de prova era diferente, pois o objetivo foi avaliar a capacidade da câmera em alcançar o dano simulado. O procedimento experimental dividiu-se em 2 etapas. Na primeira, foram utilizados 4 tipos de aquecimento para o grupo 1: lâmpada incandescente, estufa, lâmpada de mercúrio de alta pressão e termoventilador. Assim, foi possível detectar o dano e observar seu formato e extensão. Notou-se uma diferenciação das imagens devido à fonte de calor incidente no corpo de prova e por isso, o grupo 2 foi testado apenas para o aquecimento mais eficiente (lâmpada incandescente). Na segunda etapa, a câmera termográfica foi posta em evidência. Alguns dos parâmetros de ajuste que devem ser nela inseridos foram variados a fim de entender suas influências na formação da imagem e consequentemente na identificação do dano. Os resultados revelam a eficiência da termografia infravermelha para avaliar a aderência na interface concreto/PRFV. Neste trabalho, os melhores resultados foram obtidos quando a imagem foi captada para uma amostra aquecida no sentido PRFV/Concreto por lâmpada incandescente e para quando são inseridos na câmera infravermelha os parâmetros corretos, especialmente a emissividade térmica.

Palavras-chave: termografia infravermelha, ensaios não destrutivos, concreto, polímero reforçado com fibras, danos na aderência.

^a Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC), Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis-SC, Brasil;

^b Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), padaratz@gmail.com, Florianópolis-SC, Brasil.

1. Introduction

The combination of Glass Fibres Reinforced Polymer (GFRP) and concrete has gained increasingly attention in Civil Engineering by joining lightness and strength [1]. This application has been especially used as structural reinforcement.[2].

One of the main factors that influence the total strength of this arrangement is the correct adherence of the interface between these two materials once the right connection between FRP and concrete allows they work as an unit. [3]. Therefore, quality of interface adherence is needed and if a flaw is detected it must be localized and characterized[4].

A defect caused by incorrect adherence of FRP can only appear after bonding the polymer to a concrete surface. So, in order to detect flaws, the inspection has to identify it through the FRP. A quick, practical and possible solution is the use of a non destructive test known as infrared thermography [5][6].

Thus, the main objective of this paper is the evaluation of defects at FRP/concrete interface using the active infrared thermography. To do this, a qualitative analysis will be used and it will compare different thermal excitations and different defect positions (related to depth). Also, the behaviour of the thermal images will be evaluated when the infrared camera parameters are not correctly adjusted. Related to this topic, there is still a lack of research and so this paper intends to contribute to new experimental results and also compare them to previous works.

2. Infrared thermography and detection of defects at FRP/concrete interface by thermal excitation

There are already researches that present the infrared thermography as an efficient technique to evaluate defects at FRP/Concrete interface. One of them[7] uses water and air-filled debonds in different sizes. These simulated flaws were placed underneath the layer of the polymer and then samples were heated by two quartz tower heaters for 70 seconds. Some minutes after heating the images were captured. The results present the artificial defects quite evidently (shown up as "hot-spots") when the thermal images were analysed. So, the effectiveness of the method was proved.

Another paper [8] analyses different types of artificial flaws such as: timber, steel, Teflon and cork. The tests were performed considering two types of thermal excitation. Firstly, two photographic flashes were used adopting a duration pulse of 10 milliseconds and the frequency was set to 22Hz. Afterwards, two halogen lamps were used and they heat the area for 10, 30 and 60 seconds. Comparing the types of heating, the thermal contrast is not evident when the thermal excitation is made by short pulses. According to the authors, this could be improved if the sample surface had a more homogeneous thermal emissivity. On the other hand, heating an area using the halogen lamps showed a better contrast in the infrared image because, in this case, more thermal energy was provided to the sample's surface, if compared to the previous thermal excitation.

Another experimental work [9] evaluates different types of thermal excitation when applied infrared thermography. In this case, individual samples of composite material were subjected to infrared thermography in order to detect internal damages when exposed to impact. It was concluded that the convective heating presents

more effective results than incandescent lamps.

Like other scientific works previously cited, it is possible to notice the importance of choosing the type of heating when active infrared thermography inspections are performed in FRP, and therefore this is one of the issues which will be discussed in the present paper.

3. The thermal image formation and the influence of the inserting parameters in the infrared camera

The influence of the parameters which have to be inserted in the infrared camera is another important factor which also interferes in the infrared image formation, once these are the data that allow the temperature calculation and the adjustment of thermal image [10]. Thus, it is necessary to understand how this equipment works in order to study its calibration parameters.

The infrared camera is restricted to the infrared spectral band and its operation is based on the detection of infrared radiation emitted by bodies which forms "thermal images". This camera detects exclusively radiant thermal energy from bodies' surfaces, so it does not detect the reflected visible light, which means that the thermal images can be obtained even in total darkness.

If the camera is pointed to an object, it receives emitted radiation from the object's surface and from the environment adjacent to the body. Both are attenuated by atmosphere before they reach the camera. The camera receives also a third contribution: radiation emitted from the atmosphere, as Figure 1 illustrates.

Figure 1 illustrates the total radiation potency that the camera receives (W_{tot}).

So:

$$W_{tot} = \varepsilon \tau W_{obj} + (1 - \varepsilon) \tau W_{refl} + (1 - \tau) W_{atm} \quad (1)$$

W_{tot} : Total potency [W]

W_{obj} : Potency of radiation emitted by object [W]

W_{refl} : Potency of radiation emitted by adjacent environment [W]

W_{atm} : Potency of radiation emitted by atmosphere [W]

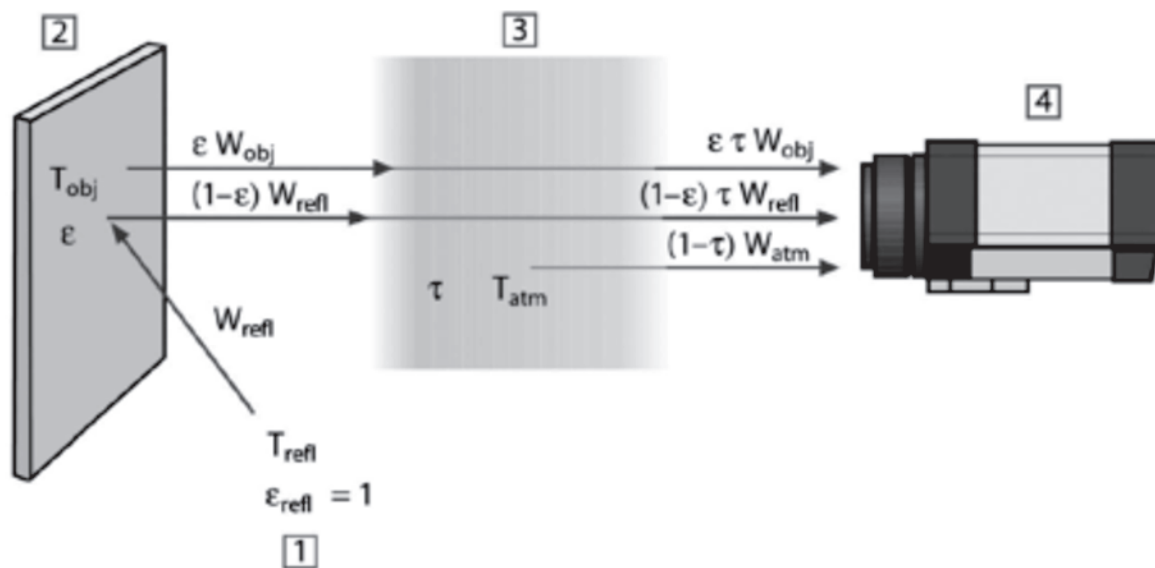
ε : Object's emittance [no unity]

τ : Atmosphere transmittance [no unity]

So, in order to better analyse the infrared thermography inspections when considered defects at FRP/concrete interface, it is necessary to study some parameters which are inserted in the infrared camera such as: thermal emissivity, distance from the lens to the object, and temperature and humidity of the environment.

In relation to this subject, scientific works are more focused on evaluation of thermal emissivity. One of these works [11] surveyed about what would be the best technique of thermal emissivity measurement. The paper calls attention to the uncertainty of thermal emissivity tabulated values because they are not often valid for insertion into infrared camera. Another important point considered in this study was the accuracy of emissivity measurement once it can affect the precision of thermal measurement. Other author [12], has observed that thermal emissivity is one of the main reasons why theoretical and experimental results do not coincide when considered defects in ceramic materials applying the infrared thermography method.

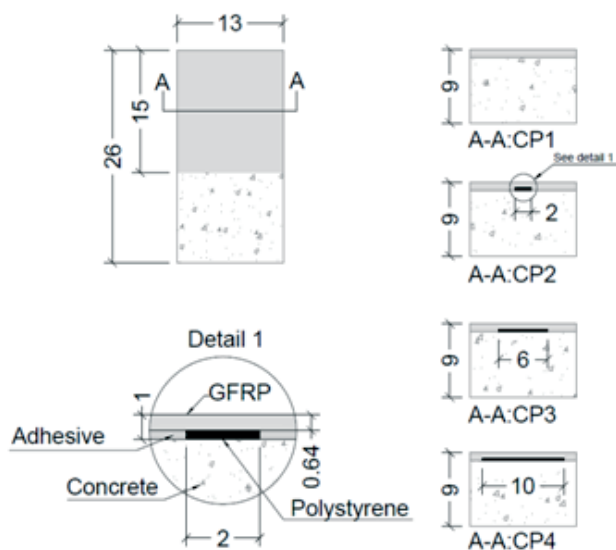
Figure 1 – Schematic representation of a thermographic measurement. 1) adjacent ambient, 2) object, 3) atmosphere, 4) camera. T_{obj} : object's temperature, T_{refl} : reflected temperature, T_{atm} : atmosphere temperature (room temperature). W_{obj} : radiation potency emitted by object, W_{refl} : radiation potency emitted by adjacent ambient, W_{atm} : radiation potency emitted by atmosphere (17)



The scientific works previously cited demonstrate the relevance of the study of the parameters that must be inserted into the infrared

camera. However, it is noteworthy that, despite the extensive literature research carried out, no parametric studies of these parameters were found and so this is one of the purposes of this work. Therefore, this article presents also an unprecedented contribution to the study of the parameters to be inserted into the infrared camera, assisting in the extension and deepening of this subject.

Figure 2 – Samples of group 1 (measurement in cm)

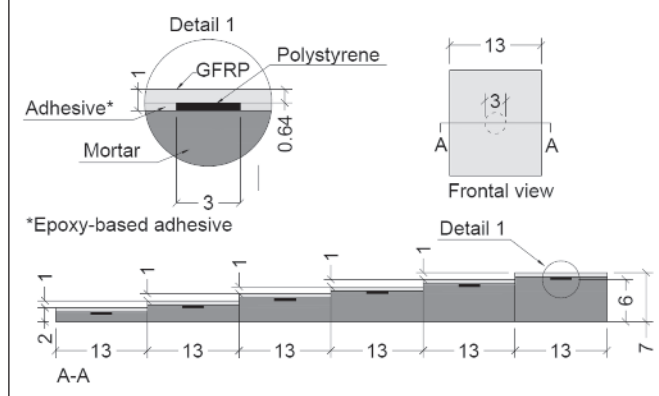


4. Materials and experimental program

4.1 Characteristics of the samples

Samples were divided in two different groups: group 1 and group 2. Group 1 consists of four concrete samples whose dimensions were 26.0 x 13.0 cm and 9.0 cm of thickness. In one of the faces of the samples a GFRP sheet (15.0 x 13.0 cm and 0.635 cm of thickness) was adhered by epoxy resin. Only in one sample of group one, the GFRP sheet was totally adhered to the concrete whereas in the remaining three thin polystyrene discs were inserted underneath the GFRP sheet to simulate a debonding. These discs had different diameters for each sample: 2, 6 and 10 cm. Group two consists of six samples of 15.0 x 13.0 cm. Each sample had different thicknesses: 7, 6, 5, 4, 3 and 2 cm. A GFRP sheet of 15.0 x 13.0 and 0.635 cm of thickness was bonded at one of the samples surface. All of them had a thin polystyrene disc of 3 cm diameter underneath GFRP sheet as shown in Figure 3. An epoxy resin was applied to bond the GFRP to the concrete surface, except in the area of the polystyrene disc. All samples were at an age greater than 180 days when tested and at this age the heat of hydration does not influence their temperatures [13].

**Figure 3 – Samples of group 2
(measurement in cm)**



4.2 Samples heating

Before capturing infrared images, samples were subjected to previous heating. The type of heating was: kiln, incandescent lamp (200 Watts), high-pressure sodium lamp (250 Watts) and convection heater (1500 Watts).

Samples were placed in kiln for 24 hours at 32° C. However, considering the heating by lamp (incandescent lamp or high-pressure sodium lamp) the front surface of samples was positioned perpendicular to the lamp, which was 12 cm above the sample, for 5 minutes. The convection heater was placed 14 cm from the front face of the specimen which was heated for 6 minutes. It is important to note that the convection heater was not perpendicular to the central point of simulated damage because the heat concentration

does not occur in the centre of the appliance. For each new heating, a rest period of 24 hours was provided so that the specimens could reach a thermal equilibrium condition with the ambient and thus they could be subjected again to another heating heat source. In group 1, infrared images were captured towards GFRP-concrete, but in group two, images were captured towards concrete-GFRP, one minute after removing the heat source in both cases.

After testing the different types of heating to group one, results showed that when samples were heated by incandescent lamp, the best infrared images were obtained. So, this kind of heating was used to test samples of group two.

An infrared camera was used to capture the images. This device was a FLIR B400, specific for inspection buildings, available on Non Destructive Research Group (GPEND) at Federal University of Santa Catarina.

4.3 Parameters of infrared camera

In order to evaluate the parameters which must be inserted in the camera, the samples of group one were used and they were heated by incandescent lamp. In this case, the temperature and humidity of the environment were set according to the weather forecast of Florianópolis –SC, Brazil, on the day and time of the experiment, as shown in Table 1. In order to calibrate thermal emissivity, the procedures recommended by the camera manufacturer's manual were adopted.

As thermal emissivity of materials considered in this experiment are height and the ambient is not subjected to strong heat sources, the parameters of "Reflected Apparent Temperature" does not influence the final result and so it does not need to be set. The value inserted was 20°C.

Table 1 also shows the measured values of the parameters, i.e. the values of ambient temperature, humidity, distance from lens to object and emissivity which were obtained in the moment of the experiment. The measured values are named "real values" or "real parameters".

Afterwards, the variation of parameters which will be inserted in the camera was defined so that the difference between images (or temperatures) captured when included real or false parameters could be observed.

Tables 2 to 5 present how the parameters were varied and which were the values inserted in the camera, for each case. It was noted that the distance from lens to object is the only parameter which can be varied considering the "real value", and so two different distances were adopted: 1m and 5 m.

While one parameter was varied, the other parameters were set to the real measurements. In case of distance from lens to object the standard adopted was 1 m distance.

Table 1 – Real values (or measured values) of parameters

Parameters	Measured values
Temperature	17°C
Relative air humidity	64%
Thermal emissivity	0.96
Distances lens-object	1m
	5m

Table 2 – Real value and variations of room temperature

Room temperature (°C)					
Variations					
0%	30%	60%	100%	150%	200%
17	22.1	27.2	34.0	42.5	51.0

Table 3 – Real value and variations of thermal emissivity

Thermal emissivity			
Variations			
0%	-30%	-60%	-90%
0.96	0.7	0.4	0.1

Table 4 – Real value and variations of relative air humidity

Relative air humidity (%)				
Variations				
0%	+30%	-30%	-60%	-90%
64	83	45	26	6

The infrared images were captured for each sample of group 1, for each variation of parameter, after being heated by incandescent lamp located 12 cm distant from the surface sample, for 5 minutes. In this case, a special function of the camera which allows the measurement of one point in the image was used. The chosen point was the centre of the artificial defect.

If one parameter is varied, it is expected a different result (or a different infrared image). However, a careful analysis is needed because when the heating stops the natural tendency is that the temperature of the sample decreases to reach the thermal equilibrium. Thus, the analysis must not consider this decrease as an error caused by the insertion of false parameter. To solve this problem, the capture of infrared images followed the next sequence: firstly, images were captured when inserted real parameters, then images were captured setting false parameters and finally images were captured again when inserted the real parameters.

Despite the short period of time between the first and the second measurement (less than 1 minute), the sample still loses heat because of its thermal properties. So, recording the infrared image using real parameters twice (first and last image recorded) indicates whether the decrease of temperature is related to the setting of parameters or not.

Scientific studies already proves the efficiency of infrared thermography to detect flaws at FRP/concrete interface[14][15][16]. How-

Table 5 – Real values and variations of distance lens-object

Distance lens-object (m)				
Real	Variations			
0%	+30%	-30%	-60%	-90%
1	2	5	10	15
5	1	2	10	15

ever, this article analyses this subject even deeper providing results of an assessment for different types of heating and evaluates the infrared image for different situations, as it will be shown next.

5. Results and discussion

5.1 Samples of group 1

The infrared images captured for samples of group 1, after heating using incandescent lamp (Figures 4 to 7), show clearly the location and shape of the artificial defect. It is important to note that the difference of temperature between the location of the defect and the sound area increases as the defect becomes greater.

When the kiln was used to heat the same samples, it was not so easy to observe the defects in infrared images and so, two special camera functions named “above” and “below” were used. At the moment the samples were removed from kiln two images were captured: the first one shows in infrared only temperatures above the temperature marked in the white square (on the right of image) and the second one present the lower temperatures, as shown in Figures 8 to 15. In this case, the defect is visible, but not as visible as when samples were heated by incandescent lamp.

Figure 4 – CP1, group 1, complete adherence, heated by incandescent lamp



Figure 5 – CP2, group 1, EPS $\phi=2$ cm, heated by incandescent lamp

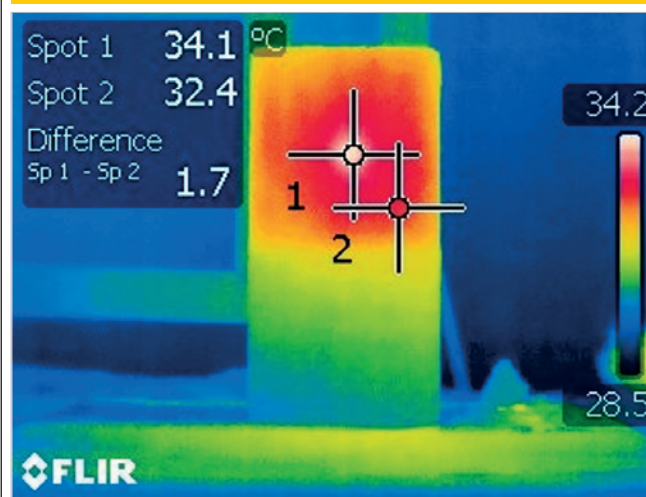


Figure 6 – CP3, group 1, EPS $\phi=6$ cm, heated by incandescent lamp

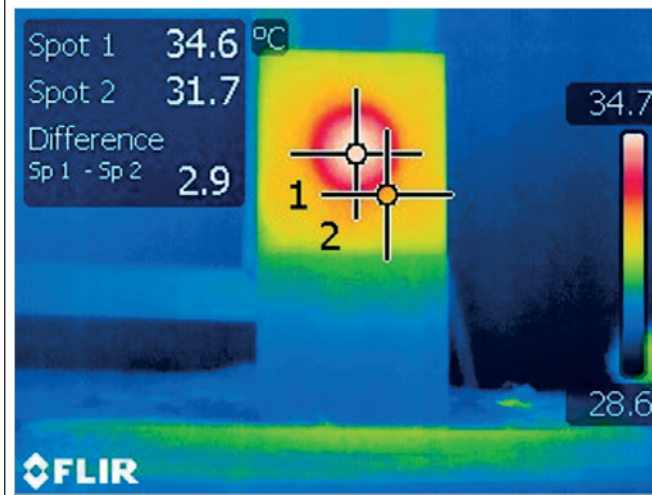
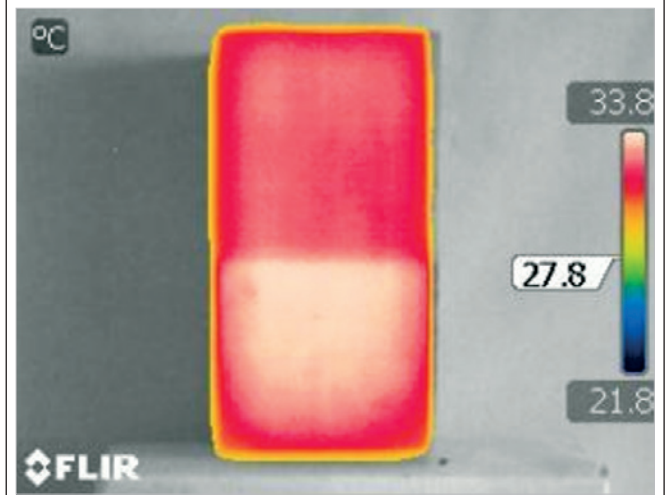


Figure 8 – CP1, group 1, complete adherence, kiln, higher temperatures (function “above”)



The results shown in Figures 16 to 19 are related to heating samples using the convection heater.

The convection heater could rise even more the temperature of samples and this means that the defect can be clearly visible. Nonetheless, the heating was not uniform and this can induce to mistaken interpretation of results. For example, it is possible to conclude that there is a defect in the bottom left of CP1 (Figure 16). The other images also present higher temperatures in the top left corner which could be wrongly interpreted as a small defect. So, the conclusion is that the larger the defect is, if the convection heater is correctly positioned, the better the result is. Figures 18 and 19 prove this affirmation once the polystyrene contour disc appears clearly and the heat build-up in the upper left side is less visible.

Finally, the results of experiments using high-pressure sodium lamp are shown in Figures 20 to 23.

In this case, the difference of temperature between the place where the defect is and the sound area is small, but it increases when the defect dimension increases. Furthermore, as the emission of heating is not high, the image loses some clearness, if compared to the images obtained for the other heat sources studied.

Comparing the four heating sources used in samples of group 1, it was observed a better resolution when images were captured after being heated by incandescent lamp. Thus, only this heating device was applied on samples of group 2, as the main aim next is to work out how deep it could be reached by the infrared camera to detect the defect.

Figure 7 – CP4, group 1, EPS $\phi=10$ cm, heated by incandescent lamp

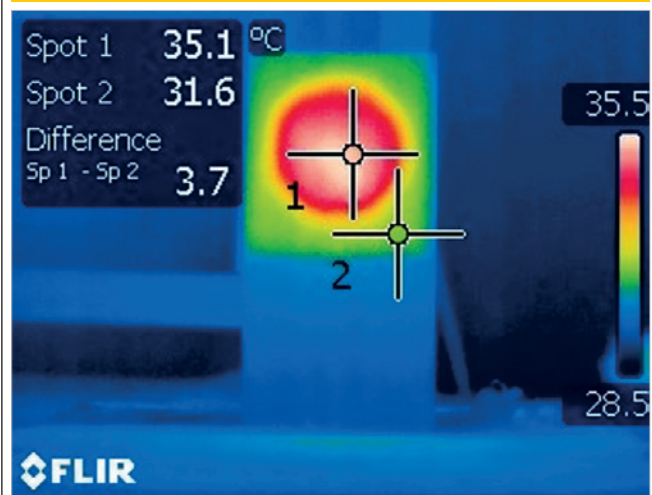


Figure 9 – CP1, group 1, complete adherence, kiln, lower temperatures (function “below”)

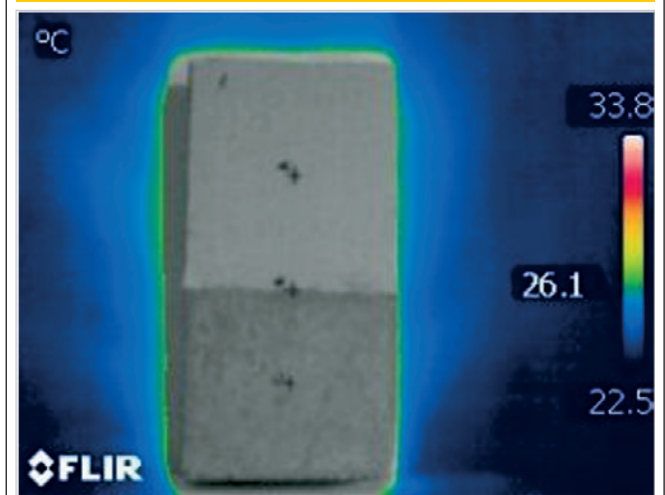


Figure 10 – CP2, group1, EPS $\phi=2$ cm, kiln, higher temperatures (function “above”)

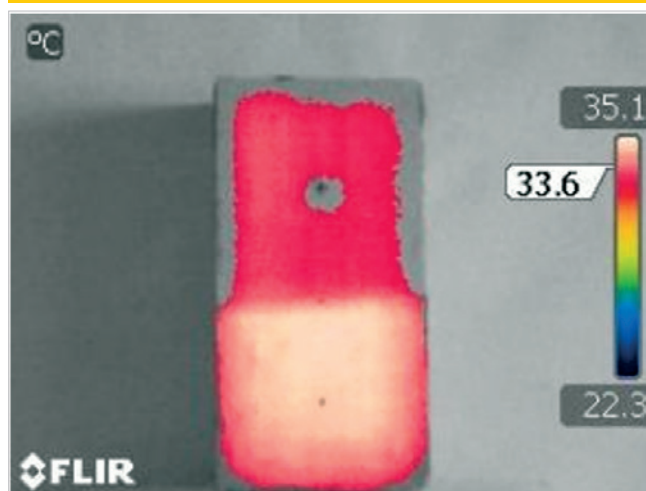


Figure 13 – CP3 group1, EPS $\phi=6$ cm, kiln, lower temperatures (function “below”)

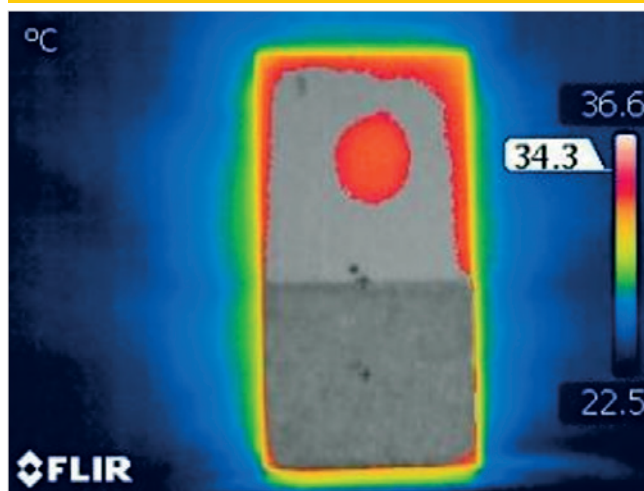


Figure 11 – CP2, group 1, EPS $\phi=2$ cm, kiln, lower temperatures (function “below”)



Figure 14 – CP4, group1, EPS $\phi=10$ cm, kiln, higher temperatures (function “above”)

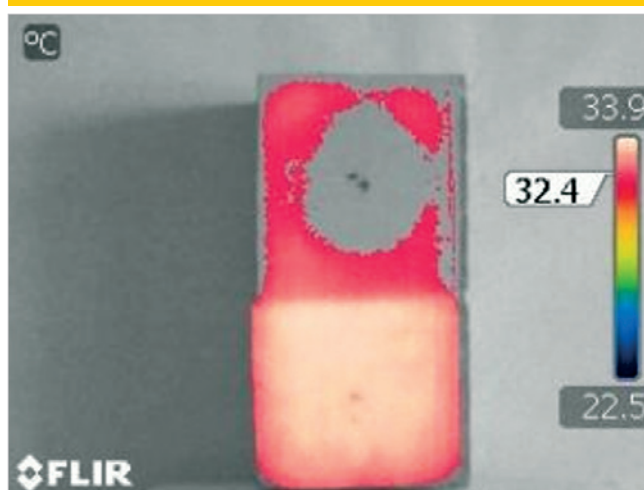


Figure 12 – CP3, group1, EPS $\phi=6$ cm, kiln, higher temperatures (function “above”)

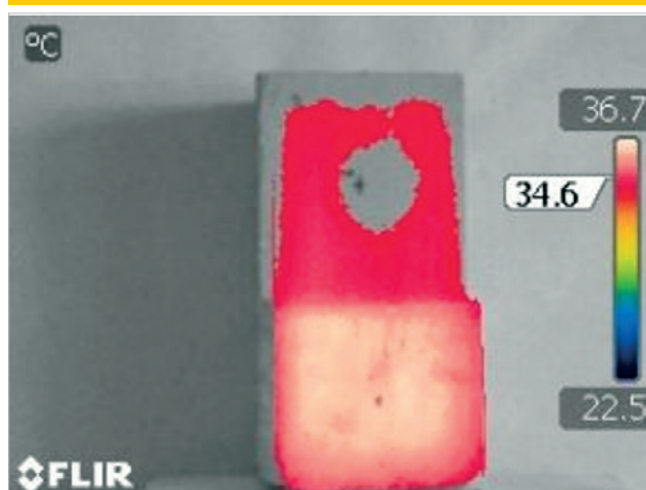


Figure 15 – CP4, group1, EPS $\phi=10$ cm, kiln, lower temperatures (function “below”)

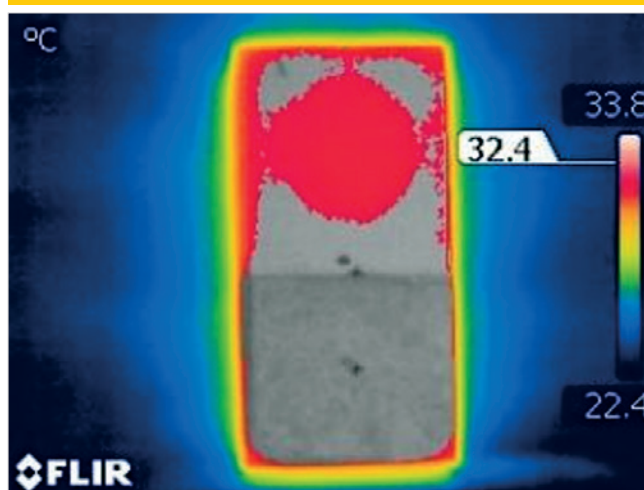


Figure 16 - CP1, group 1, complete adherence, heated by convection heater

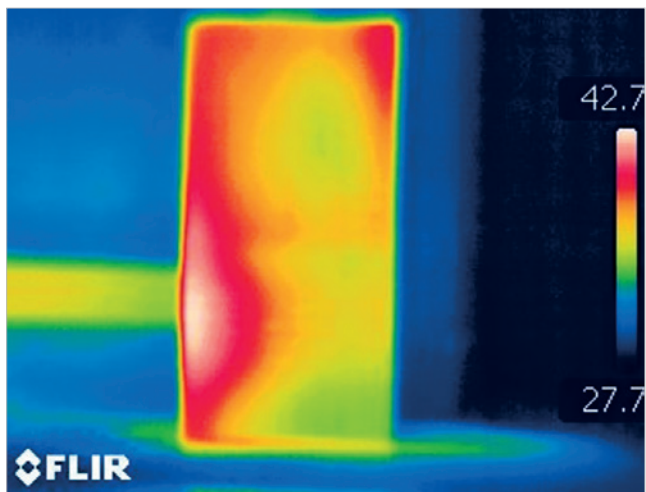


Figure 19 - CP4, group 1, EPS $\phi=10$ cm, heated by convection heater

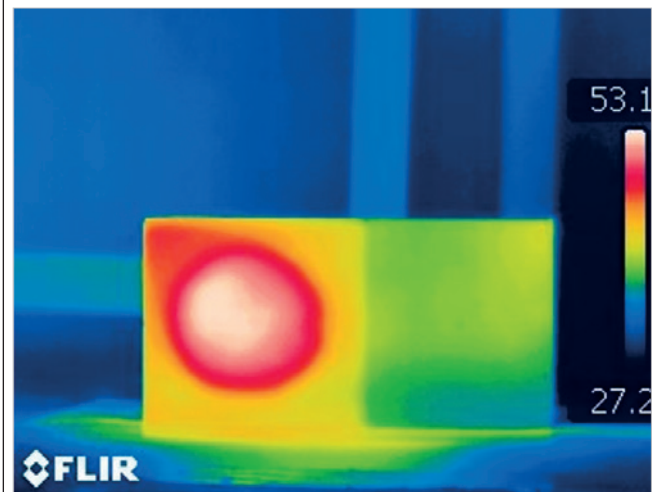


Figure 17 - CP2, group 1, EPS $\phi=2$ cm, heated by convection heater

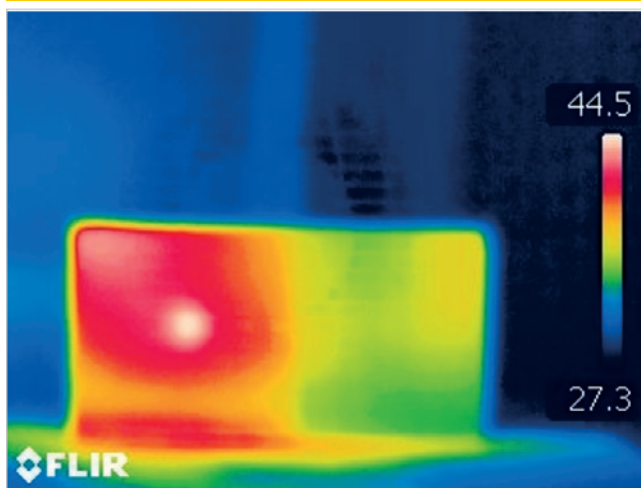


Figure 20 - CP1, group 1, complete adherence, heated by high-pressure sodium lamp

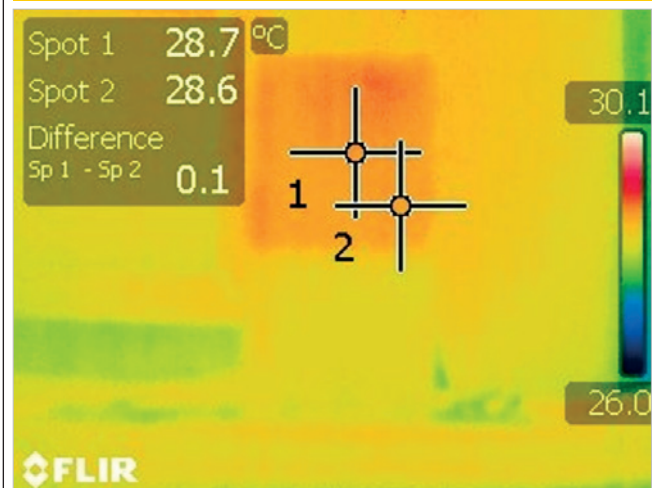


Figure 18 - CP3, group 1, EPS $\phi=6$ cm, heated by convection heater

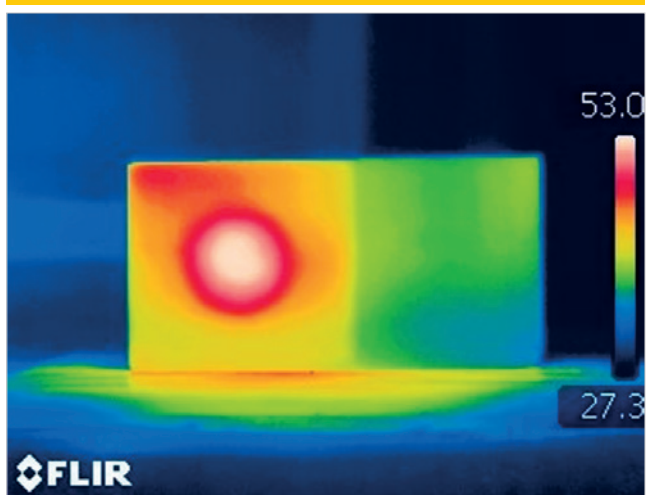


Figure 21 - CP2, group 1, EPS $\phi=2$ cm, heated by high-pressure sodium lamp

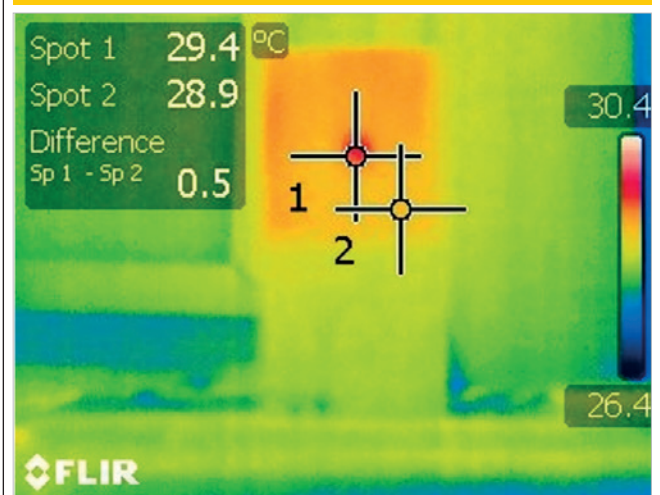


Figure 22 – CP3, group 1, EPS $\phi=6$ cm, heated by high-pressure sodium lamp

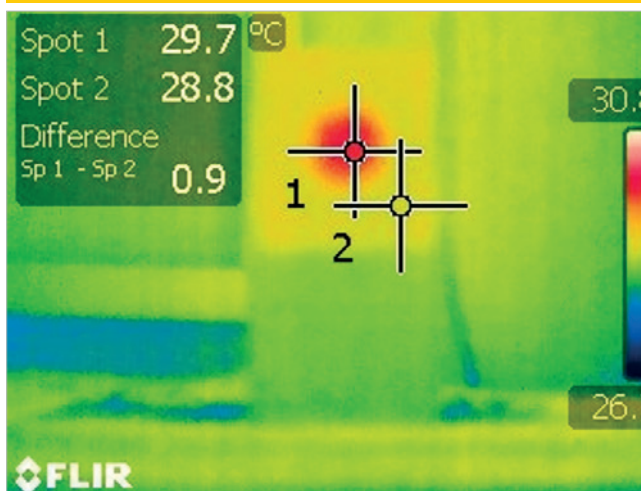


Figure 25 – CP2, group 2, height 3 cm

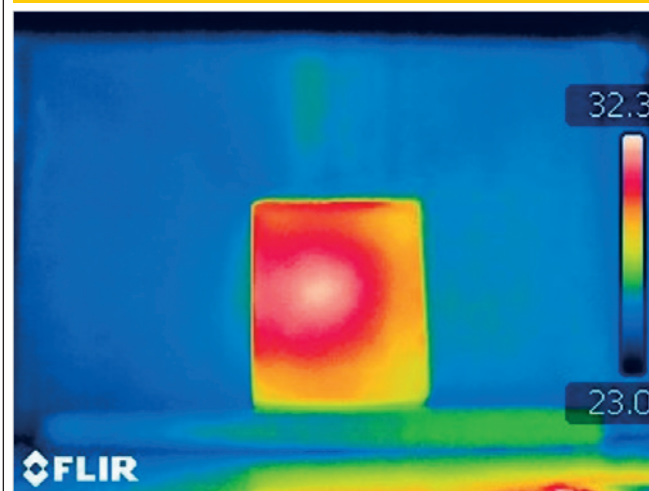


Figure 23 – CP4, group 1, EPS $\phi=10$ cm, heated by high-pressure sodium lamp

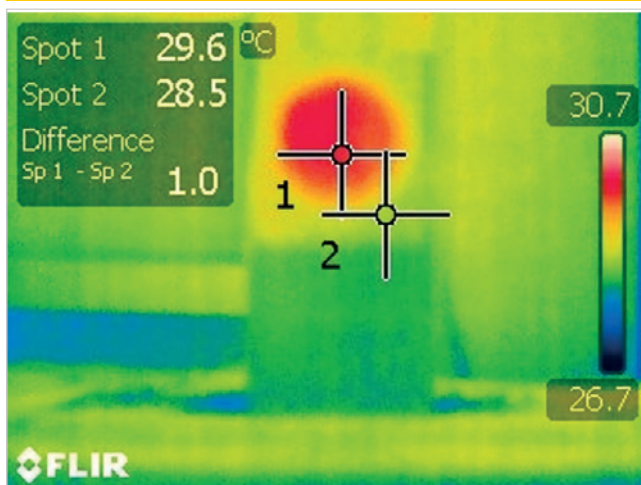


Figure 26 – CP3, group 2, height 4 cm

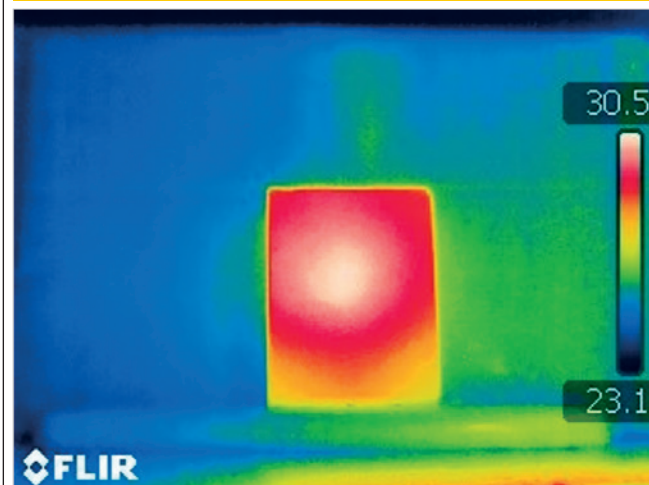


Figure 24 – CP1, group 2, height 2 cm

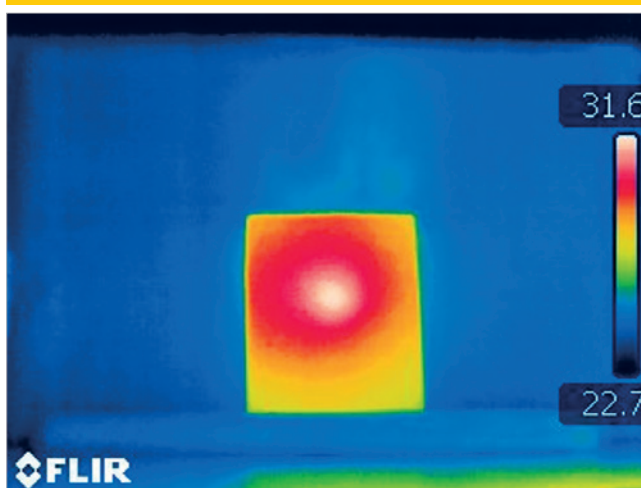
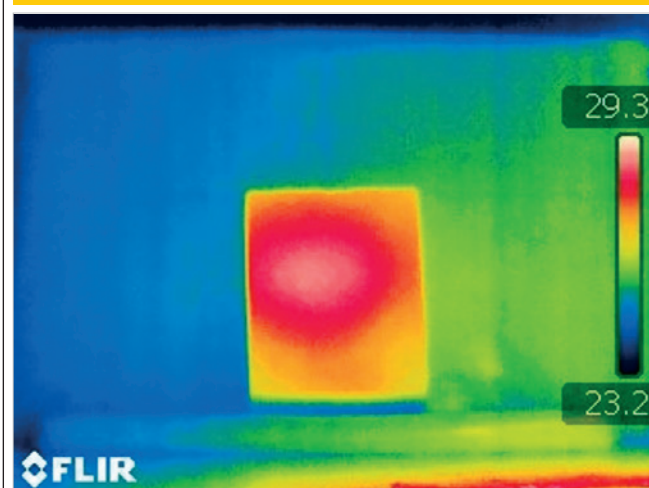


Figure 27 – CP4, group 2, height 5 cm



5.2 Samples of group 2

The results related to samples of group 2 are shown in Figures 24 to 29. In Figure 26, it is noted that from 4 cm mortar thickness (or 5cm total sample height) the image appear less clear than the previous and this lack of clearness has worsened with the increase in mortar layer (or the depth of the damage).

However, it is important to remark that this result is valid only for these experiment conditions: incandescent lamp heating and the time of heating. If the time of heating was increased, for example, one might infer that it should be possible to detect a sample defect located at greater depths. Nonetheless, it does not mean that heating time can be indiscriminately elevated in order to reach the visualization of a greater depth of defect, because an excessive heating can damage the FRP system, impair the adhesion and also the material strength. Summarizing, the excessive heating can weaken and even cancel the structural function of FRP system[17].

5.3 Inserting parameters for the infrared camera

Considering samples of group 1 heated by incandescent lamp,

some wrong parameters were purposefully inserted in infrared camera and so the infrared images were compared taking into account their temperatures and the differences between images.

Firstly, the focus was in inserting in the infrared camera greater values of "distance from lens to object" than the ones of the real situation. It is shown in Figure 30 that despite the decrease of temperature values in the point of the defect, it is not possible to assert that this is an effect caused by the insertion of false parameters. The decrease of temperature values also occurs between the first and the last measurement, which have exactly the same parameters inserted. Therefore, this fact might be only due to the natural condition of thermal equilibrium. Thus, if the camera is positioned 1 m distant from the target and if there is an increase of values of "distance from lens to object", there will be no influence in the result of sample temperature when it is measured with the infrared camera.

Figure 31 present the results when considered the 5m real distance (from lens to object).

Once again, it is possible to notice the gradual decrease of temperature between the first and the last measurement which have identical parameters. Thus, also in this case, there will be no

Figure 28 – CP5, group 2, height 6 cm

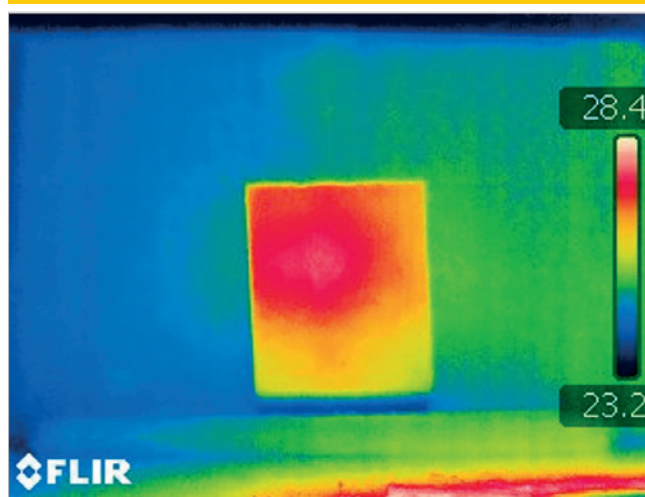


Figure 30 – Graphic of variation of temperature in the point of artificial defect and the variation of parameter "distance lens-object" (real distance = 1 m)

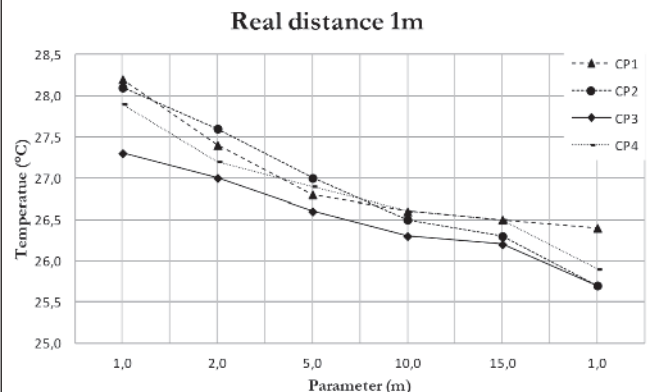


Figure 29 – CP6, group 2, height 7 cm

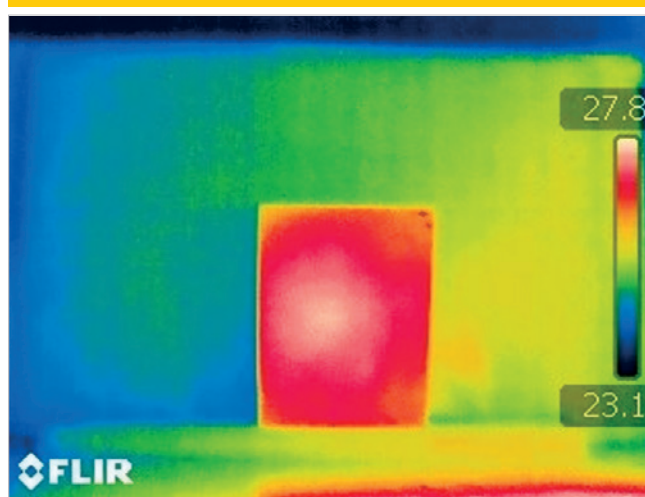


Figure 31 – Graphic of variation of temperature in the point of artificial defect and the variation of parameter "distance lens-object" (real distance =5 m)

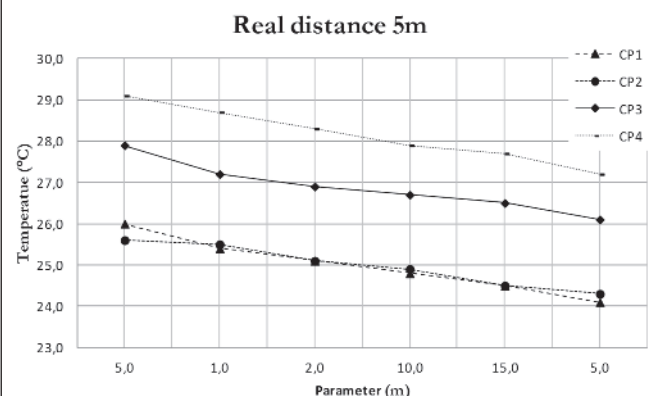
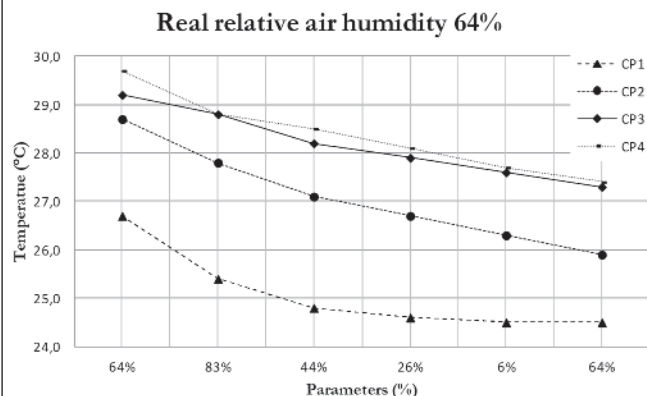


Figure 32 – Graphic of variation of temperature in the point of artificial defect and the variation of parameter “relative air humidity” (real relative air humidity = 64%)



influence in the result of sample temperature when the camera is positioned 5 m distant to the target.

Similarly to the previous case, the infrared images also do not present significant contrast differences.

However, if the focus is only in the difference of temperature between samples, it can be noteworthy that, considering 5m distance from lens to object, there is a relation between the size of the defect and temperature: the larger the defect is, the higher the measured temperature in the central point of the defect will be. This is shown in Figure 31.

In Figure 31, the temperature value in the 2cm artificial defect (sample CP2) is very close to the temperature of sample CP1, which have no artificial defect. However, it is noteworthy that the temperature value in 6cm artificial defect (sample CP3) is higher

Figure 33 – Graphic of variation of temperature in the point of artificial defect and the variation of parameter “room temperature” (real room temperature = 17°C)

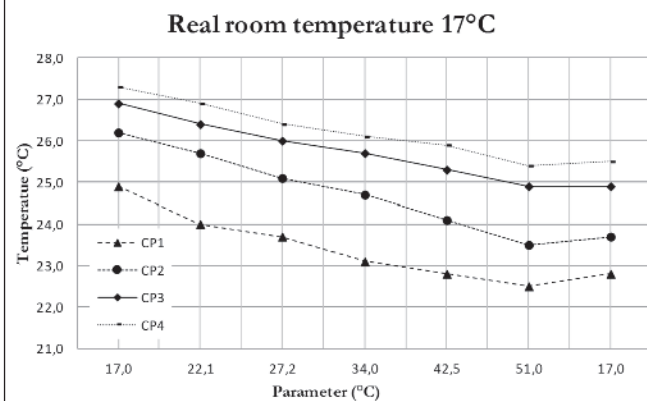
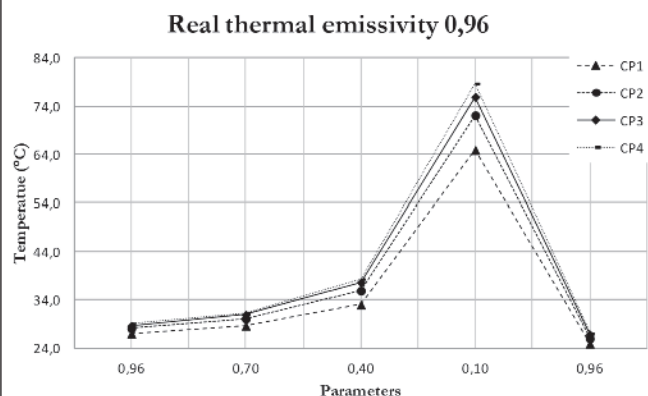


Figure 34 – Graphic of variation of temperature in the point of artificial defect and the variation of parameter of thermal emissivity (real thermal emissivity = 0.96)



than CP1 (no defect) and CP2 (2cm artificial defect) and lower than CP4 (10 cm defect). The conclusion is that the measurement of temperature of small subsurface damages is impaired when the infrared camera is moved away from the target.

In Figures 32 and 33, the results of variation of parameters of relative humidity and room temperature are respectively shown.

In Figure 32 it is shown that there is an influence if the inserted room temperature is higher than real because there is a small rise in the graphic lines. However, this rises are less than 0.5°C even if the values inserted are very far from real. Thus, the insertion of these false room temperatures can lead to a slight decrease of measurement of temperatures, if compared to real temperatures. Nonetheless, the influence of relative air humidity (Figure 33) does not present any abnormality of line graphic decay and thus this behaviour can be attributed to the thermal equilibrium.

In Figure 34, is shown that the variation of thermal emissivity has definitely influenced the measurement of temperature when using the infrared camera, because it had a significant increase when the value of thermal emissivity inserted was small.

Form figures 35 and 36 one may infer that the visual detection of damages is not impaired when the thermal emissivity inserted in IR camera is far from the real value.

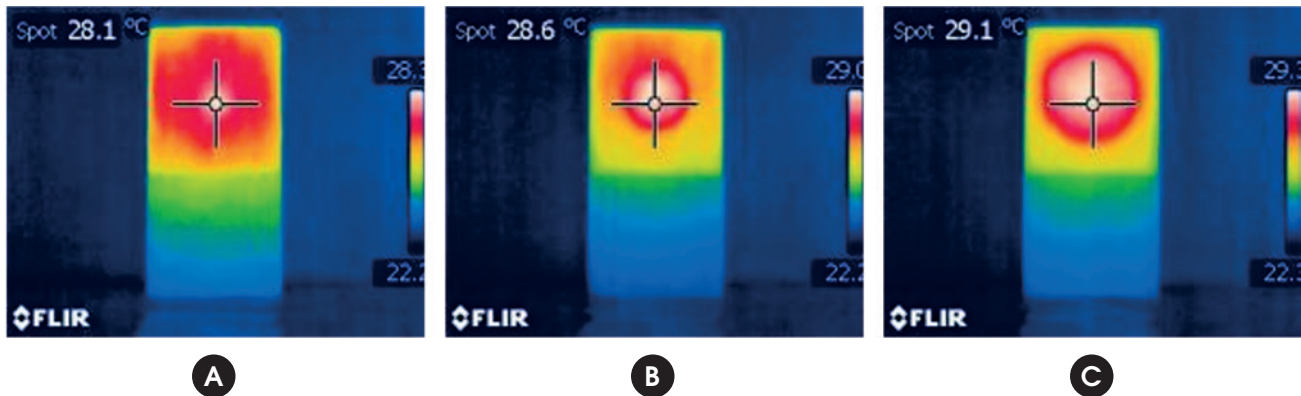
6. Conclusions

Comparing the different types of heating, it is observed that the incandescent lamp is the best device because it allows the identification of the simulated lack of adherence. However, some analysis must be considered if the type of heating is taken into account.

Despite the fact that the incandescent lamp provides clearer infrared images when used as source of heating, its disadvantage is that it consumes too much energy and also that it has poor durability. It does not happen if the high-pressure sodium lamp is used, because the latter is more economic.

Nonetheless, the choice of the heat source depends on how and where the inspection will be performed. If the ambient has

Figure 35 – Infrared images indicating the temperature in the point of the artificial defect when thermal emissivity inserted was 0.96 (1st measurement): (a) CP2, (b) CP3, (c) CP4



controlled temperature, i.e. constant temperatures, without wind or other heating sources interferences (as in tunnels, for instance), the high-pressure sodium lamp could be the best option. Although the images are less clear than other heat sources, the identification of the defect was noticeable.

According to the experimental work, the results using the convection heater do not demonstrated precision and reliability, unlike those given by the scientific works [7] and [9]. In the later studies the heat flux was controlled, procedure not followed in the present research. This demonstrate that not only the type of heating influences the thermographic evaluation but also how the heat flux will cover the surface of the sample, which is an relevant factor to consider in the analysis.

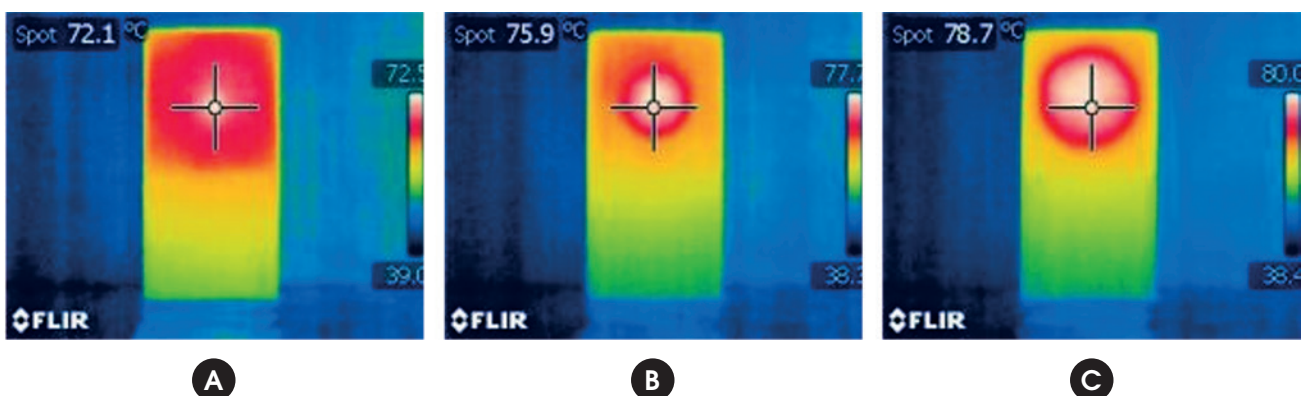
The individual parameters of “relative air humidity” and “distance from lens to object” do not presented any abnormality neither in the measurement of temperature nor in the distinctness clearness of infrared images. However, the insertion of higher room temperature values can lead to measurements of temperature slightly below the real ones.

The variation of the parameter of thermal emissivity has led to expressive errors when considered temperature measurement and also it has slightly impaired the clearness of the infrared image. These errors were expected because the thermal emissivity is one of the most complex parameters and so it has been studied carefully by some researchers [11][12]. These authors also concluded that the use of incorrect thermal emissivity values could lead to significant errors in the infrared images when the temperature is measured and this lead to misleading interpretations.

In the present paper, it was observed that the visual identification of artificial defect at interface FRP/concrete was not impaired even if the thermal emissivity was far from the real value, once the contour of the polystyrene disc was very visible as it is shown in Figures 35 and 36. Therefore, even if considered an adverse situation, the identification of subsurface damages using infrared thermography as an NDT technique for diagnostic purposes is not invalidated.

A suggestion for future analysis is the study of combined variation of parameters and not only individually, once in field these values

Figure 36 – Infrared images indicating the temperature in the point of the artificial defect when thermal emissivity inserted was 0.1 (4th measurement): (a) CP2, (b) CP3, (c) CP4



can be varied together. The ongoing research project will consider this factor.

Finally, it is noteworthy that this paper ratifies part of results achieved by other authors who confirm the applicability of the infrared thermography method to verify damages at FRP/concrete interface. It also contributes to new results and indicates the necessity of additional research to clarify some questions raised in the present work.

7. References

- [1] Bloch J, Miller K. Bridge to the future?. Bangor Daily News, Bangor, 2009, p.5-7.
- [2] Realfonzo R, Martinelli E, Napoli A, Nunziata B. Experimental investigation of the mechanical connection between FRP laminates and concrete. *Compos. Part B Eng.*, v. 45, n. 1, 2013, p. 341–355.
- [3] Cho K, Park SY, Kim ST, Cho JR, Kim BS. Shear connection system and performance evaluation of FRP-concrete composite deck. *KSCE J. Civ. Eng.*, v. 14, n. 6, 2010, p. 855–865.
- [4] Bengar HA, Maghsoudi AA. Experimental investigations and verification of debonding strain of RHSC continuous beams strengthened in flexure with externally bonded FRPs. *Mater. Struct.*, v. 43, n. 6, 2010, p. 815–837.
- [5] Sohn H, Kim SD, In CW, Cronin KE, Harries K. Debonding monitoring of CFRP strengthened RC beams using active sensing and infrared imaging. *Smart Struct. Syst.*, v. 4, n. 4, 2008 pp. 391–406.
- [6] Ghosh KK, Karbhari V M. Use of infrared thermography for quantitative non-destructive evaluation in FRP strengthened bridge systems. *Mater. Struct.*, v. 44, n. 1, 2011, p. 169–185.
- [7] HALABE, U.B., DUTTA S.S., GANGARAO H.V.S. NDE of FRP Wrapped Columns Using Infrared *In: Quantitative Non-destructive Evaluation*, 34°, 2008, Anais, vol. 975, n. 1, p. 1387–1394.
- [8] DUMOLIN J., IBARRA-CASTANEDO C., QUIERTANT M., TAILLADE F., BENDADA A., MALDAGUE X. Evaluation of FRP Gluing on Concrete Structures by Active Infrared Thermography. *In: Conference on Qualitative InfraRed Thermography*, 10°, 2010, pp. 1–9.
- [9] DE ALMEIDA E. G. Inspeção Termográfica de Danos por Impacto em Laminados Compósitos Sólidos de Matriz Polimérica Reforçada com Fibras de Carbono, São Carlos, 2010, Dissertação (mestrado)- Universidade de São Paulo, São Carlos, 111 p.
- [10] Titman D. Applications of thermography in non-destructive testing of structures. *NDT E Int.*, v. 34, n. 2, 2001, p. 149–154.
- [11] MADDING R. P. Emissivity Measurement and Temperature Correction Accuracy Considerations *In: Thermosense XXI*, 21°, 1999, v. 3700, p. 393–401.
- [12] RODRÍGUES F. de J. L. Detecção de Defeitos em Materiais Cerâmicos Usando Termografia., Florianópolis, 2010, Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, 150 p.
- [13] Lothenbach B, Winnefeld F. Thermodynamic modelling of the hydration of Portland cement. *Cem. Concr. Res.*, v. 36, 2006, p. 209–226.
- [14] SHIN P. H., WEBB S. C., PETERS K. J., “Nondestructive inspection in adhesive-bonded joint CFRP using pulsed phase thermography. *In: Thermosense: Thermal Infrared Applications XXXV*, 35°, 2013, v. 8705, p. 87050Q–1 87050Q–9.
- [15] GHIASSI B., SILVA S. M., OLIVEIRA D. V., LOURENÇO P. B., BRAGANÇA L. Assessment of the Bond Quality Degradation in FRP-strengthened Masonry using IR Thermography Technique. *In: International Symposium on Fiber Reinforcement Polymers for Reinforced Concrete Structures*, 11°, Guimarães, 2013, p. 1–9.
- [16] Lai WL, Kou SC, Poon CS, Tsang WF, Ng SP, Hung YY. Characterization of Flaws Embedded in Externally Bonded CFRP on Concrete Beams by Infrared Thermography and Shearography. *J. Nondestruct. Eval.*, v. 28, n. 1, 2009, p. 27–35.
- [17] M. Robert and B. Benmokrane, “Behavior of GFRP Reinforcing Bars Subjected to Extreme Temperatures,” *J. Compos. Constr.*, vol. 14, no. 4, pp. 353–360, 2010.
- [18] FLIR Systems, Manual do Utilizador FLIR B series FLIR T series, 2010, p. 274.

Potentialities of infrared thermography to assess damage in bonding between concrete and GFRP

Potencialidades da termografia infravermelha na avaliação de danos na aderência entre concreto e PRFV



M. M. CALDEIRA^a
marimartino@gmail.com

I. J. PADARATZ^b
padaratz@gmail.com

Abstract

This paper demonstrates the application of the active infrared thermography to detect damage in bonding between concrete and glass fiber reinforced polymer (GFRP). Specimens of concrete and mortar with GFRP externally bonded were prepared and at their interfaces were inserted polystyrene discs to simulate damages. The samples were divided into two groups. In group 1, one sample was correctly bonded by a GFRP plate to the concrete, but in the other three were inserted polystyrene discs which had different diameters to simulate damages in bonding. In group 2, all of the samples contained identical polystyrene discs at their interfaces, but the total thickness of each specimen was different, because the objective was to evaluate the ability of the camera to capture the simulated damage in depth. The experimental procedure was divided into two stages. In the first stage, four types of heating were used to heat samples of group 1: incandescent lamp, kiln, blended lamp and fan heater. Thus, it was possible to detect the damage and to observe its format and length. It was noticed that the infrared images are different depending on the heat source incident on the specimen. Therefore, group 2 was tested only for the more efficient heating (incandescent lamp). In the second stage, the infrared equipment was tested. Some of the parameters that must be inserted in the camera were varied in order to understand their influence on image formation. The results show the effectiveness of infrared thermography to assess adherence in GFRP/concrete interface. In the present work, the best results were obtained when the image is captured towards GFRP/concrete and using incandescent lamp. It was observed that the image and measured temperature suffer significant distortion when a false value was inserted for the parameter emissivity.

Keywords: infrared thermography, non destructive test, concrete, frp, debonding.

Resumo

Para demonstrar a potencialidade da aplicação da técnica da termografia infravermelha ativa para detecção de danos na aderência entre concreto e polímero reforçado com fibra de vidro (PRFV), são utilizados neste trabalho corpos de prova de concreto e argamassa colados externamente com PRFV, em cuja interface foram inseridos discos de EPS (poliestireno expandido) para simular danos. Os corpos de prova foram divididos em dois grupos. No grupo 1, em uma das amostras, a chapa de PRFV estava totalmente aderida ao concreto, nas outras três foram inseridos discos de EPS de diferentes diâmetros para simulação de regiões com falha de aderência. No grupo 2, todos os corpos de prova continham idênticos discos de EPS na interface, porém a espessura total de cada corpo de prova era diferente, pois o objetivo foi avaliar a capacidade da câmera em alcançar o dano simulado. O procedimento experimental dividiu-se em 2 etapas. Na primeira, foram utilizados 4 tipos de aquecimento para o grupo 1: lâmpada incandescente, estufa, lâmpada de mercúrio de alta pressão e termoventilador. Assim, foi possível detectar o dano e observar seu formato e extensão. Notou-se uma diferenciação das imagens devido à fonte de calor incidente no corpo de prova e por isso, o grupo 2 foi testado apenas para o aquecimento mais eficiente (lâmpada incandescente). Na segunda etapa, a câmera termográfica foi posta em evidência. Alguns dos parâmetros de ajuste que devem ser nela inseridos foram variados a fim de entender suas influências na formação da imagem e consequentemente na identificação do dano. Os resultados revelam a eficiência da termografia infravermelha para avaliar a aderência na interface concreto/PRFV. Neste trabalho, os melhores resultados foram obtidos quando a imagem foi captada para uma amostra aquecida no sentido PRFV/Concreto por lâmpada incandescente e para quando são inseridos na câmera infravermelha os parâmetros corretos, especialmente a emissividade térmica.

Palavras-chave: termografia infravermelha, ensaios não destrutivos, concreto, polímero reforçado com fibras, danos na aderência.

^a Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC), Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis-SC, Brasil;

^b Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), padaratz@gmail.com, Florianópolis-SC, Brasil.

1. Introdução

A combinação de Polímero Reforçado com Fibras (PRF) e concreto, incluindo o Polímero Reforçado de Fibra de Vidro (PRFV), tem ganhado bastante destaque na Engenharia Civil por aliar leveza e resistência [1]. A aplicação dessa composição tem sido muito utilizada principalmente na execução de reforços estruturais [2]. Um dos principais fatores que influencia a resistência total desse arranjo é a aderência adequada na interface entre esses dois materiais, pois a solidarização correta entre PRF e concreto permite que funcionem como uma unidade [3]. Por isso, é preciso garantir a qualidade da aderência nessa interface e caso se identifique uma falha deve-se localizá-la bem como caracterizá-la [4].

A falha na aderência pode aparecer após a colagem do polímero ao concreto. Logo, torna-se necessário adotar uma técnica de inspeção que permita identificá-la através do PRF. Uma solução possível, prática e rápida é a utilização do ensaio não destrutivo da termografia infravermelha [5] [6].

Portanto, o principal objetivo do presente artigo consiste na avaliação de defeitos na interface entre PRF e concreto utilizando a termografia infravermelha ativa. Para isto, será feita uma análise qualitativa comparando diferentes excitações térmicas, diferentes profundidades de localização do defeito e por fim pretende-se ainda avaliar o comportamento das imagens térmicas quando a inserção dos parâmetros da câmera não é correta.

Em relação a este tema, ainda há escassez de pesquisas, sendo assim, este artigo pretende contribuir com novos resultados experimentais e compará-los com trabalhos precedentes.

2. Termografia infravermelha e detecção de danos na aderência entre PRF e concreto por excitação térmica

Já existem estudos que indicam a termografia infravermelha como uma técnica eficiente para avaliação de danos na interface PRF/concreto. Um deles [7] faz uma simulação de descolamentos preenchidos por ar e por água, em vários tamanhos, na camada entre o polímero e o concreto. Estes corpos de prova foram aquecidos por dois aquecedores convectivos (em torre) durante 70 segundos. Alguns minutos após o aquecimento, as imagens foram captadas. Os resultados mostram os danos artificiais bastante evidentes nas áreas com temperaturas mais altas indicadas nas imagens ("hot-spots") comprovando a eficácia do método.

Em outro artigo [8], na interface PRF/concreto foram inseridos diferentes tipos de danos artificiais tais como: madeira, aço, teflon e cortiça. Os testes foram realizados para dois tipos de excitação térmica. Para o primeiro tipo utilizaram-se dois *flashes* do tipo fotográfico em pulsos de 10 milissegundos para frequência de 22 Hz e para o segundo utilizaram-se duas lâmpadas halógenas que aqueceram a área durante 10, 30 e 60 segundos. Comparando os tipos de aquecimento, nota-se que o contraste térmico nas imagens para quando ocorre a excitação térmica por pulsos é fraco. Segundo os autores, isso poderia ser melhorado se a superfície do corpo de prova fosse tratada de forma a obter-se uma maior homogeneidade em sua emissividade térmica. Por outro lado, o aquecimento por área com lâmpadas halógenas produziu um contraste mais forte, já que mais energia térmica foi fornecida à superfície da amostra do que na excitação anterior.

Pode-se citar ainda outro estudo [9], no qual também foram avaliados diferentes tipos de excitação térmica para aplicação da termografia infravermelha. Neste caso, amostras individuais de material compósito foram submetidas à termografia infravermelha para detecção de danos internos quando submetidas a impacto. Concluiu-se que o aquecimento convectivo mostrou resultados mais eficazes do que aquele que empregou lâmpadas incandescentes. A exemplo dos artigos citados anteriormente, percebe-se a importância da escolha do tipo de aquecimento em inspeções por termografia infravermelha ativa utilizada em Polímeros Reforçados com Fibras e por isso é um dos assuntos que será tratado neste trabalho.

3. Formação da imagem térmica e influência dos parâmetros de inserção na câmera infravermelha

A influência dos parâmetros que devem ser inseridos na câmera infravermelha é outro fator muito importante e que também interfere na formação da imagem, uma vez que são estes dados que possibilitam o cálculo de temperatura e ajuste da imagem térmica obtida [10]. Portanto, é necessário entender melhor como funciona este equipamento para melhor estudar os parâmetros de sua calibração.

A câmera infravermelha restringe-se à utilização da banda espectral de infravermelhos e fundamenta-se na detecção e captação da radiação infravermelha emitida pelos corpos, o que forma, conseqüentemente, a "imagem térmica". Nota-se que a câmera capta apenas energia radiante recebida da superfície do objeto e não sua luz visível refletida, o que significa que as imagens térmicas podem ser obtidas mesmo em total escuridão. A câmera ao ser apontada a um objeto recebe radiações emitidas pela superfície do próprio objeto bem como do meio adjacente. Ambas as radiações são, em parte, atenuadas pela atmosfera na trajetória de medição. A estas, se junta uma terceira contribuição de radiações emitidas pela própria atmosfera, como está ilustrado pela Figura 1.

A Figura 1 ilustra a potência total de radiação que a câmera recebe (W_{tot}).

Sendo:

$$W_{tot} = \varepsilon \tau W_{obj} + (1 - \varepsilon) \tau W_{refl} + (1 - \tau) W_{atm} \quad (1)$$

W_{tot} : potência total [W]

W_{obj} : potência da radiação emitida pelo objeto [W]

W_{refl} : potência da radiação emitida pelo meio adjacente [W]

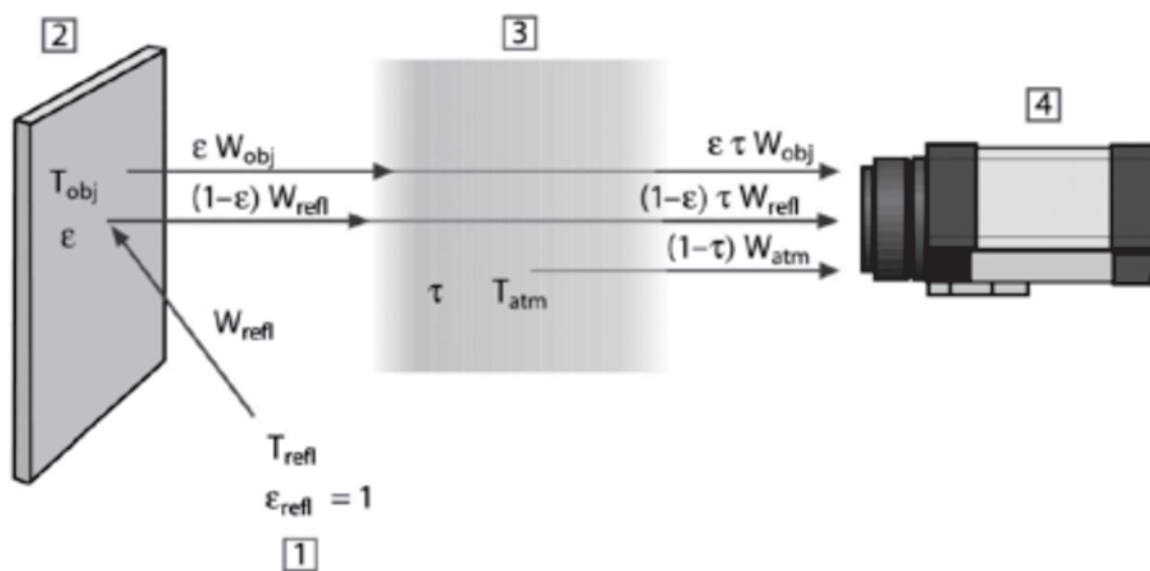
W_{atm} : potência da radiação emitida pela atmosfera [W]

ε : emitância do objeto [sem unidade]

τ : transmitância da atmosfera [sem unidade]

Percebe-se, portanto, que para compreender melhor as inspeções feitas por termografia infravermelha para avaliação de danos na interface PRF/concreto, é necessária uma análise da inserção de alguns parâmetros na câmera tais como: emissividade térmica, distância da lente ao objeto, temperatura e umidade do ambiente. Em relação a este assunto, os estudos científicos estão mais

Figura 1 – Representação esquemática da situação da medição termográfica geral.
 1) meio adjacente, 2) objeto, 3) atmosfera, 4) câmera. T_{obj} : temperatura do objeto, T_{refl} : temperatura refletida, T_{atm} : temperatura da atmosfera. W_{obj} : potência da radiação emitida pelo objeto, W_{refl} : potência da radiação emitida pelo meio adjacente, W_{atm} : potência da radiação emitida pela atmosfera (17)



voltados para avaliação da emissividade térmica. Em um desses estudos [11], houve a preocupação em se pesquisar qual a me-

lhor técnica de medição da emissividade térmica, uma vez que os valores tabelados muitas vezes não são válidos para inserção em câmera infravermelha e ainda sobre como a precisão da medição da emissividade térmica afeta a precisão da medição de temperatura. Outro autor [12] observou que a emissividade térmica é uma das principais causas da diferença entre resultados teóricos e experimentais, quando tratou da detecção de defeitos em materiais cerâmicos utilizando a termografia infravermelha.

Os artigos científicos anteriormente citados demonstram a relevância do estudo dos parâmetros que devem ser inseridos na câmera infravermelha. Entretanto, cabe ressaltar que, apesar de extensas pesquisas bibliográficas, não foram encontrados estudos paramétricos tal como propõe o presente trabalho. Portanto, este artigo apresenta-se também como uma contribuição inédita para o estudo dos parâmetros a serem inseridos na câmera infravermelha, auxiliando na extensão e aprofundamento desse assunto.

4. Materiais e programa experimental

4.1 Características das amostras

Para a realização do experimento, as amostras foram divididas em dois diferentes grupos: grupo 1 e grupo 2.

O grupo 1 é formado por 4 corpos de prova, todos de dimensões iguais: 26,0 x 13,0 cm e 9,0 cm de espessura. Foram moldados em concreto e na metade de uma das faces foi colada, no momento da concretagem, uma chapa de PRFV de dimensões 15,0 x 13,0 cm e 0,635 cm de espessura. Um dos corpos de prova teve a chapa de PRFV totalmente aderida ao concreto e

Figura 2 – Corpos de prova do grupo 1 (medidas em cm)

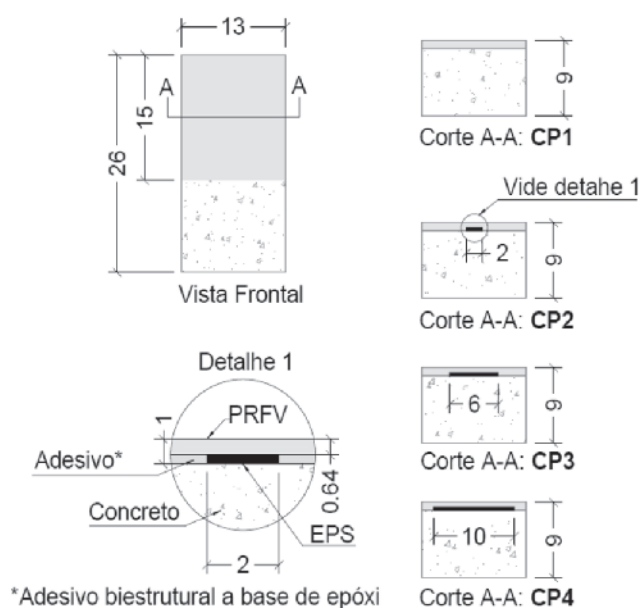
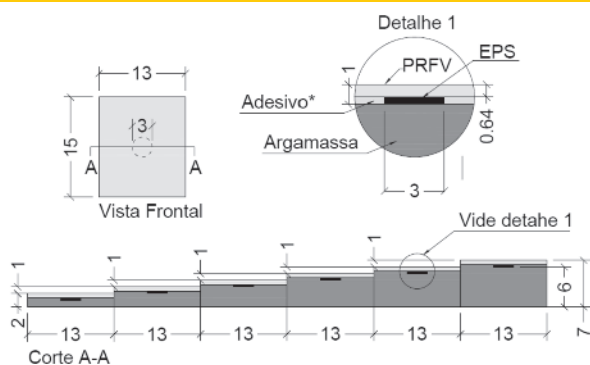


Figura 3 – Corpos de prova do grupo 2 (medidas em cm)



*Adesivo biestrutural a base de epóxi

nos outros 3 foram inseridos discos de EPS de diferentes diâmetros na interface PRFV/concreto, de 2, 6 e 10 cm, conforme Figura 2.

O grupo 2 é formado por 6 corpos de prova de argamassa com dimensões em planta de 15,0 x 13,0 cm, porém com diferentes espessuras: 7, 6, 5, 4, 3 e 2 cm. Em cada um deles foi colada uma chapa de PRFV de 15 x 13 cm e 0,635 cm de espessura em cuja interface foi inserido um disco fino de EPS de 3 cm de diâmetro como mostra a Figura 3.

Para obter a aderência do PRFV às amostras, em ambos os grupos, foi empregado um adesivo estrutural bicomponente à base de resina epóxi. Todas as amostras apresentavam, na ocasião dos ensaios, idade superior a 180 dias, idade em que o calor de hidratação não influencia em suas temperaturas [13].

Tabela 1 – Valores reais medidos dos parâmetros estudados

Parâmetros	Valores medidos
Temperatura	17°C
Umidade	64%
Emissividade térmica	0,96
Distâncias lente-objeto	1m
	5m

Tabela 2 – Valor real e variações da temperatura ambiente

Temperatura ambiente (°C)					
Variações					
0%	30%	60%	100%	150%	200%
17	22,1	27,2	34,0	42,5	51,0

4.2 Aquecimento das amostras

As amostras foram submetidas a aquecimento prévio antes de serem captadas as imagens infravermelhas e os tipos de aquecimento utilizados foram: estufa, lâmpada incandescente de 200 Watts, lâmpada de mercúrio de alta pressão de 250 Watts e termovenilador (1500 Watts).

Na estufa os corpos de prova permaneceram durante 24 horas a 32°C. No caso de aquecimento por lâmpada, para os dois tipos de lâmpadas (incandescente e mercúrio de alta pressão), o aquecimento ocorreu durante 5 minutos com o posicionamento perpendicular da lâmpada em relação à face frontal do corpo de prova no ponto onde havia o dano, distanciados de 12 cm a partir da ponta da lâmpada. O termovenilador foi posicionado 14 cm distante da face frontal do corpo de prova que foi aquecido durante 6 minutos. Salienta-se que o termovenilador não ficou perpendicularmente centralizado ao ponto do dano simulado, pois se percebeu que a concentração de calor não ocorre na parte central do aparelho. Para cada novo aquecimento, aguardou-se um período de 24 horas para os corpos de prova atingirem sua condição de equilíbrio térmico com o ambiente e assim serem novamente submetidos ao aquecimento de outra fonte de calor.

As amostras dos dois grupos possuem uma das faces frontais colada com uma chapa de PRFV, porém, enquanto os corpos de prova do grupo 1 tiveram a superfície do PRFV aquecida, os corpos de prova do grupo 2 foram aquecidos na face oposta de argamassa. As imagens foram captadas 1 minuto após a retirada da fonte de calor em todos os casos.

Após os testes com os diferentes tipos de aquecimento para o grupo 1, observou-se que a lâmpada incandescente de 200 Watts apresentou maior eficácia, sendo então adotada para testar as amostras do grupo 2.

As imagens dos ensaios foram obtidas com a utilização da câmera infravermelha da marca FLIR da série específica para inspeções em edificações (Infrared Camera for Building), tipo B400, disponível no Grupo de Pesquisa em Ensaios não Destrutivos (GPEND) da Universidade Federal de Santa Catarina.

4.3 Estudos dos parâmetros da câmera infravermelha

Para testar a influência de parâmetros que devem ser inseridos na câmera, adotou-se apenas o grupo 1 com aquecimento por lâmpada incandescente. Neste caso, a temperatura ambiente e a umidade relativa foram ajustadas de acordo com a previsão meteorológica da cidade de Florianópolis-SC, Brasil, no dia e na hora do início do ensaio, conforme mostra a Tabela 1.

Tabela 3 – Valor real e variações da emissividade térmica

Emissividade térmica			
Variações			
0%	-30%	-60%	-90%
0,96	0,7	0,4	0,1

Tabela 4 – Valor real e variações de umidade relativa

Umidade relativa (%)				
Variações				
0%	+30%	-30%	-60%	-90%
64	83	45	26	6

Para efetuar a medição da emissividade térmica, foi adotado um dos procedimentos sugeridos pelo manual do fabricante da câmera.

Como a emissividade térmica dos materiais deste experimento é relativamente alta e o ambiente não está submetido a fontes de radiação intensa, o parâmetro de “Temperatura aparente refletida” não exerce influências no resultado final e por isso não necessita de ajustes. Sendo assim, inseriu-se um valor de referência 20°C.

A Tabela 1 expõe ainda os valores medidos dos parâmetros estudados nesta pesquisa, ou seja, os valores existentes de temperatura ambiente, umidade do ar, distância lente-objeto e emissividade. Os valores medidos serão denominados “valores reais” ou “parâmetros reais”.

O próximo passo foi a definição da variação dos parâmetros que serão inseridos na câmera para que assim pudesse ser observada qual será a diferença entre imagens e/ou temperaturas produzidas com a inserção de parâmetros reais e parâmetros falsos.

As Tabelas de 2 a 5 mostram como os parâmetros foram variados e quais valores foram inseridos na câmera, em cada caso. Observa-se que a distância da lente ao objeto é o único parâmetro que permite uma variação do considerado real e, por isso, foi tomada para duas situações reais diferentes: 1m e 5 m.

Enquanto um parâmetro era variado, os outros permaneciam

Tabela 5 – Valores reais e variações da distância da lente ao objeto

Distância lente-objeto (m)				
Real	Variações			
0%	+30%	-30%	-60%	-90%
1	2	5	10	15
5	1	2	10	15

ajustados para as medidas reais. No caso da distância da lente ao objeto, foi tomada como padrão a distância de 1 metro.

As imagens infravermelhas foram captadas para cada um dos quatro corpos de prova do grupo 1, para cada situação, após serem aquecidos na superfície de PRFV por lâmpada de 200 Watts, distante 12 cm da peça, durante 5 minutos. Utilizou-se a função da câmera que permite marcar a temperatura de um ponto no corpo de prova. O ponto escolhido para leitura de temperatura foi onde se simulou a falta de aderência entre concreto e PRFV. Variando-se um parâmetro, espera-se que haja um comportamento diferente na imagem infravermelha, porém é preciso uma análise cuidadosa. Sabe-se que, para qualquer objeto, logo após cessar o aquecimento, há uma tendência natural de queda de temperatura no corpo de prova, pois se inicia um equilíbrio térmico com o ambiente. Sendo assim, deve-se ter o cuidado de não atribuir a diminuição natural de temperatura do corpo de prova, registrada pela câmera infravermelha, à inserção de parâmetros falsos. Por isso, realizou-se a captura das imagens com a seguinte sequência: primeiramente, registrou-se a imagem com os parâmetros reais, em seguida as imagens eram captadas para os parâmetros falsos e, por último, captava-se novamente a imagem com parâmetros reais.

Apesar do curto período de tempo entre a primeira e a última

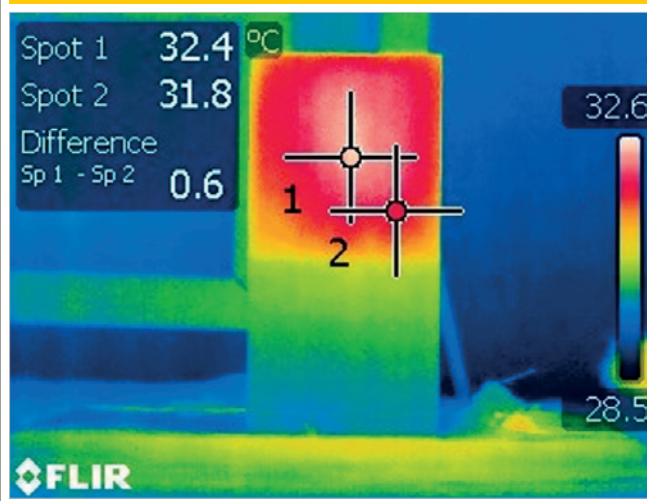
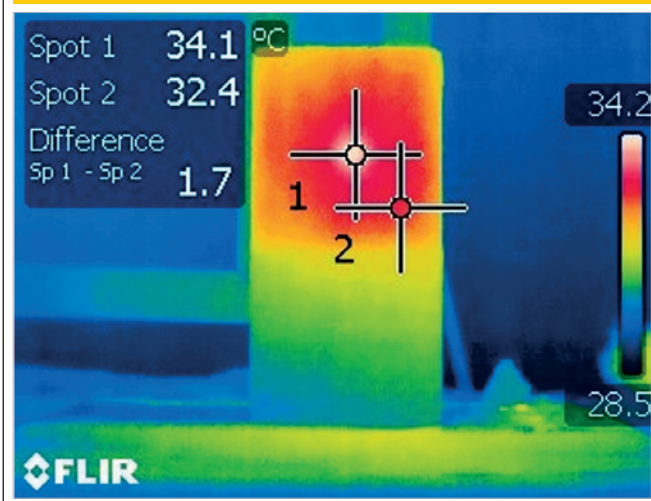
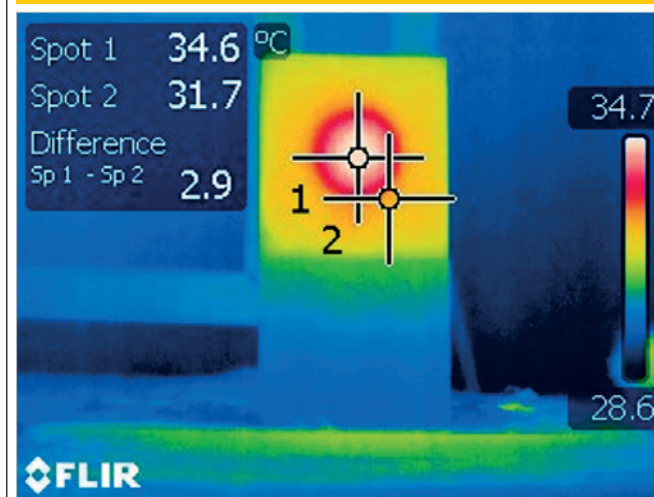
Figura 4 – CP1, grupo 1, aderência completa, aquecido por lâmpada incandescente**Figura 5 – CP2, grupo 1, EPS D=2 cm, aquecido por lâmpada incandescente**

Figura 6 – CP3, grupo 1, EPS D=6 cm, aquecido por lâmpada incandescente



medição (menos de um minuto) há uma rápida perda de calor do corpo de prova para o ambiente devido a suas propriedades térmicas. Logo, registrar a imagem infravermelha em uma mesma configuração no início e no final visa observar qual a queda de temperatura durante o período de ajuste dos parâmetros e, assim, pode-se perceber se a variação da temperatura está ou não relacionada à alteração destes.

Diversos estudos científicos já comprovam a eficácia da termografia infravermelha na detecção de danos na interface PRF e concreto [14] [15] [16]. Entretanto, esta pesquisa se aprofunda neste tema fornecendo resultados de uma avaliação para diferentes tipos de aquecimento e ainda avaliando o comportamento da imagem infravermelha em diferentes situações, como será mostrado a seguir.

Figura 7 – CP4, grupo 1, EPS D=10 cm, aquecido por lâmpada incandescente

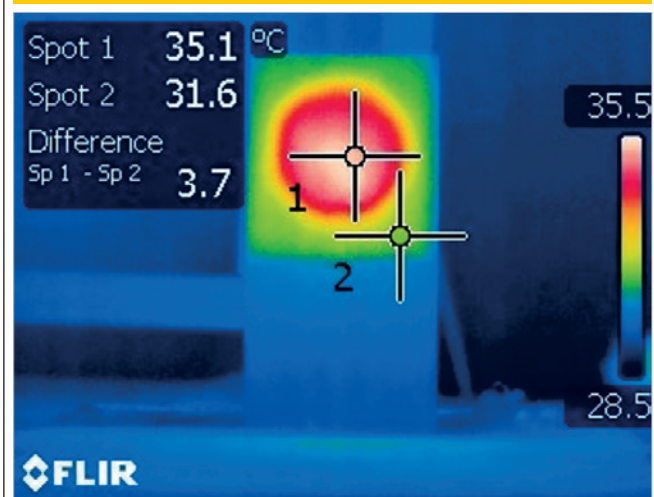
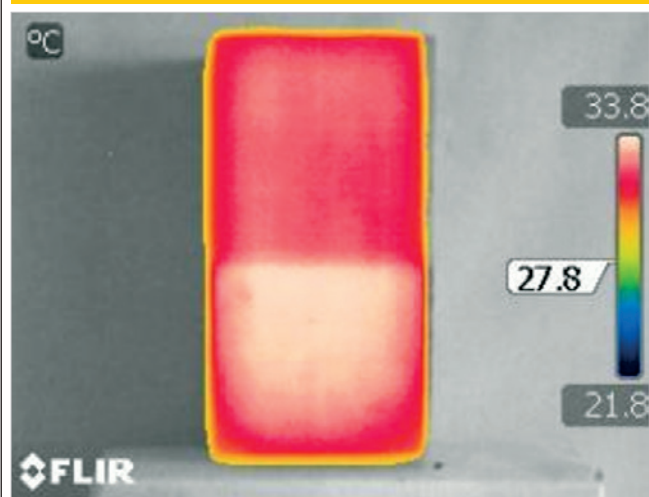


Figura 8 – CP1, grupo1, aderência completa, estufa, em fusão, temperaturas mais altas



5. Resultados e discussões

5.1 Amostras do grupo 1

As imagens infravermelhas captadas para o grupo 1, empregando aquecimento com lâmpada incandescente (Figuras de 4 a 7), mostram com clareza a localização e o formato do dano. Um ponto importante a ser destacado é que a diferença de temperatura entre o local do dano e outro mais distante, aumenta quanto maior for sua extensão.

Utilizando o aquecimento em estufa, observou-se certa dificuldade de observação dos danos com a função comum infravermelha da câmera. Então, foi necessário utilizar duas de suas funções

Figura 9 – CP1, grupo1, aderência completa, estufa, em fusão, temperaturas mais baixas

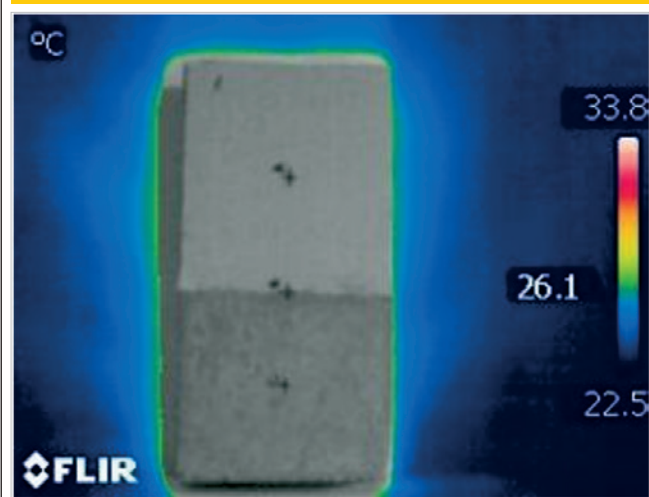


Figura 10 - CP2, grupo1, EPS D = 2 cm, estufa, em fusão para temperaturas mais altas

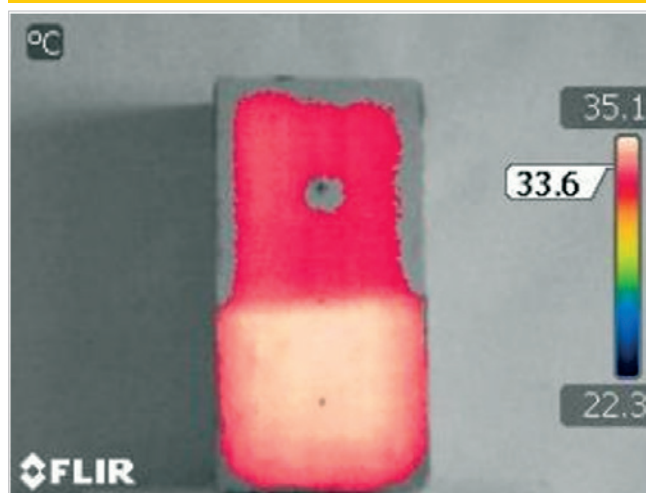


Figura 13 - CP3 grupo1, EPS D = 6 cm, estufa em fusão, temperaturas mais baixas

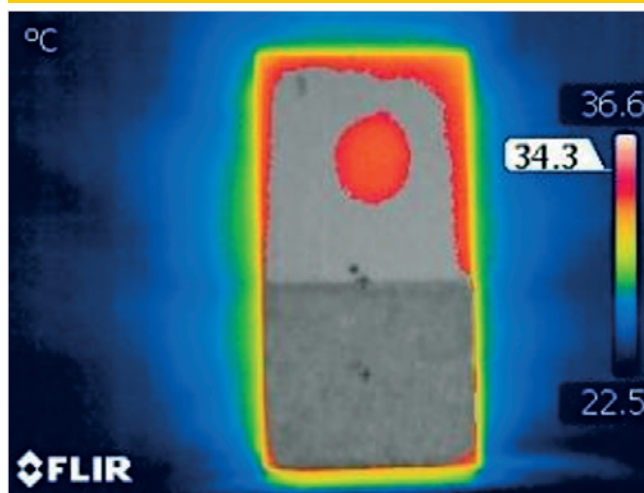


Figura 11 - CP2, grupo1, EPS D = 2 cm, estufa, em fusão para temperaturas baixas

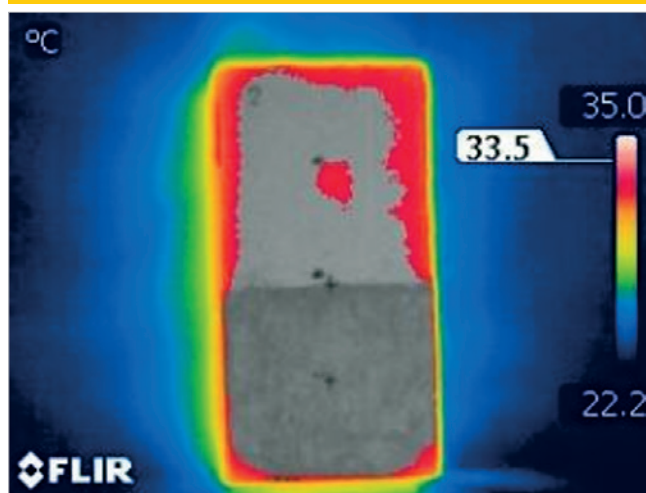


Figura 14 - CP4, grupo1, EPS D = 10 cm, estufa, em fusão, temperaturas mais altas

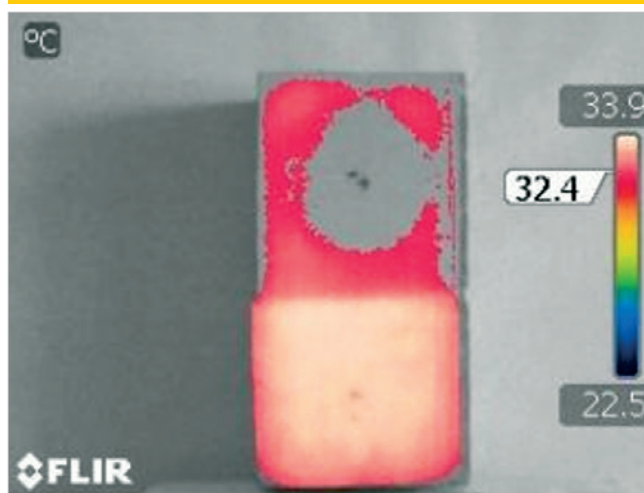


Figura 12 - CP3, grupo1, EPS D = 6 cm, estufa, em fusão, temperaturas mais altas

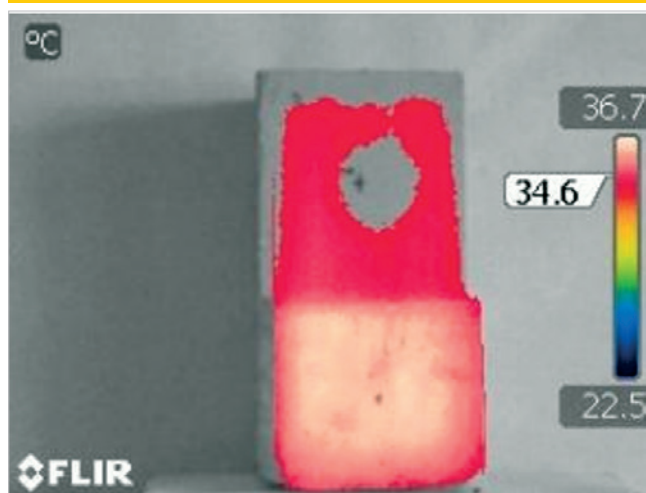


Figura 15 - CP4, grupo1, EPS D = 10 cm, estufa, em fusão, temperaturas mais baixas

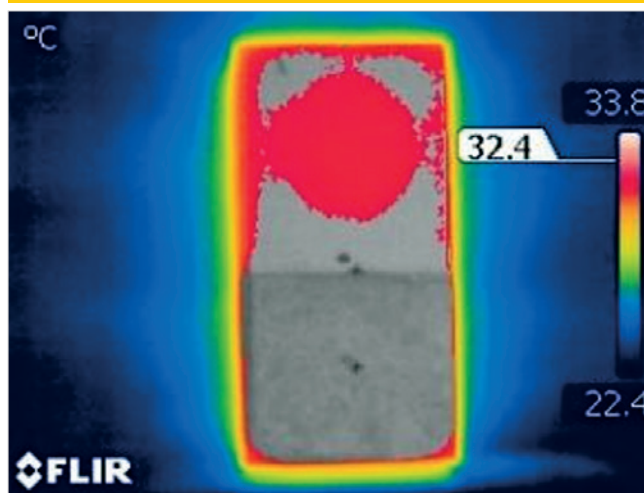


Figura 16 – CP1, grupo 1, aderência completa, aquecido por termoventilador

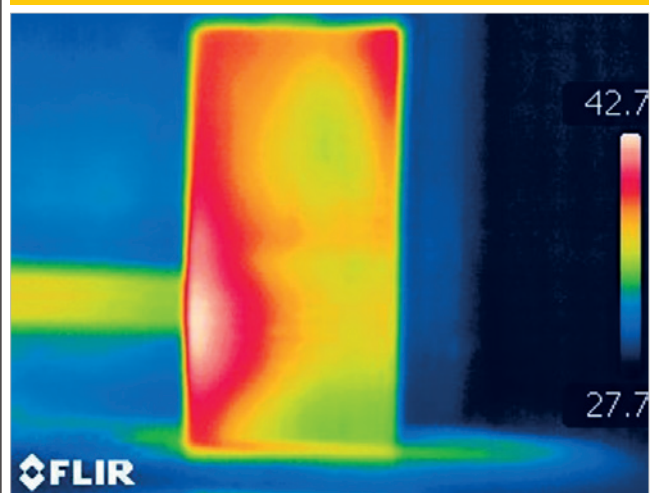


Figura 19 – CP4, grupo 1, EPS D = 10 cm, aquecido por termoventilador

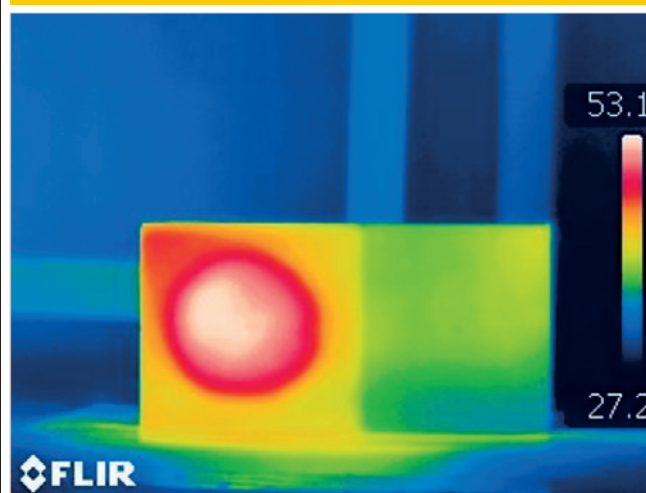


Figura 17 – CP2, grupo 1, EPS D = 2 cm, aquecido por termoventilador

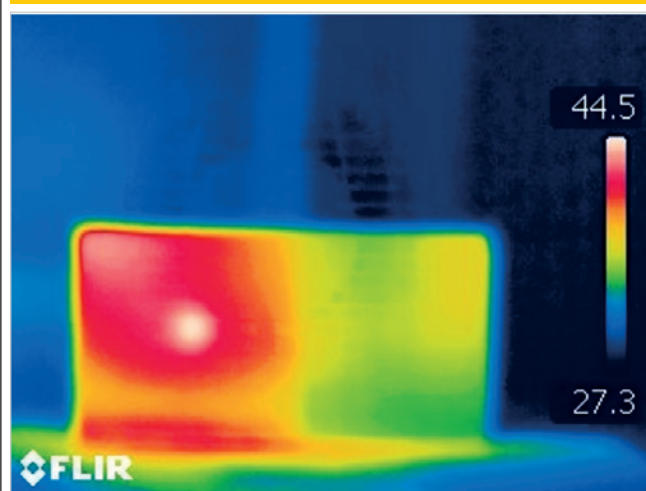


Figura 20 – CP1, grupo 1, aderência completa, aquecido por lâmpada mista

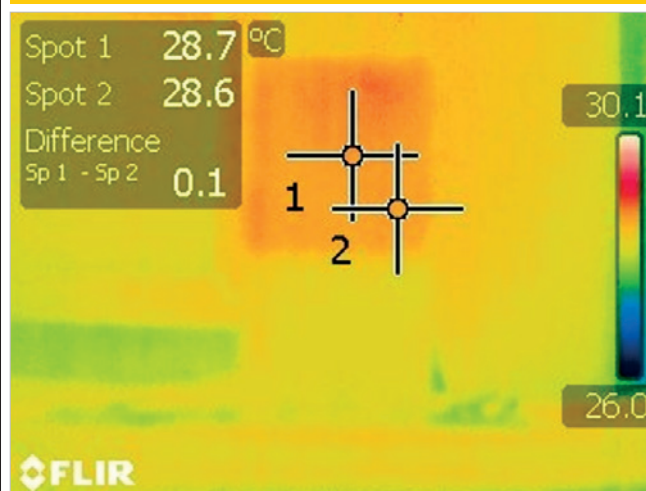


Figura 18 – CP3, grupo 1, EPS D = 6 cm, aquecido por termoventilador

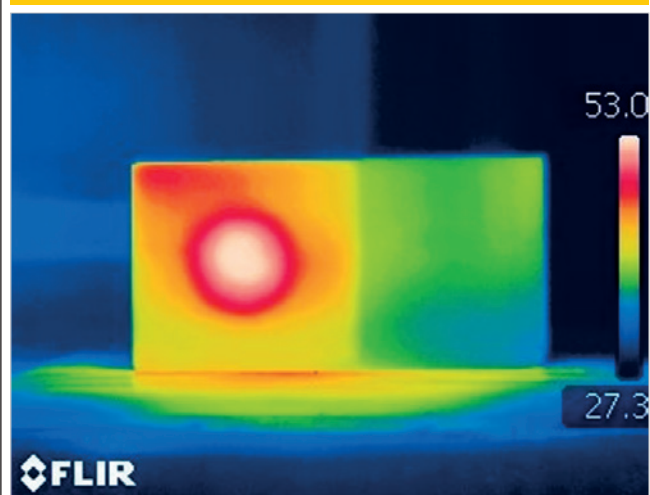


Figura 21 – CP2, grupo 1, EPS D = 2 cm, aquecido por lâmpada mista



Figura 22 – CP3, grupo 1, EPS D = 6 cm, aquecido por lâmpada mista

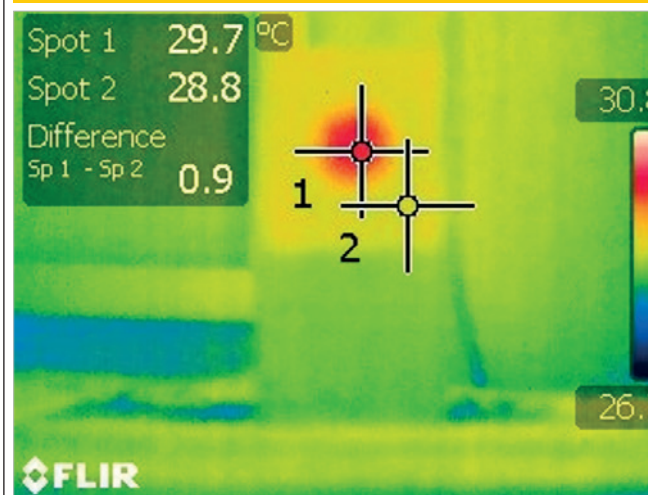


Figura 25 – CP2, grupo 2, altura 3 cm

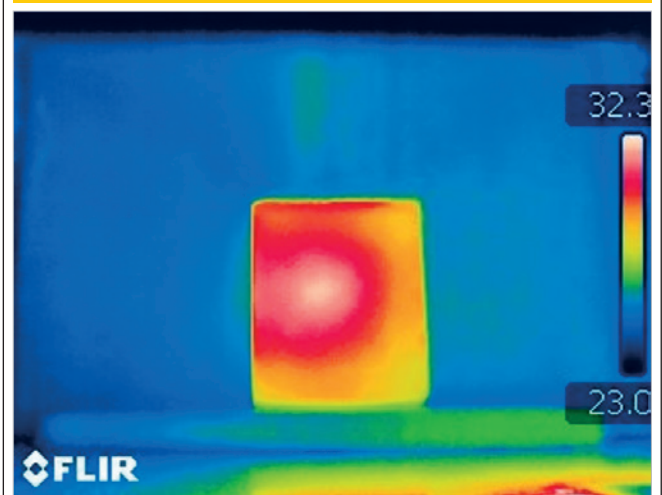


Figura 23 – CP4, grupo 1, EPS D = 10 cm, aquecido por lâmpada mista

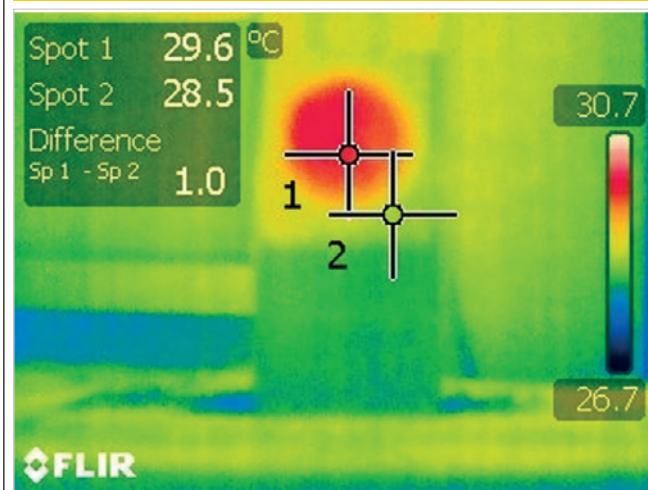


Figura 26 – CP3, grupo 2, altura 4 cm

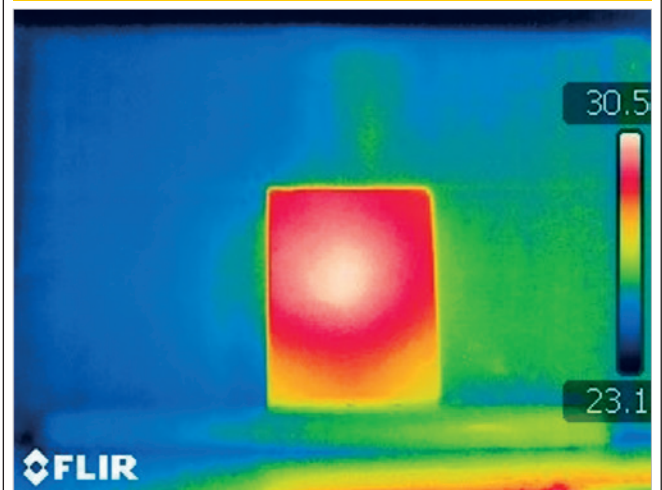


Figura 24 – CP1, grupo 2, altura 2 cm

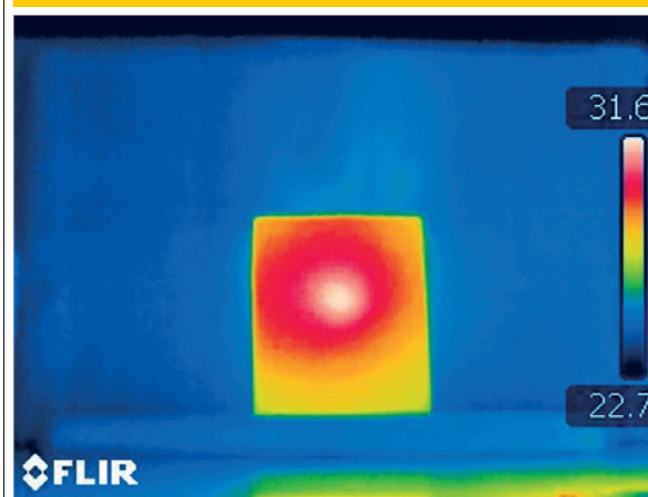
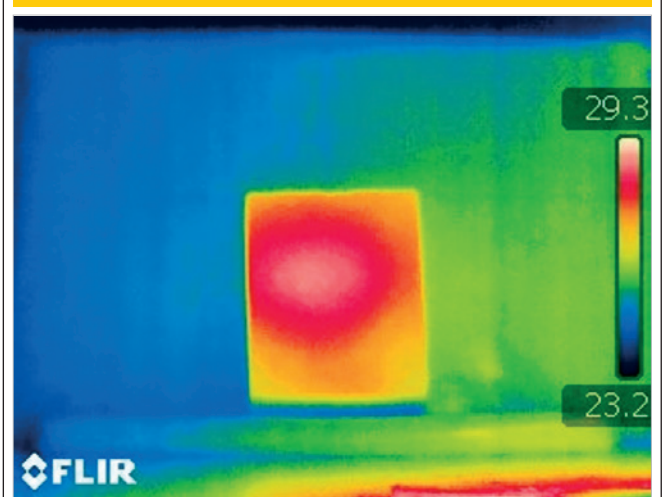


Figura 27 – CP4, grupo 2, altura 5 cm



especiais, chamadas “above” e “below”. No momento da retirada dos corpos de prova da estufa, foram captadas duas imagens para o mesmo corpo de prova: a primeira mostra em imagem infravermelha apenas as temperaturas mais altas (“above”) em relação àquela marcada no balão à direita da imagem, já a segunda imagem captada apresenta as temperaturas mais baixas (“below”), conforme mostram as Figuras de 8 a 15.

Nota-se que é possível visualizar o dano, porém o contorno não é tão nítido quanto ao observado nas imagens em que os corpos de prova foram aquecidos por lâmpada incandescente.

A próxima situação avaliada foi o aquecimento das amostras do grupo 1 com termoventilador (Figuras de 16 a 19).

Este equipamento mostrou grande potencial em aquecer as amostras, o que faz com que o dano possa ser visualizado com clareza. Contudo, o aquecimento se deu de forma desigual, o que pode induzir a erros na interpretação da imagem. Por exemplo, poder-se-ia inferir que há um dano na parte inferior esquerda do CP1 (Figura 16). Nas demais imagens o canto superior esquerdo também mostra pontos de maior aquecimento, o que, talvez, poderia ser considerado como um dano menor, porém sabe-se que isso não representa a realidade. Entretanto, pode-se afirmar que quanto

maior o dano, posicionando-se essa fonte da maneira correta na área analisada, melhor o resultado, já que nas Figuras 18 e 19 o contorno do disco de EPS aparece melhor delineado e o acúmulo de aquecimento do lado esquerdo superior é menos visível.

Finalmente, os testes para o aquecimento com lâmpada mista de mercúrio de alta pressão, são apresentados nas Figuras de 20 a 23.

Neste caso, a diferença de temperatura entre o ponto onde há o dano e o ponto externo a ele é pequena, mas aumenta conforme aumenta o dano na amostra. Além disso, como sua emissão de calor não é muito alta, a imagem do dano perde um pouco de nitidez se comparada às imagens obtidas para as outras fontes de calor estudadas.

Dentre os quatro tipos de aquecimento utilizados nas amostras do grupo 1, percebeu-se uma melhor resolução na observação dos danos nas imagens captadas mediante aquecimento realizado com lâmpada incandescente. Pelos resultados obtidos, adotou-se então para o grupo 2 apenas este tipo de aquecimento, já que o objetivo na etapa seguinte era descobrir qual a maior profundidade que a câmera infravermelha poderia alcançar para detectar determinado dano.

Figura 28 – CP5, grupo 2, altura 6 cm

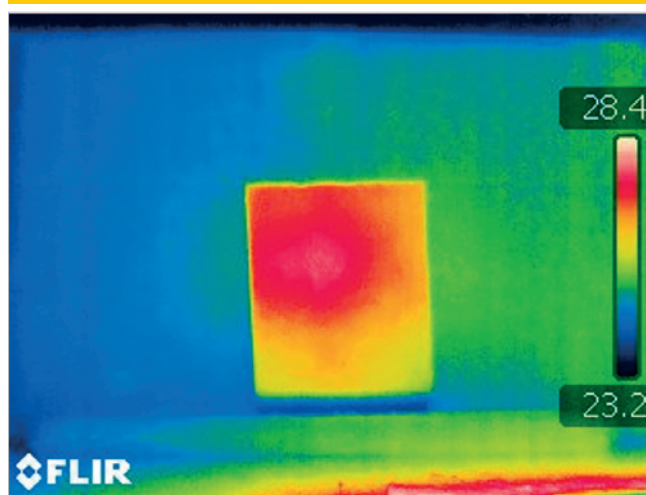


Figura 30 – Gráfico da variação de temperatura no ponto do dano com a alteração do parâmetro de distância da lente ao objeto (distância real de 1 m)

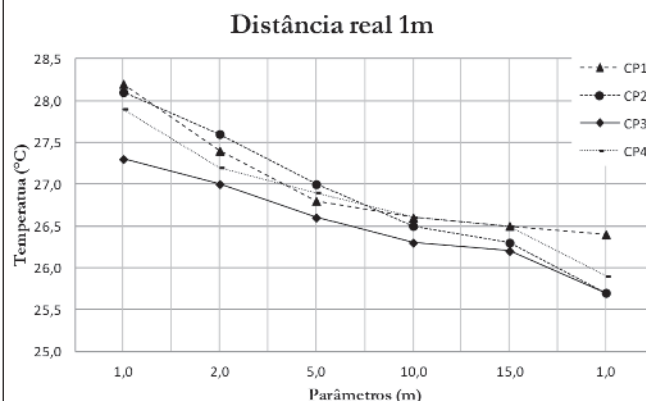


Figura 29 – CP6, grupo 2, altura 7 cm

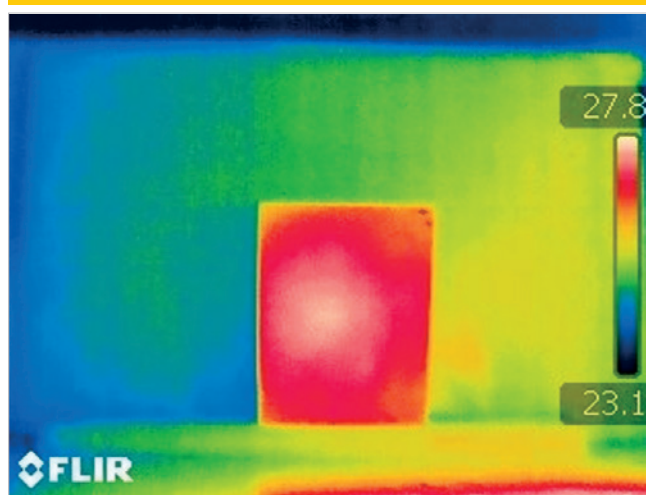


Figura 31 – Gráfico da variação de temperatura no ponto do dano com a alteração do parâmetro de distância da lente ao objeto (distância real de 5 m)

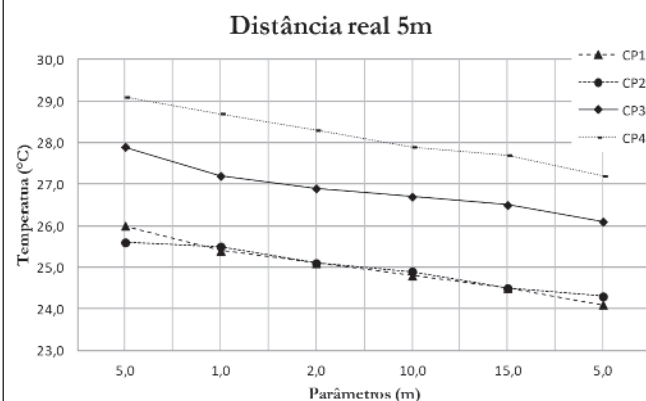


Figura 32 – Gráfico da variação de temperatura no ponto do dano com a alteração do parâmetro de umidade relativa (umidade relativa real de 64%)

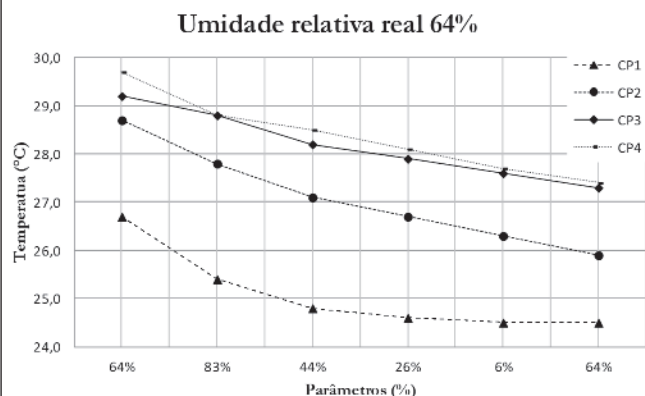
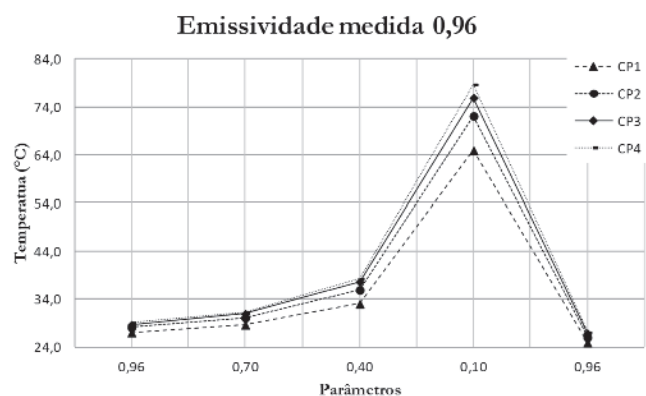


Figura 34 – Gráfico da variação de temperatura no ponto do dano com a alteração do parâmetro de emissividade térmica (emissividade térmica medida 0,96)



5.2 Amostras do grupo 2

Para o grupo 2, os resultados estão expostos nas Figuras de 24 a 29. Observou-se que a partir da espessura efetiva de 4 cm (Figura 26) de argamassa (ou 5 cm de altura total do corpo de prova), a imagem revelou-se menos nítida que as anteriores e esta falta de nitidez cresceu com o aumento da camada de argamassa (ou profundidade do dano).

Entretanto, cabe ressaltar que este resultado é válido para as condições do experimento: aquecimento com lâmpada incandescente e período de aquecimento. Para um tempo de aquecimento maior, por exemplo, pode-se inferir que a imagem infravermelha mostrasse o dano em uma profundidade ainda maior. Contudo, isso não significa que se pode aumentar o tempo de

aquecimento de maneira indiscriminada esperando-se alcançar a profundidade de visualização desejada, pois um aquecimento excessivo pode acarretar, por exemplo, danos ao sistema PRFV, prejudicando a aderência bem como a resistência desse material e, consequentemente, enfraquecendo ou anulando sua função estrutural [17].

5.3 Parâmetros de uso da câmera

Considerando-se o aquecimento por lâmpada incandescente para as amostras do grupo 1, avaliou-se qual a alteração nas imagens termográficas e na definição de temperatura da câmera, quando alguns dos parâmetros são erroneamente inseridos no equipamento. Analisando primeiramente um aumento da distância lente-objeto inserida na câmera, observa-se pela Figura 30 que, apesar de haver uma pequena queda nos valores da temperatura no ponto do dano, não se pode afirmar que isto seja um efeito da inserção dos falsos parâmetros, pois a diminuição de temperatura ocorre entre a primeira e a última medição, que possuem idênticos parâmetros inseridos. Portanto, atribui-se a este fato apenas a condição natural de equilíbrio térmico do corpo. Logo, para a câmera posicionada a 1 metro do objeto, a inserção de valores de configuração maiores não exercerá influência na medição de temperatura do corpo utilizando a câmera infravermelha.

Para a distância real de 5 metros, foram obtidos os resultados conforme mostra a Figura 31. Novamente, observa-se que a queda na temperatura se dá de forma gradual mesmo entre a primeira e última medição que simulam uma situação idêntica e, portanto, a variação desse parâmetro quando a câmera é posicionada a 5 metros do corpo de prova também não apresenta grandes influências nos resultados.

Similarmente ao caso anterior, as imagens também não demonstraram diferenças significativas de contraste.

Entretanto, tirando por um momento o foco da atenção para a variação dos parâmetros e observando agora apenas as diferenças de temperaturas entre os corpos de prova, percebe-se que, para uma

Figura 33 – Gráfico da variação de temperatura no ponto do dano com a alteração da temperatura ambiente (temperatura real de 17°C)

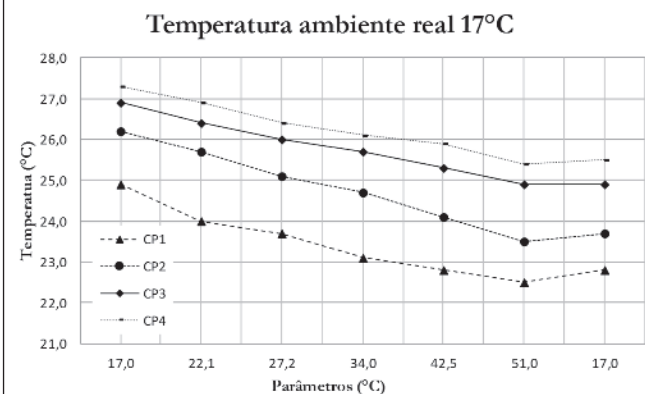
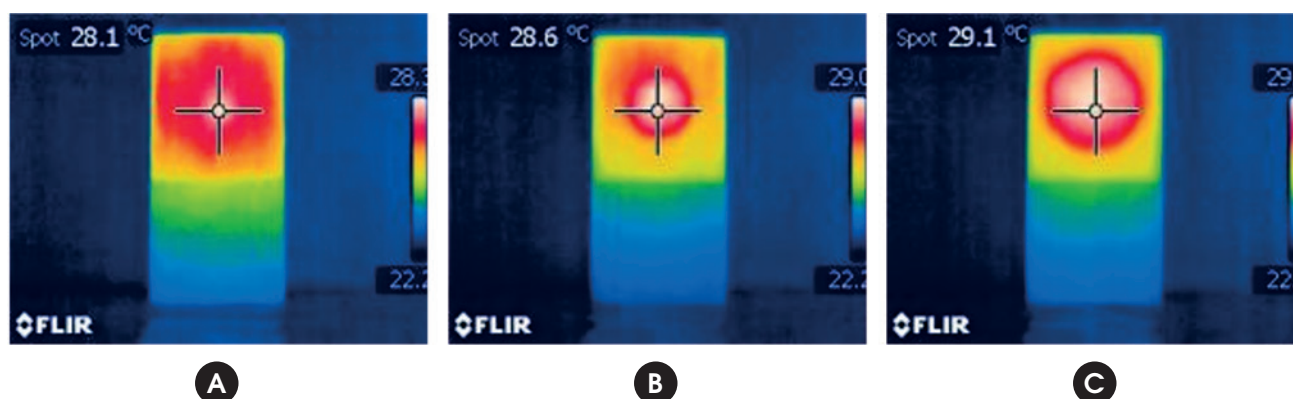


Figura 35 – Imagens infravermelhas registrando temperatura no ponto do dano, inserida emissividade térmica 0,96 (1ª medição): (a) CP2, (b) CP3, (c) CP4



distância lente-objeto de 5 metros, existe uma relação entre o tamanho da falha de aderência e a temperatura. Pela Figura 31, nota-se que quanto maior o dano, maior a temperatura registrada pela câmera infravermelha no ponto do dano o que é tão evidente na Figura 30. Na Figura 31, a temperatura obtida no ponto do dano do CP2, que simula uma falha de aderência de apenas 2 cm, fica muito próxima à temperatura do CP1, que não apresenta falha. Porém, fica bastante claro que a temperatura no dano de CP3 é maior que a de CP1 e CP2 e, conseqüentemente, menor que a de CP4, que apresenta a simulação de maior dano. Portanto, infere-se que a medição da temperatura de pequenas falhas por câmera infravermelha fica um pouco prejudicada quando o equipamento está mais distante do alvo.

As Figuras 32 e 33 mostram as respostas da variação dos parâmetros de umidade relativa e temperatura ambiente, respectivamente. Pode-se observar na Figura 32 que existe uma influência do parâmetro de inserção de temperaturas falsas uma vez que, de acordo com o fenômeno do equilíbrio térmico, era esperado que o ponto da última medição também caísse, no entanto há uma ligeira as-

censão. Nota-se, porém, que é uma elevação de menos de 0,5°C após a inserção de valores bem acima do real. Assim, conclui-se que a inserção de falsa temperatura ambiental para avaliar danos pode demonstrar valores ligeiramente abaixo do real.

Porém, a influência do fator umidade relativa do ar, na Figura 33, não demonstra uma anormalidade de decaimento da curva, podendo-se atribuir seu comportamento ao equilíbrio térmico.

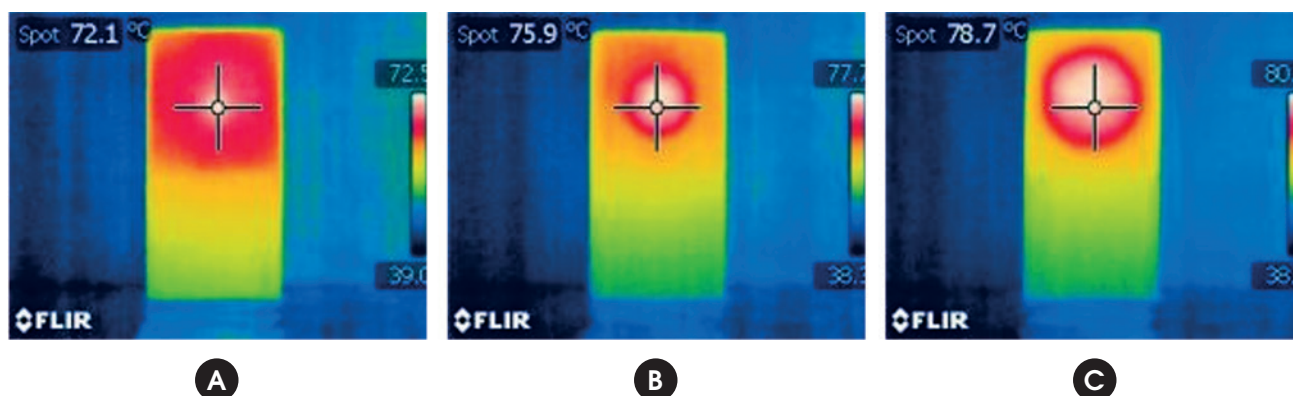
A Figura 34 indica com clareza que a variação da emissividade térmica influencia definitivamente na captação da temperatura na imagem infravermelha, aumentando-a significativamente, quanto menor for a emissividade térmica inserida.

Nas Figuras 35 e 36, observa-se que em relação ao contraste térmico das imagens, não foram observadas diferenças visuais.

6. Conclusões

Comparando os diferentes tipos de aquecimento, observou-se que a lâmpada incandescente é a que melhor identifica a falta de

Figura 36 – Imagens infravermelhas registrando temperatura no ponto do dano, inserida emissividade térmica 0,1 (4ª medição): (a) CP2, (b) CP3, (c) CP4



aderência simulada. No entanto, deve-se fazer uma análise cautelosa na hora de escolher o tipo de aquecimento.

Apesar de apresentar imagens infravermelhas mais nítidas quando utilizada como fonte de calor, a lâmpada incandescente apresenta a desvantagem de consumir muita energia e ter uma menor durabilidade, ao contrário da lâmpada mista de mercúrio, que é mais econômica.

Porém, tudo depende de como e onde o ensaio será realizado. Em ambientes com temperaturas controladas, ou seja, de temperaturas constantes, sem vento, sem interferências de outras fontes de calor (como em túneis, por exemplo), a lâmpada mista de mercúrio pode ser a melhor opção, pois apesar das imagens serem menos nítidas a identificação do dano é notável.

Neste experimento, os resultados obtidos com aquecimento por termoventilador não demonstraram precisão e confiabilidade, ao contrário do que mostram os estudos [7] e [9]. Entretanto, diferentemente da presente pesquisa, o aquecimento convectivo das citadas fontes foi feito por fluxo controlado de ar. Isto demonstra que não apenas o tipo de aquecimento influencia na avaliação termográfica, mas principalmente como o fluxo de calor incidirá sobre a amostra e, portanto, percebe-se que é um fator relevante nas avaliações.

A alteração individual dos parâmetros de umidade relativa e distância da lente ao objeto não indicaram anormalidades nem na medição de temperatura e nem mesmo na delineação das imagens infravermelhas, já a alteração da temperatura ambiente demonstrou que uma falsa inserção pode acarretar em resultados de temperatura no dano um pouco abaixo do real.

O parâmetro da emissividade térmica, por sua vez, produziu erros expressivos na medição de temperatura pela câmera infravermelha e também prejudicou ligeiramente a imagem, fornecendo menos detalhes. Tais erros eram esperados já que a emissividade térmica mostra ser um dos parâmetros de aplicação mais complexos e que mais chama a atenção dos pesquisadores, como por exemplo, nos estudos [11] e [12]. Estes dois autores também concluíram que a utilização de uma emissividade térmica que não corresponde à emissividade térmica real pode produzir erros significativos de temperatura, trazendo dificuldades de interpretação das imagens na prática.

Contudo, constatou-se neste trabalho que não houve grandes problemas em relação à identificação visual do dano simulado na interface concreto/PRF, mesmo adotando uma emissividade térmica bem fora da real, visto que o contorno do disco de EPS continuou bastante visível, como é possível observar pela comparação das figuras 35 e 36. Logo, como a visualização do dano foi pouco comprometida, percebe-se que a provisão de diagnóstico deste ensaio não destrutivo não fica totalmente invalidada, mesmo em situações adversas.

Sugere-se como, análise futura, a alteração combinada dos parâmetros e não apenas de maneira individual, uma vez que em campo estes valores podem sofrer alterações também em conjunto. O projeto de pesquisa em andamento deverá contemplar esta alternativa. Por fim, ressalta-se que este trabalho ratifica em parte resultados de experimentos realizados por outros pesquisadores, que comprovam a aplicabilidade do método de termografia infravermelha para a verificação de danos na interface PRF/concreto, contribuindo com novos resultados e indicando a necessidade de estudos adicionais para esclarecer alguns questionamentos levantados na pesquisa.

7. Referências bibliográficas

- [1] Bloch J, Miller K. Bridge to the future?. Bangor Daily News, Bangor, 2009, p.5-7.
- [2] Realfonzo R, Martinelli E, Napoli A, Nunziata B. Experimental investigation of the mechanical connection between FRP laminates and concrete. *Compos. Part B Eng.*, v. 45, n. 1, 2013, p. 341–355.
- [3] Cho K, Park SY, Kim ST, Cho JR, Kim BS. Shear connection system and performance evaluation of FRP-concrete composite deck. *KSCE J. Civ. Eng.*, v. 14, n. 6, 2010, p. 855–865.
- [4] Bengar HA, Maghsoudi AA. Experimental investigations and verification of debonding strain of RHSC continuous beams strengthened in flexure with externally bonded FRPs. *Mater. Struct.*, v. 43, n. 6, 2010, p. 815–837.
- [5] Sohn H, Kim SD, In CW, Cronin KE, Harries K. Debonding monitoring of CFRP strengthened RC beams using active sensing and infrared imaging. *Smart Struct. Syst.*, v. 4, n. 4, 2008 pp. 391–406.
- [6] Ghosh KK, Karbhari V M. Use of infrared thermography for quantitative non-destructive evaluation in FRP strengthened bridge systems. *Mater. Struct.*, v. 44, n. 1, 2011, p. 169–185.
- [7] HALABE, U.B., DUTTA S.S., GANGARAO H.V.S. NDE of FRP Wrapped Columns Using Infrared *In: Quantitative Non-destructive Evaluation*, 34°, 2008, Anais, vol. 975, n. 1, p. 1387–1394.
- [8] DUMOLIN J., IBARRA-CASTANEDO C., QUIERTANT M., TAILLADE F., BENDADA A., MALDAGUE X. Evaluation of FRP Gluing on Concrete Structures by Active Infrared Thermography. *In: Conference on Qualitative InfraRed Thermography*, 10°, 2010, pp. 1–9.
- [9] DE ALMEIDA E. G. Inspeção Termográfica de Danos por Impacto em Laminados Compósitos Sólidos de Matriz Polimérica Reforçada com Fibras de Carbono, São Carlos, 2010, Dissertação (mestrado)- Universidade de São Paulo, São Carlos, 111 p.
- [10] Titman D. Applications of thermography in non-destructive testing of structures. *NDT E Int.*, v. 34, n. 2, 2001, p. 149–154.
- [11] MADDING R. P. Emissivity Measurement and Temperature Correction Accuracy Considerations *In: Thermosense XXI*, 21°, 1999, v. 3700, p. 393–401.
- [12] RODRÍGUES F. de J. L. Detecção de Defeitos em Materiais Cerâmicos Usando Termografia., Florianópolis, 2010, Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, 150 p.
- [13] Lothenbach B, Winnefeld F. Thermodynamic modelling of the hydration of Portland cement. *Cem. Concr. Res.*, v. 36, 2006, p. 209–226.
- [14] SHIN P. H., WEBB S. C., PETERS K. J., "Nondestructive inspection in adhesive-bonded joint CFRP using pulsed phase thermography. *In: Thermosense: Thermal Infrared Applications XXXV*, 35°, 2013, v. 8705, p. 87050Q–1 87050Q–9.
- [15] GHIASSI B., SILVA S. M., OLIVEIRA D. V., LOURENÇO P. B., BRAGANÇA L. Assessment of the Bond Quality Degradation in FRP-strengthened Masonry using IR Thermography Technique. *In: International Symposium on Fiber Reinforcement Polymers for Reinforced Concrete Structures*, 11°, Guimarães, 2013, p. 1–9.

- [16] Lai WL, Kou SC, Poon CS, Tsang WF, Ng SP, Hung YY. Characterization of Flaws Embedded in Externally Bonded CFRP on Concrete Beams by Infrared Thermography and Shearography. *J. Nondestruct. Eval.*, v. 28, n. 1, 2009, p. 27–35.
- [17] M. Robert and B. Benmokrane, "Behavior of GFRP Reinforcing Bars Subjected to Extreme Temperatures," *J. Compos. Constr.*, vol. 14, no. 4, pp. 353–360, 2010.
- [18] FLIR Systems, Manual do Utilizador FLIR B series FLIR T series, 2010, p. 274.

Study of size effect using digital image correlation

Estudo do efeito de escala utilizando correlação de imagem digital

A. H. A. SANTOS ^a
ayrtonhugo@yahoo.com.br

R. L. S. PITANGUEIRA ^a
roque@dees.ufmg.br

G. O. RIBEIRO ^a
gabriel@dees.ufmg.br

R. B. CALDAS ^a
caldas@dees.ufmg.br

Abstract

Size effect is an important issue in concrete structures bearing in mind that it can influence many aspects of analysis such as strength, brittleness and structural ductility, fracture toughness and fracture energy, among others. Further this, ever more new methods are being developed to evaluate displacement fields in structures. In this paper an experimental evaluation of the size effect is performed applying Digital Image Correlation (DIC) technique to measure displacements on the surface of beams. Three point bending tests were performed on three different size concrete beams with a notch at the midspan. The results allow a better understanding of the size effect and demonstrate the efficiency of Digital Image Correlation to obtain measures of displacements.

Keywords: size effect, digital image correlation, experimental analysis.

Resumo

O efeito de escala é uma questão relevante em estruturas de concreto, uma vez que influencia vários aspectos de análise, principalmente aspectos correlacionados com a resistência, fragilidade e ductilidade estrutural, energia e tenacidade à fratura, dentre outros. Além disto, cada vez mais, novas metodologias estão sendo desenvolvidas para avaliar campos de deslocamentos em estruturas. Neste trabalho uma avaliação experimental do efeito de escala é realizada, utilizando como ferramenta de medida a correlação de imagem digital (CID). Vigas de concreto, com três tamanhos distintos e com entalhes no meio do vão, foram ensaiadas por meio do esquema de flexão em três pontos. Os resultados encontrados permitem um melhor entendimento do efeito de escala e demonstram a eficiência da correlação de imagem digital na obtenção de medidas de deslocamentos.

Palavras-chave: efeito de escala, correlação de imagem digital, análise experimental.

^a Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, Belo Horizonte, MG.

1. Introduction

The size effect is an aspect that should be considered in any physical theory, which is why this subject has been the focus of many engineering problems. This matter is so ancient that it was noted by Leonardo da Vinci in the 1500s, when he performed experimental studies with iron wires of equal diameters and different lengths and observed that tensile strength decreased as the wire length increased.

The study of the size effect was advanced greatly with the creation of fracture mechanics in the work by GRIFFITH [1], where the variation of the elastic energy of solids caused by the presence of faults was investigated, which was linked to the statistical concepts of Mariotte's ideas. This effect is without a doubt, the strongest argument in favor of the use of fracture mechanics to study concrete structures because it influences many aspects of analysis, particularly those correlated to resistance, structural brittleness and ductility, fracture energy, fracture toughness, etc.

Until the early 1980s, there were few studies regarding size effect, which included those performed by KAPLAN [2], KANI [3] and GLUCKLICH [4] in the experimental field and by HILLERBORG et al. [5] in the theoretical field. These studies evidenced a strong dependency between the nature of a concrete fracture and the size effect and indicated the need to relate it to the energy necessary for the propagation of fissures (BAZANT; CEDOLIN [6] and OZBOLT et al. [7]).

Currently, the size effect has been analyzed by tests in symmetrical beams subjected to flexural bending at three points, where the span/height ratio is maintained constant and the height is changed according to the specification by RILEM 89-FMT [8]. In these tests, load versus CMOD (crack mouth opening displacement) curves or load versus vertical displacement curves are obtained.

Various techniques can be used to obtain the displacements of such beams, such as digital image correlation (DIC). This technique

provides high-resolution measurements of the displacement field on the sample's surface. With DIC, the monitoring points are defined in the area of analysis, and then the relative displacements between these points along the entire field are calculated (NGUYEN et al.[9], RÉTHORÉ et al.[10], ALAM[11]).

In this study, the size effect is evaluated using digital image correlation as a measurement tool. The results allow better observation and understanding of the phenomenon.

2. Digital image correlation technique

Digital image correlation (DIC) is an optical method to visualize displacement fields by successive post-processing of captured images at a constant frequency, as explained by SKARŻYŃSKI et al. [12].

This technique uses textural patterns, natural or artificial, as information carriers. Displacement patterns can be obtained by combining the captured image surfaces before and after the deformation or displacement using a function of adequate correlation (SUTTON et al. [13]).

The images are captured by high-precision digital cameras with sensors. The sensors of these cameras are composed of small, photo-sensitive elements, called pixels. When an image is captured, each pixel represents three numbers (color components Y, Cb, and Cr) at the proportion of the amount of light reflected by the object being photographed. The Y, Cb, and Cr indexes represent luminosity or brightness, blue tonality, and red tonality, respectively. The digital image correlation system should be able to interpret different light intensities and record grayscale patterns for each pixel such that each point is unique.

To use the digital image correlation technique, the system should have at least three functions, as indicated by SKARŻYŃSKI et al. [12], which are (i) image intensity field, (ii) correlation function, and (iii) interpolation function.

Figure 1 – Two successive digital images of an area of interest and respective pixel subsets, which indicates patterns to be observed (SKARŻYŃSKI et al. (12))

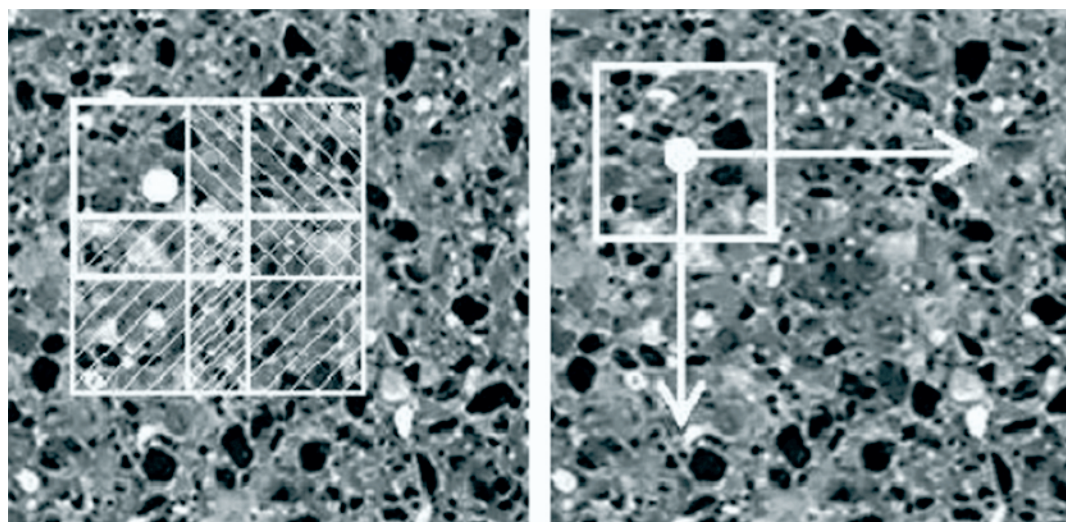
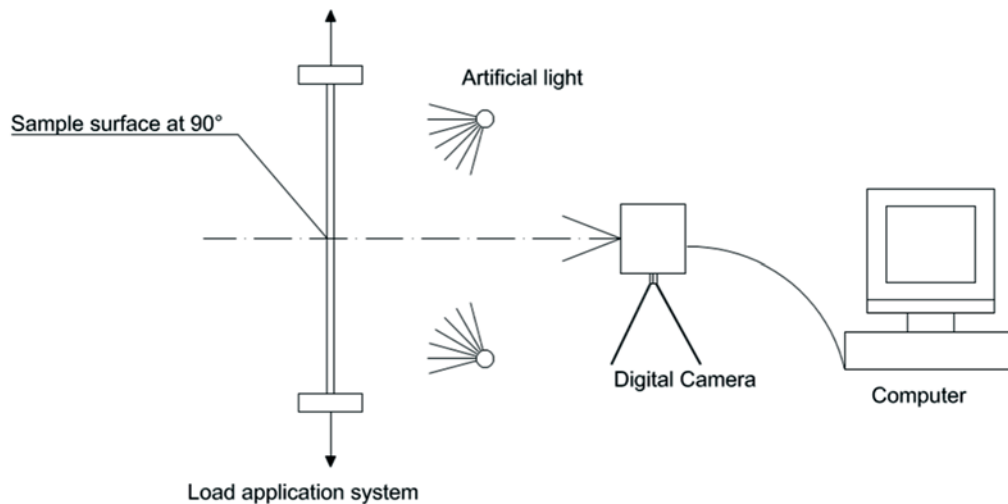


Figure 2 – Digital image capture system (modified) (Pan et al. (14))



The image intensity field attributes a scalar value to each point of the image plane that represents the light intensity (Y component) of the corresponding point in the physical space. The image intensity field also indicates the shades of grey that represent the point, which can vary numerically between 0 (black) and 255 (white) for an 8-bit image.

In the digital image, the area of interest should be selected, and small subsets, called patterns, should be chosen. In Figure [1], four patterns are selected in the first image, and the first pattern is observed in the second image. If the displacements of these patterns between two sequential images are too small, their Cartesian positions are considered to have been maintained. The strain pattern is detected by comparing two consecutive images, which are

captured by a digital camera that is maintained at a fixed position with its axis oriented perpendicular to the beam's surface plane, as indicated by PAN et al. [14] (Figure [2]).

A local displacement vector is obtained for each pattern (Figure [1]) using a correlation function between two consecutive light intensity distributions (Y component) in two digital images. The function calculates possible displacements and correlates all grey values from the first image with all of the grey values from the second image. This displacement vector is adjusted using an interpolation function.

In digital cameras, charged coupled devices operate in the Y-Cb-Cr color space as opposed to the R-G-B color space (R is red, G is green, B is blue). Image storage is preceded by conversion of the

Figure 3 – Diagram of the three-point bending test on a concrete beam

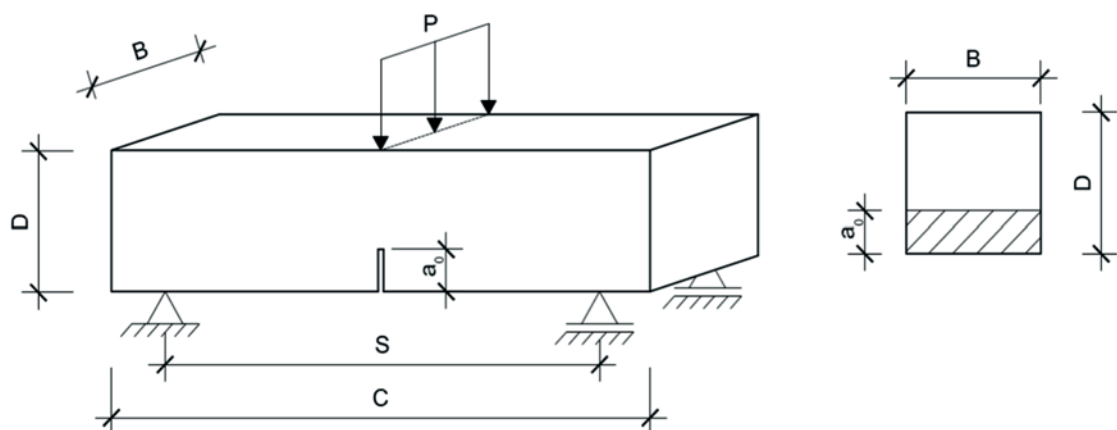
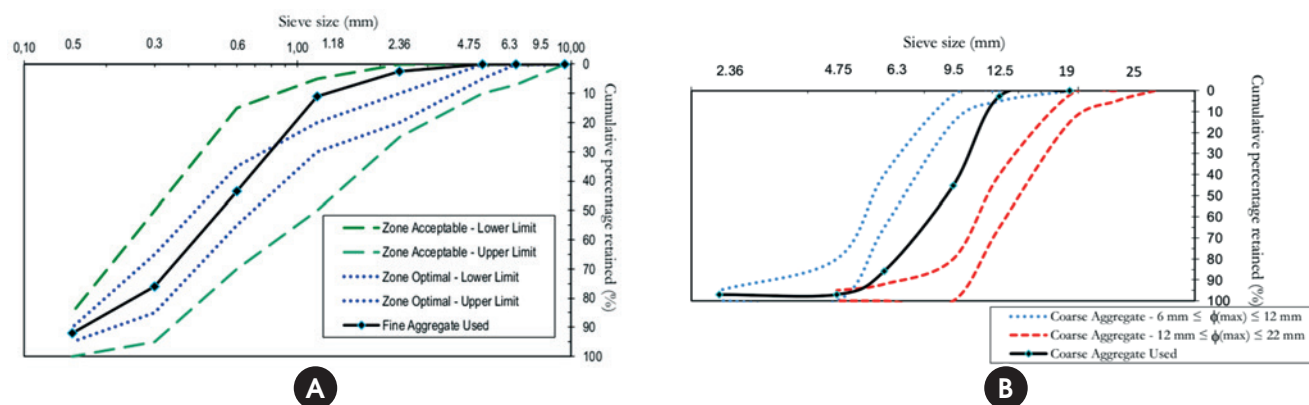


Figure 4 – Grain size curves (a) of aggregated fines (b) of aggregated coarse material



R-G-B to the Y-Cb-Cr color space according to Norm ISO/TC42N 4378:1998 [15], as indicated in Equation [1].

$$\begin{aligned} Y &= 0.2989R + 0.5866G + 0.1145B; \\ C_b &= 128 - 0.168736R - 0.331264G + 0.5B; \\ C_r &= 128 + 0.5R - 0.418688G - 0.081312B. \end{aligned} \quad (1)$$

The precision of the digital image correlation technique is strongly dependent on the size of the pattern selected and on its quality. The pattern spot should contain 4 to 10 pixels on the surface of the specimen, as indicated by SKARŻYŃSKI et al. [12].

3. Experimental program

The experimental program consisted of laboratory tests using beams subjected to flexural bending at three points performed in concrete specimens of three different sizes. Table [1] presents the nominal dimensions of the tested beams according to the scheme represented in Figure [3].

The specimens were composed of a rectangular cross-section ($B \times D$) with a fixed width of 80 mm and an effective span (S) equal to four times the section height D . The notch at the mid-section of the span (a_0) was maintained at 40% of the beam height. The notch on the underside of each specimen was wet-cut using a diamond cutting disk with a thickness of approximately 2 mm.

The concrete used was made from a Portland CPII-E32 cement mixture; the fine aggregates had a fineness modulus equal to 2.25 mm, and the coarse aggregates had a maximum diameter of 12.5 mm. Figure [4] presents the grain size curves of the aggregates.

To determine the mechanical parameters of the compressive strength, tensile strength, and static elastic modulus of concrete, an EMIC PC 200 servo-hydraulic machine was used following the recommendations of norms NBR 5739:2007 [16], NBR 8522:2008 [17], and NBR 7222:2011 [18], respectively. The cylindrical specimens measured 10 cm in diameter and 20

cm in length. Table [2] presents the values of these mechanical parameters.

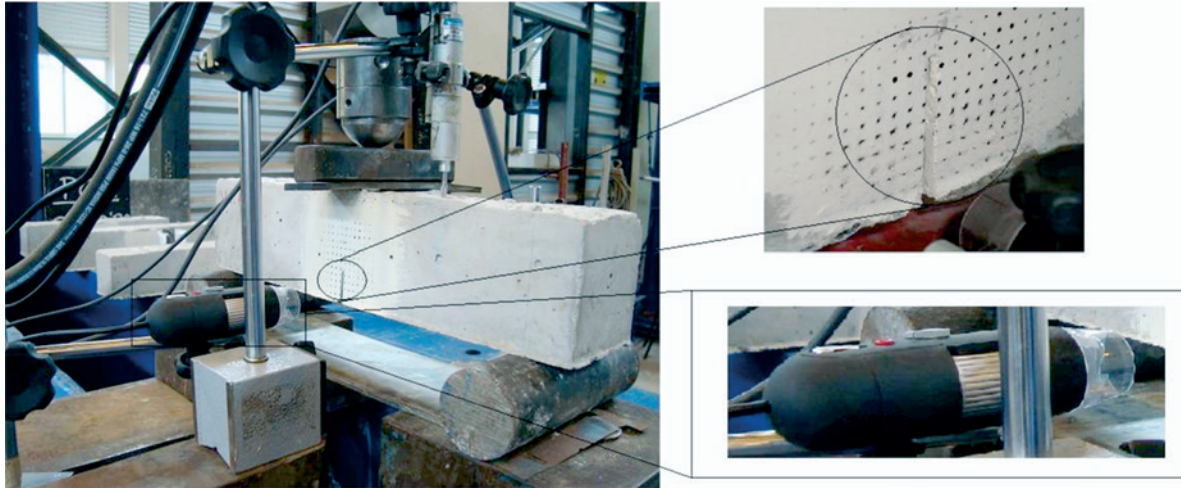
To apply the load, a plane frame with an MTS 244.22 actuator with a 100-kN load capacity was used. A 50-kN load cell was coupled to this actuator for compliance of the load-displacement results in the data acquisition system (Figure [5]). The beam displacement control was induced by a vertical displacement “ v ” imposed on the half span of the beam at a rate of 0.01 mm/min.

Before the test, the surfaces of the concrete beams were polished and then grid-marked for better monitoring of the standards. The images were captured by a high-resolution USB microscope with a 2.0 megapixel image sensor and video resolution capture of 1280 x 960, as presented in Figure [6]. The image capture rate was set at 5 frames per second, which was recorded in an AVI format, and the light was generated by LED lamps from the microscope itself. This equipment along with the digital image process-

Figure 5 – Load application system – Frame with MTS 244.22 actuator



Figure 6 – Concrete beam surface prepared with grid marking and USB Microscope



ing software developed in a LabView platform, which was provided by the Graduation Program in Structural Engineering (Programa de Pós-Graduação de Engenharia de Estruturas – PROPEEs) of the Federal University of Minas Gerais (Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG), was used to analyze the translation and rotation movements of the monitoring standards; thus, the relative displacements could be determined. The captured images were synchronized with the measurements of the test machine. Next, the results are presented and discussed.

4. Results and discussion

For each beam size presented in Table [1], three specimens were tested.

The load versus vertical displacement curves in the mid-span for the three tested sizes are grouped in Figure [7]. The vertical displacement was measured at the underside of the beam. To observe the influence of size on the beams' structural properties, Figure [7] shows the experimental spectra obtained with the corresponding mean curve.

For B2 class beams, during the test performance period, the laboratory went through a layout restructure that required moving the load application system, which created movement in the hoses

and a pressure difference in the actuator. Consequently, at the end of the softening of these curves, control was impossible because of the disturbance that occurred in the loading rate due to the pressure relief in the actuator.

Figure 7 – Load x displacement curves obtained experimentally

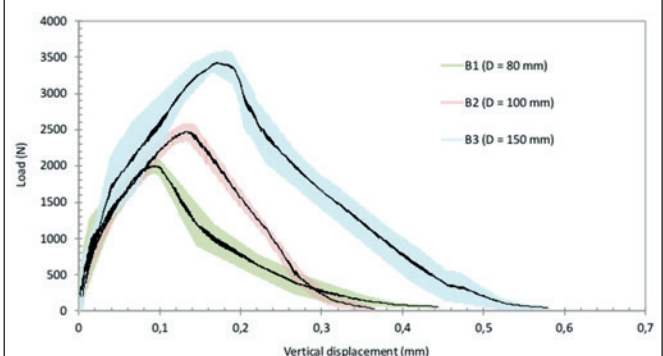


Table 1 – Beam dimensions

Beam	Total span – C (mm)	Effective span – S (mm)	Thickness – B (mm)	Height – D (mm)	Notch – α_0 (mm)
B1	380	320	80	80	32
B2	450	400	80	100	40
B3	700	600	80	150	60

Table 2 – Mechanical parameters of concrete

Parameter	Mean (MPa)	Standard deviation (MPa)	Coeff. of variation (%)
Compressive strength	35.43	3.73	10.53
Elastic modulus	25982	1652	6.36
Tensile strength	2.93	0.31	10.50

Table 3 – Fracture energy G_F and brittleness number (S_e)

Beam	Height – D (mm)	Area under the curve (N x mm)	Energy – G_F (N/m)	S_e
B1	80	302.5	78.64	3.35×10^{-4}
B2	100	425.2	88.54	3.02×10^{-4}
B3	150	840.2	116.7	2.66×10^{-4}

4.1 Size effect on structural ductility

After calculating the areas under the load-displacement curves presented in Figure [7], the values of the work were obtained, which were equal to 302.5 Nmm, 425.2 Nmm, and 840.2 Nmm for beam sizes B1, B2, and B3, respectively. Using these values and Equation [2], the respective G_F fracture energies were obtained, as presented in Table [3]. An increase in the fracture energy with increases in the specimen size was observed. This fact was also observed by Nallathambi et al. [19] and Karihaloo [20], Gettu et al. [21], and Hillerborg [22] after performing more than 700 three-point flexural tests in beams. The fracture energy values found using DIC varied between 78 and 116 N/m. These results are extremely similar to those found by Nallathambi et al. [19] and Karihaloo [20], who determined using conventional methods that G_F varies between 40 and 130 N/m for samples with spans, heights, and notches equivalent to those presented in this study.

The reason why G_F varies with specimen size is due to the hypothesis proposed in Equation [2], where all work performed by the external load is completely reversed to the stable propagation of the crack. Figure [8] shows the variation in G_F with the height of the specimens (D); this representation is also in accordance with the results presented by Nallathambi et al. [19] and Karihaloo [20].

$$Energy = \frac{\text{Area under load - displacement curve}}{B \cdot (D - a_0)} \quad (2)$$

Table [3] also presents the brittleness number (S_e) values proposed by Carpinteri [23] and given by Equation [3].

$$S_e = \frac{G_F}{f_t \cdot D} \quad (3)$$

where f_t is the concrete tensile strength, in this case $f_t = 2.93 \text{ MPa}$ according to Table [2].

The present tests indicate that S_e is reduced as the beam height increases, which indicates an increase in structural brittleness.

The dimensional analysis used by Carpinteri [23] to define Equation [3] was based on the physical difference of the two intrinsic properties of concrete, i.e., resistance and tenacity. Resistance is defined as the force per unit area or energy per unit volume, whereas tenacity is the energy per unit area. Hence, the energy ratio (S_e) presented includes a dimensional scale of the specimen (D) to generate a dimensionless number. This proposal is based on the fact that what characterizes brittleness or ductility of a structure is not the individual values of G_F and D but rather a dimensionless function (S_e). Following this reference, Karihaloo [20] concludes that the tendencies in the function of the notch size, height, and free span can all be represented by S_e and that as the beam's height increases, S_e decreases. This response obtained by conventional methods to obtain the P-Delta curve is in accordance with the results obtained using DIC.

In the study by Karihaloo [20], beams with heights varying between 100 and 300 mm resulted in S_e varying between 8.359×10^{-4} and 2.09×10^{-4} . For the present study, beams varying between 80 and

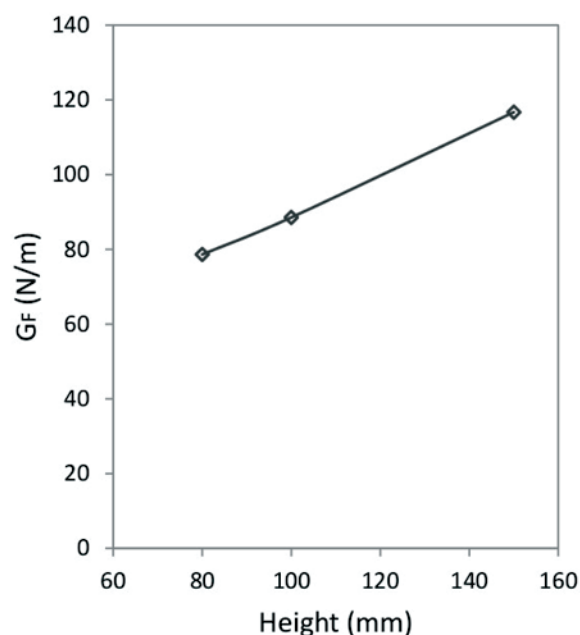
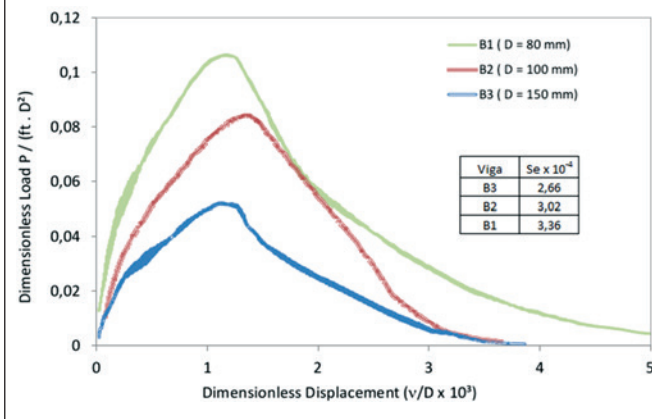
Figure 8 – Variation in fracture energy (G_F) with specimen height (D)

Figure 9 – Dimensionless load versus dimensionless displacement structural response and brittleness number (S_e)



150 mm resulted in S_e varying between 3.35×10^{-4} and 2.66×10^{-4} . Figure [7] also indicates that the longer the beam, the steeper the slope of the descending section of the trajectory is, which is a direct consequence of the size effect on structural ductility. To improve the visualization of this effect and relate it to the brittleness number (S_e), Figure [9] presents the dimensionless conversion of the curves in Figure [7]. For this purpose, the load values were divided by $ft \cdot D^2$, and the displacements were divided by $10^3 \times D$. The smaller the beam's characteristic dimension, the larger the displacements obtained were, which thus indicates a more ductile behavior.

4.2 Size effect on nominal strength

When analyzing the variation in strength according to beam height, the nominal stress (σ_N) applied to the beams were determined with the expression defined by PLANAS et al. [24]. (Equation [4]).

$$\sigma_N = \frac{3 \cdot P \cdot S}{2 \cdot B \cdot D^2} \quad (4)$$

where P is the applied load, S is the free span of the beam, B is the section's width, and D is the total height of the entire cross-section outside the notch section.

Figure [10] indicates that the behavior represented by the nominal stress versus vertical displacement curves is different for each beam size. In the pre-peak region, the vertical displacement is greater in beam B3 compared with that of beam B1 regardless of the nominal stress applied. This difference becomes more significant with load increase. This is most likely the result of the absolute length of the notch in B3 beams being larger than that in B1 beams. For the maximum load, a reduction in the nominal stress (nominal resistance) is observed with increases in the specimen size, which thus provides evidence for the size effect. After reaching the maximum load, there is a steep decline in displacement

in relation to the nominal stress. This decline is related to the fact that the damage is intensified along the largest part of the beam's section. At the tail of the curve, in the post-critical regimen, the ratio between the vertical displacement and nominal stress begins to exhibit approximately similar behavior for all beams, except for beam B2, which as previously mentioned, exhibited a disturbance in the loading rate.

Figure [11] better demonstrates the size effect, which shows the variation in the vertical displacement and nominal stress in relation to the maximum load for the three beam classes tested.

These data were also analyzed using Bazant's size effect law (BAZANT and PFEIFFER [25], BAZANT and PLANAS [26], RILEM 89-FMT [8]). According to this law, it is possible to characterize what type of fault theory should be applied to a structural project by considering the nominal fault stress (σ_N) and the characteristic dimension of the structure (d_0), which will be discussed next.

Because of the influence of a relatively large zone of microfissures concentrated at the front of the concrete crack tip (Fracture Process Zone), the beam's strength capacity, as measured by the nominal fault stress, should be studied based on an intermediate

Figure 10 – Mean curve - nominal stress versus vertical displacement

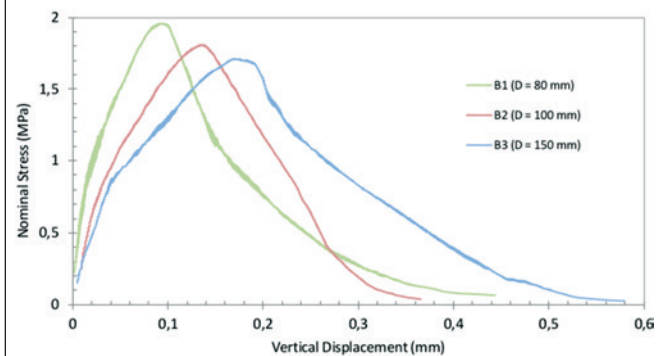


Figure 11 – Effect of size on nominal stress and vertical displacement associated with peak load

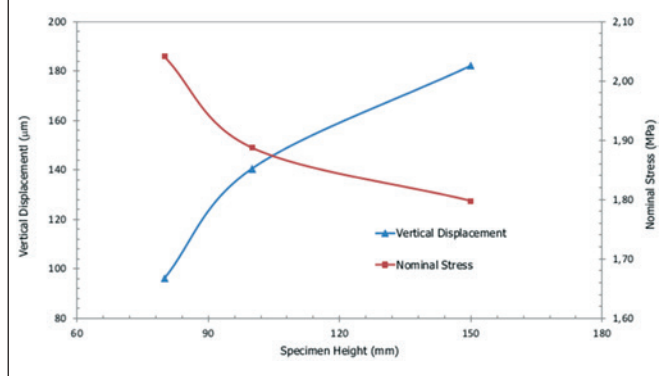


Table 4 – Ultimate tensile strength and fracture parameters

σ (MPa)			d_0 (mm)	B_f (MPa)
B1	B2	B3		
2.05	1.88	1.80	161.8	0.41

criterion among the classical resistance criteria for concrete structures and linear elastic fracture mechanics (LEFM). Equation [5] expresses the size effect law proposed by Bazant [27], which describes the transition between these theories.

$$\sigma_N = \frac{Bf_t}{\sqrt{1+\beta}} \quad \text{with} \quad \beta = D/d_0 \quad (5)$$

where f_t is the material's tensile strength, d_0 is the material's characteristic size that corresponds to the change of the mechanism between the plasticity phenomenon and the fracture mechanics, B is a parameter of the material, which is a function of the specimen's geometry and of the load applied, and $1/\beta$ is the structural brittleness number proposed by Bazant [25].

The values of Bf_t and d_0 in Equation [5] are obtained by linear regression according to Equation [6] and Equation [7].

$$Y = AX + C \quad (6)$$

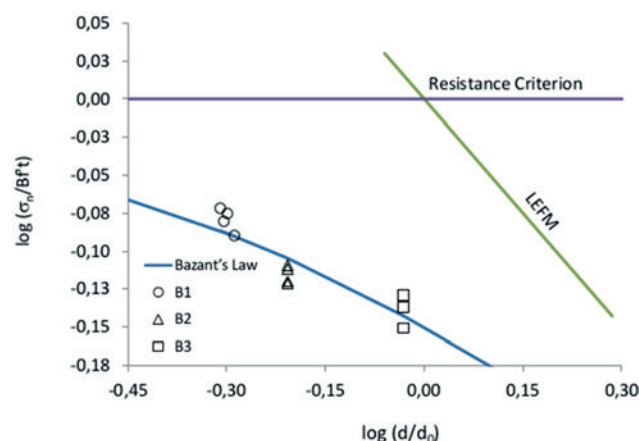
where

$$X = D, \quad Y = \left(\frac{1}{\sigma_N} \right), \quad Bf_t = \frac{1}{\sqrt{C}}, \quad d_0 = \frac{C}{A} \quad (7)$$

Table [4] presents the fracture parameters determined by the scale effect method and the maximum tensile strengths obtained for beams B1, B2, and B3.

According to the method, d_0 is the characteristic dimension of the structure located in the point of transition between linear elastic fracture mechanics and the mechanical laws based on strength. In the present analysis, this value is larger than the heights of all specimens used, which thus indicates that a more ductile behavior should be expected for all beams. The brittleness number (Equation [5]) was found to be 0.50, 0.62, and 0.93 for beams B1, B2, and B3, respectively. Therefore, the specimens are at an intermediary stage between plastic behavior ($\beta \ll 0.1$) and the transition state ($\beta = 1$). This type of behavior is desirable for concrete so it can be used in civil construction.

The size effect curve proposed by Bazant [26] is presented in Figure [12], where the influence on nominal strength for the three beam classes is observed. The size effect law, i.e., Equation [5],

Figure 12 – Bazant's size effect law

generates a smooth transition between beams B1, B2, and B3, which indicates a good fit of the results obtained.

5. Conclusion

In this study, an experimental investigation of the size effect using the digital image correlation technique was performed.

DIC was found to be an effective technique to determine displacement fields on concrete surfaces with the advantage of not requiring physical contact with the specimen's surface.

This technique allowed observing the influence of the size effect on the structural ductility of the beams. According to the calculation of the beams' brittleness number (S_e) via an analysis of the load versus vertical displacement curves, this number indicated an increase in the structural brittleness of the beams as their sizes increased.

Additionally, it was observed that the nominal strength (maximum nominal stress) of the notched concrete beams bent at three points decreases with the increase in the respective characteristic dimension, as has been demonstrated in literature on this subject. Additionally, the experimental results were analyzed based on Bazant's size effect law and were found to completely follow this law.

6. Bibliographical references

- [1] GRIFFITH, A.A., The phenomena of rupture and flow in solids. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, v. A 221, 1920, p. 163-198.
- [2] KAPLAN, F. M., Crack propagation and the fracture of concrete. Journal of the American Concrete Institute, v. 58(11), 1961, p. 591-609.
- [3] KANI, G., How safe are our large reinforced concrete beams. ACI Journal, v. 64, 1967, p. 128-141.
- [4] GLUCKLICH, J., Fracture of plain concrete. Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE), v. 89, 1963, p. 127-138.
- [5] HILLERBORG, A., MODEER, M. e PETERSSON, P. E.

- Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement Concrete Research*, v. 6, 1976, p. 773-782.
- [6] BAZANT, Z. P. e CEDOLIN, L., *Stability of Structures: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories*. Oxford University Press, New York, 1991.
- [7] OZBOLT, J., ELIGEHAUSEN, R. e PETRANGELI, M., *The size effect in concrete structure*. E & FN Span, 1994, p. 255-268.
- [8] RILEM 89-FMT, R. D. R. -F., *Size-effect methods for determining fracture energy and process zone size of concrete*. *Materials and Structure*, v. 23, 1990, p. 461-465.
- [9] NGUYEN, T.L, HALL, S.A, VACHER, P, VIGGIANI, G. *Fracture mechanisms in soft rock: identification and quantification of evolving displacement discontinuities by extended digital image correlation*. *Tectonophysics*, v.503, 2011, p.117-128.
- [10] RÉTHORÉ, J, TINNES, J.P, ROUX, S, BUFFIÈRE, J.Y, HILD, F. *Extended three-dimensional digital image correlation (x3d-dic)*. *Comptes Rendus Mécanique* v. 336(8), 2008, p.643-649.
- [11] ALAM, S.Y. *Experimental study and numerical analysis of crack openings in concrete*. PhD thesis, Ecole Centrale de Nantes; 2011.
- [12] SKARŻYŃSKI, Ł.; SYROKA, E.; TEJCHMAN, J. *Measurements and Calculations of the Width of the Fracture Process Zones on the Surface of Notched Concrete Beams*. *Strain*, v. 47, 2011, p. 319-332.
- [13] SUTTON, M. A.; McNEILL, S. R.; HELM, J. D.; CHAO, Y. J. *Advances in two-dimensional and three-dimensional computer vision*. *Top. Appl Phys*, v. 77, 2000, p.323-372.
- [14] PAN, B., QUIAN, K., XIE, H. e ASUNDI, A., "Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement: a review." *Measurement Science and Technology*, v. 20, 2009, p. 1-17.
- [15] ISO/TC42N 4378, *Photography-Electronic Still Picture Imaging-Removable Memory-Part 2: Image Data Format-TIFF/EP*, Nov. 25, 1998.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos – Métodos de ensaio*. NBR 5739, Rio de Janeiro, 2007.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão*. NBR 8522, Rio de Janeiro, 2008.
- [18] 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.
- [19] KARIHALLO, B. L.; *Fracture Mechanics and Structural Concrete*. Longman Scientific & Technical, New York. 1995
- [20] NALLATHAMBI, P.; KARIHALLO, B. L. and HEATON, B.S. *Effect of specimen and crack size, water/cement ratio and coarse aggregate texture upon fracture toughness of concrete*, *Mag Concr Res*, vol. 36, p.227-236
- [21] GETTU, T; BAZANT, Z, P. and KARR, M.E; *Fracture properties and brittleness of high strength concrete*, *ACI Mater J*. vol. 87, p.608-618
- [22] HILLERBORG, A. *Influence of beam size on concrete fracture energy determined according to a draft RILEM recommendation*, Report TVBM-3201, Div Bldg Mater Lund Inst Tech, Sweden.
- [23] CARPINTERI, A. *Notch sensitivity in fracture testing of aggregative materials*. *Journal Engineering Fracture Mechanical*, vol. 16, 1982, p. 467-481
- [24] PLANAS, J., GUINEA, G. V. e ELICES, M., *Size effect and inverse analysis in concrete fracture*. *International Journal of Fracture*, v. 95, 1999, p. 367-378.
- [25] BAZANT, Z. P. e PFEIFFER, P., *Determination of fracture energy from size effect and brittleness number*. *ACI Materials Journal*, vol. 84, 1987, p. 463-480.
- [26] BAZANT, Z. P. e PLANAS, J. *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasi-Brittle Materials*. CRC Press, New York. 1998.
- [27] BAZANT, Z. P. *Size Effect in blunt fracture: concrete, rock, metal*. *ASCE Journal Engineering Mechanics*, vol. 110, 1984, p. 518-535.

Study of size effect using digital image correlation

Estudo do efeito de escala utilizando correlação de imagem digital

A. H. A. SANTOS ^a
ayrtonhugo@yahoo.com.br

R. L. S. PITANGUEIRA ^a
roque@dees.ufmg.br

G. O. RIBEIRO ^a
gabriel@dees.ufmg.br

R. B. CALDAS ^a
caldas@dees.ufmg.br

Abstract

Size effect is an important issue in concrete structures bearing in mind that it can influence many aspects of analysis such as strength, brittleness and structural ductility, fracture toughness and fracture energy, among others. Further this, ever more new methods are being developed to evaluate displacement fields in structures. In this paper an experimental evaluation of the size effect is performed applying Digital Image Correlation (DIC) technique to measure displacements on the surface of beams. Three point bending tests were performed on three different size concrete beams with a notch at the midspan. The results allow a better understanding of the size effect and demonstrate the efficiency of Digital Image Correlation to obtain measures of displacements.

Keywords: size effect, digital image correlation, experimental analysis.

Resumo

O efeito de escala é uma questão relevante em estruturas de concreto, uma vez que influencia vários aspectos de análise, principalmente aspectos correlacionados com a resistência, fragilidade e ductilidade estrutural, energia e tenacidade à fratura, dentre outros. Além disto, cada vez mais, novas metodologias estão sendo desenvolvidas para avaliar campos de deslocamentos em estruturas. Neste trabalho uma avaliação experimental do efeito de escala é realizada, utilizando como ferramenta de medida a correlação de imagem digital (CID). Vigas de concreto, com três tamanhos distintos e com entalhes no meio do vão, foram ensaiadas por meio do esquema de flexão em três pontos. Os resultados encontrados permitem um melhor entendimento do efeito de escala e demonstram a eficiência da correlação de imagem digital na obtenção de medidas de deslocamentos.

Palavras-chave: efeito de escala, correlação de imagem digital, análise experimental.

^a Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, Belo Horizonte, MG.

1. Introdução

O efeito de escala é um aspecto que deve ser considerado em qualquer teoria física e tal fato permite entender porque a questão tem ocupado uma posição importante em muitos problemas de engenharia. Esta questão é tão antiga que foi apontada por Leonardo da Vinci nos anos 1500, quando realizou estudos experimentais com fios de ferro de mesmo diâmetro e diferentes comprimentos, observando que a resistência à tração diminuía quando o comprimento dos fios aumentava.

O estudo do efeito de escala teve um grande avanço com a criação da Mecânica da Fratura no trabalho de GRIFFITH [1], onde foi estudada a variação na energia elástica dos sólidos devido à existência de falhas, fazendo um elo com os conceitos estatísticos das ideias de Mariotte. Este efeito é sem dúvida o mais forte argumento a favor do uso da Mecânica da Fratura para estudar estruturas de concreto, uma vez que influencia vários aspectos de análise, principalmente os correlacionados com a resistência, fragilidade e ductilidade estrutural, energia e tenacidade à fratura, dentre outros.

Até o início dos anos 80, haviam poucos estudos relacionados com o efeito de escala, podendo-se citar os realizados por KAPLAN [2], KANI [3] e GLUCKLICH [4], no campo experimental, e o de HILLERBORG et al. [5] no campo teórico. Estes estudos evidenciaram forte dependência entre a natureza do fraturamento do concreto e o efeito de escala indicando a necessidade de relacioná-lo com a energia necessária para propagação de fissuras (BAZANT; CEDOLIN [6] e OZBOLT et al. [7]).

Atualmente, o efeito de escala tem sido analisado por meio de ensaios em vigas simétricas submetidas à flexão em três pontos, nas quais a relação vão/altura é mantida constante, alterando-se a altura, conforme especificação do RILEM 89-FMT [8]. Nestes ensaios, devem ser obtidas curvas carga versus CMOD (deslocamento de abertura na boca da trinca) ou curvas carga versus deslocamento vertical.

Diversas técnicas podem ser utilizadas para obtenção dos deslocamentos dessas vigas sendo uma delas a correlação de imagem digital (CID). Esta técnica fornece medições de alta resolução do campo de deslocamento nas superfícies da amostra. Com a CID, pontos de monitoramento são definidos na área de análise e, em seguida, os deslocamentos relativos são calculados entre estes pontos ao longo de todo o domínio (NGUYEN et al. [9], RÉTHORÉ et al. [10], ALAM [11]).

Neste trabalho, o efeito de escala é avaliado utilizando como ferramenta de medida a correlação de imagem digital. Os resultados encontrados permitem observar e compreender melhor tal fenômeno.

2. Técnica de correlação de imagem digital

A correlação de imagem digital (CID) é um método ótico para visualizar campos de deslocamentos por sucessivos pós-processamentos das imagens captadas a uma frequência constante, conforme explicado por SKARŻYŃSKI et al. [12].

Esta técnica utiliza padrões de texturas, naturais ou artificiais, como portadores de informação. Padrões de deslocamentos podem ser obtidos ao se combinar as superfícies das imagens capturadas, antes e depois da deformação ou deslocamento, utilizando-se uma função de correlação adequada (SUTTON et al. [13]).

As imagens são captadas por câmeras digitais, de alta precisão, que possuem sensores. Os sensores dessas câmeras são compostos de pequenos elementos, sensíveis à luz, denominados pixels. Quando uma imagem é capturada, cada pixel representa três números (chamados de componentes de cores Y Cb Cr) na proporção da quantidade de luz refletida do objeto fotografado. Os índices Y, Cb e Cr representam a luminosidade ou brilho, tonalidade de azul e tonalidade de vermelho, respectivamente. O sistema de correlação de imagem digital deve ser capaz de interpretar diferentes intensidades de luz, bem como gravar padrões de escalas de cinza para cada pixel, de modo que cada ponto seja único.

Figura 1 – Duas imagens digitais sucessivas de uma área de interesse e respectivos subconjuntos de pixels, indicando padrões a serem observados (SKARŻYŃSKI et al. (12))

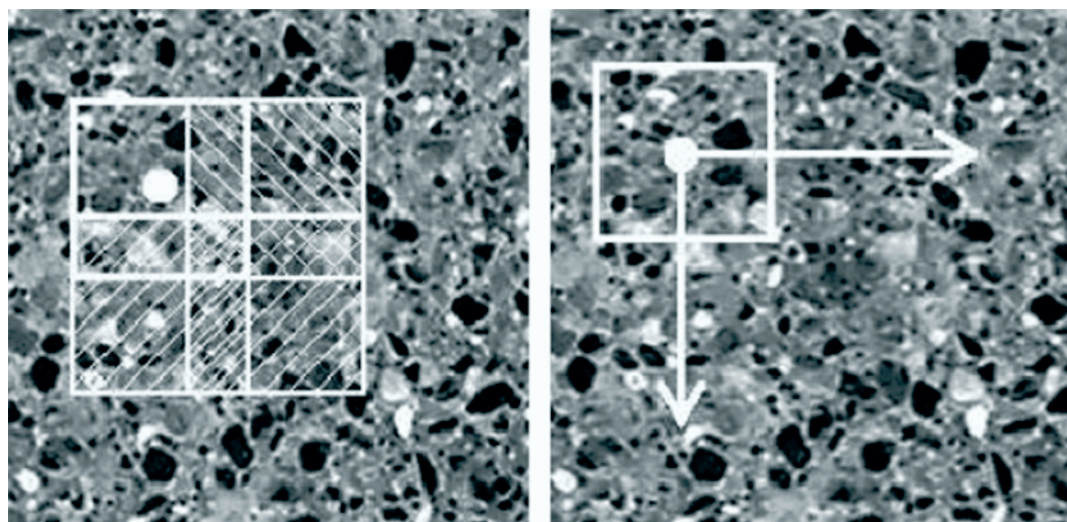
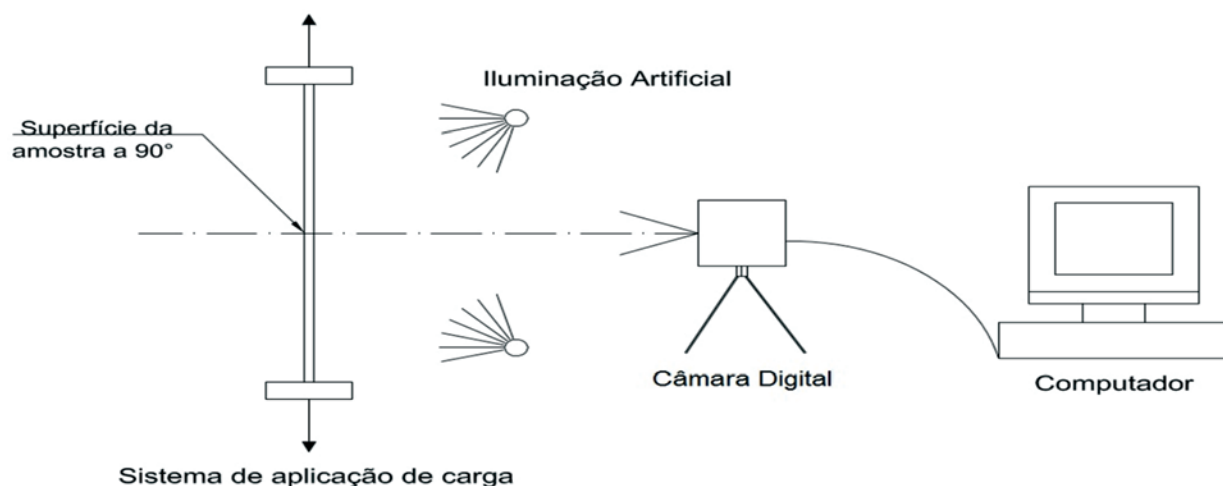


Figura 2 – Sistema de captação de imagens digitais (modificado) (Pan et al. (14))



Para uso da técnica de correlação de imagem digital, no mínimo três funções devem existir no sistema, conforme indicado por SKARŻYŃSKI et al. [12], sendo elas: (i) campo de intensidade da imagem, (ii) função de correlação e (iii) função de interpolação.

O campo de intensidade da imagem atribui a cada ponto no plano da imagem um valor escalar que representa a intensidade da luz (componente Y) do ponto correspondente no espaço físico. Este também indica os níveis de cinza que representam o ponto, podendo os mesmos variar numericamente entre 0 (preto) e 255 (branco) para uma imagem de 8 bits.

Na imagem digital, a área de interesse deve ser selecionada e pequenos subconjuntos, chamados de padrões, devem ser escolhidos. Na Figura [1], 4 padrões são escolhidos na 1ª imagem e o

primeiro padrão é observado na 2ª imagem. Se os deslocamentos destes padrões, entre duas imagens sequenciais, forem muito pequenos, considera-se que as posições cartesianas destes foram mantidas. O padrão de deformação é detectado por comparação de duas imagens consecutivas, capturadas por uma câmara digital que se mantém numa posição fixa com o seu eixo orientado de forma perpendicular ao plano da superfície da viga, conforme indicado por PAN et al. [14] (Figura [2]).

Um vetor de deslocamento local é obtido para cada padrão (Figura [1]) por meio de uma função de correlação entre duas distribuições consecutivas da intensidade da luz (componente Y) em duas imagens digitais. A função calcula possíveis deslocamentos, correlacionando todos os valores de cinza a partir da primeira imagem

Figura 3 – Esquema do ensaio de vigas de concreto submetidas à flexão em três pontos

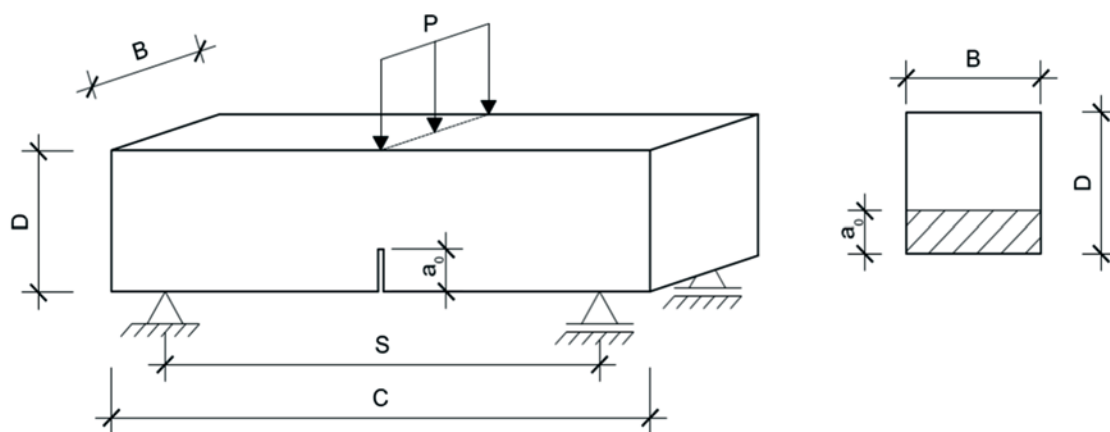
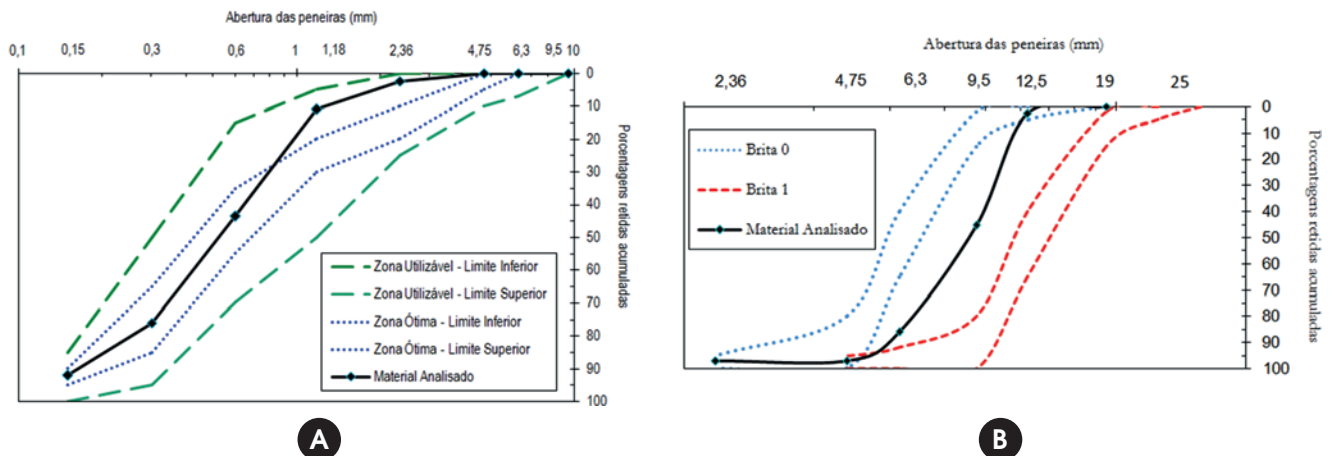


Figura 4 – Curvas granulométricas (a) dos agregados miúdos e (b) dos agregados graúdos



com todos os valores de cinza a partir da segunda imagem. O ajuste deste vetor de deslocamento é realizado utilizando-se uma função de interpolação.

Nas câmeras digitais, o Dispositivo de Carga Acoplada ("Charged Coupled Device") opera no espaço de cor Y - Cb - Cr em oposição ao espaço de cor R - G - B (R é vermelho, G é verde, B é azul). O armazenamento da imagem é precedido pela conversão do espaço de cor R - G - B para o espaço de cor Y - Cb - Cr, de acordo com a Norma ISO/TC42N 4378:1998 [15], conforme indicado na Equação [1].

$$\begin{aligned} Y &= 0.2989R + 0.5866G + 0.1145B; \\ C_b &= 128 - 0.168736R - 0.331264G + 0.5B; \\ C_r &= 128 + 0.5R - 0.418688G - 0.081312B. \end{aligned} \quad (1)$$

A precisão da técnica de correlação de imagem digital depende fortemente do tamanho do padrão selecionado e da qualidade deste padrão. A mancha do padrão deve conter de 4 a 10 pixels na superfície do corpo de prova, conforme indicado por SKARŽYŃSKI et al. [12].

3. Programa experimental

O programa experimental consistiu de testes em laboratório utilizando-se vigas submetidas à flexão em três pontos, realizados em corpos-de-prova de concreto com três tamanhos distintos. A Tabela [1] apresenta as dimensões nominais das vigas ensaiadas conforme esquema representado na Figura [3].

Os corpos-de-prova tinham seção transversal retangular ($B \times D$), com largura fixa de 80 mm, e o vão efetivo (S) igual a quatro vezes a altura D da seção. O entalhe, na seção média do vão (a_0), foi mantido igual a 40% da altura da viga. Este entalhe na face inferior de cada corpo-de-prova foi executado por meio de corte úmido

utilizando-se serra circular com disco adiamantado, cuja espessura era de aproximadamente 2 mm.

O concreto utilizado foi confeccionado com mistura de cimento Portland CP11-E32, agregados miúdos com módulo de finura igual a 2,25mm e agregados graúdos com diâmetro máximo de 12,5mm. A Figura [4] apresenta as curvas granulométricas dos referidos agregados.

Para determinação dos parâmetros mecânicos de resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade estático do concreto, utilizou-se a máquina servo-hidráulica EMIC, Modelo PC 200, tendo como recomendações as normas NBR 5739:2007 [16], NBR 8522:2008 [17] e NBR 7222:2011 [18], respectivamente. Os corpos-de-prova cilíndricos utilizados mediam 10 cm de

Figura 5 – Sistema de aplicação de carga – pórtico com atuador MTS 244.22





diâmetro e 20 cm de comprimento. A Tabela [2] apresenta os valores desses parâmetros mecânicos.

Para aplicação da carga utilizou-se um pórtico plano com atuador MTS 244.22 de 100 kN de capacidade de carga. A este atuador foi acoplado uma célula de carga de 50 kN para compatibilização dos resultados carga-deslocamento no sistema de aquisição de dados (Figura [5]). O controle de deslocamento das vigas foi induzido por um deslocamento vertical “v” imposto no meio vão da viga a uma taxa de 0,01 mm/min.

As vigas de concreto, antes de serem submetidas ao ensaio, tiveram a sua superfície polida, sobre a qual foi efetuada a marcação de uma malha de pontos regularmente espaçados (“grid”) para melhor monitoramento dos padrões. As imagens foram capturadas com um microscópio USB de alta resolução com sensor de imagem de 2.0 Megapixels, com captura em resolução de vídeo de 1280 x 960, conforme apresentado na Figura [6]. A taxa de captação das imagens adotada foi de 5 quadros por segundo, gravados em formato de vídeo Avi, e a iluminação foi gerada por lâmpadas de LED do próprio microscópio. Este equipamento, juntamente com o software de tratamento de imagem digital desenvolvido na plataforma LabView, no âmbito do Programa de Pós-Graduação de Engenharia de Estruturas da UFMG - (PROPEEs), foi utilizado para analisar os movimentos de translação e rotação dos padrões

de monitoramento, permitindo a determinação dos deslocamentos relativos entre os mesmos. As imagens capturadas foram sincronizadas com as medições da máquina de ensaio. Os resultados obtidos são apresentados e discutidos a seguir.

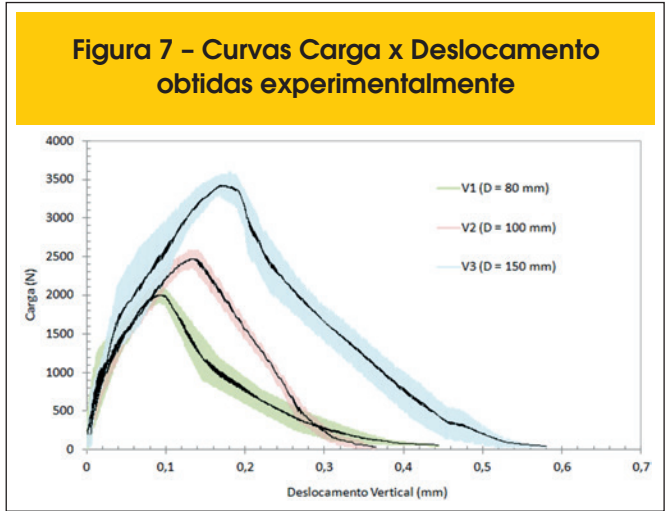


Tabela 1 – Dimensões das vigas

Viga	Vão total – C (mm)	Vão efetivo – S (mm)	Espessura – B (mm)	Altura – D (mm)	Entalhe – α_0 (mm)
V1	380	320	80	80	32
V2	450	400	80	100	40
V3	700	600	80	150	60

Tabela 2 – Parâmetros mecânicos do concreto

Parâmetro	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coef. de variação (%)
Resistência à compressão	35,43	3,73	10,53
Módulo de elasticidade	25982	1652	6,36
Resistência à tração	2,93	0,31	10,50

Tabela 3 – Energia de Fratura G_F e Número de Fragilidade (S_e)

Viga	Altura – D (mm)	Área sob a curva (N x mm)	Energia - G_F (N/m)	S_e
V1	80	302,5	78,64	$3,35 \times 10^{-4}$
V2	100	425,2	88,54	$3,02 \times 10^{-4}$
V3	150	840,2	116,7	$2,66 \times 10^{-4}$

4. Resultados e discussões

Para cada tamanho de viga apresentada na Tabela [1], três corpos-de-prova foram ensaiados.

As curvas carga versus deslocamento vertical no meio do vão, para os três tamanhos ensaiados, foram agrupadas no gráfico da Figura [7]. O deslocamento vertical foi medido na face inferior da viga. Com a finalidade de observar a influência do tamanho nas propriedades estruturais das vigas, a Figura [7] apresenta os espectros experimentais obtidos, com a correspondente curva média.

Para as vigas da classe V2, no período de realização dos ensaios, o laboratório passou por uma reestruturação de layout, o que gerou a necessidade de movimentação do sistema de aplicação de carga ocasionando movimentação nas mangueiras e diferença de pressão no atuador. Assim, no final do ramo de amolecimento destas curvas o controle não foi possível devido à perturbação ocorrida na taxa de carregamento em decorrência do alívio de pressão no atuador.

4.1 Efeito de escala na ductilidade estrutural

Calculando-se as áreas sob as curvas carga-deslocamento apresentadas na Figura [7], obtiveram-se os valores do trabalho realizado iguais a 302,5 Nmm, 425,2 Nmm e 840,2 Nmm, respectivamente, para os tamanhos de viga V1, V2 e V3. Usando esses valores e a Equação [2], obtêm-se as respectivas energias de fratura G_F conforme Tabela [3]. Observa-se que ocorre um aumento de energia de fratura com o aumento do tamanho da peça. Esse fato foi observado por Nallathambi et al.[19] *apud* Karihaloo [20], Gettu et al. [21] e tam-

bém por Hillerborg [22] após realizar mais de 700 ensaios de flexão em três pontos em vigas. Os valores encontrados para a energia de fratura, utilizando o CID variam entre 78 e 116 N/m. Esses resultados são muito similares aos encontrados por Nallathambi et al.[19] *apud* Karihaloo [20], que determinou por meio de métodos convencionais que G_F varia entre 40 e 130 N/m para peças com vãos, alturas e entalhes equivalentes aos apresentados neste trabalho.

A razão para variação de G_F com o tamanho dos corpos-de-prova se deve à hipótese assumida na Equação [2] de que todo o trabalho realizado pela carga externa é revertido totalmente para a propagação estável da trinca. A Figura [8] ilustra a variação de G_F com a altura dos corpos-de-prova (D), sendo essa representação também equivalente com os resultados apresentados por Nallathambi et al.[19] *apud* Karihaloo [20].

$$Energia = \frac{\text{Área sob a curva carga – deslocamento}}{B \cdot (D - a_0)} \quad (2)$$

A Tabela [3] também apresenta os valores do número de fragilidade (S_e) proposto por Carpinteri [23] e dado pela Equação [3].

$$S_e = \frac{G_F}{f_t \cdot D} \quad (3)$$

onde f_t é a resistência à tração do concreto, neste caso $f_t = 2,93$ MPa, conforme Tabela [2].

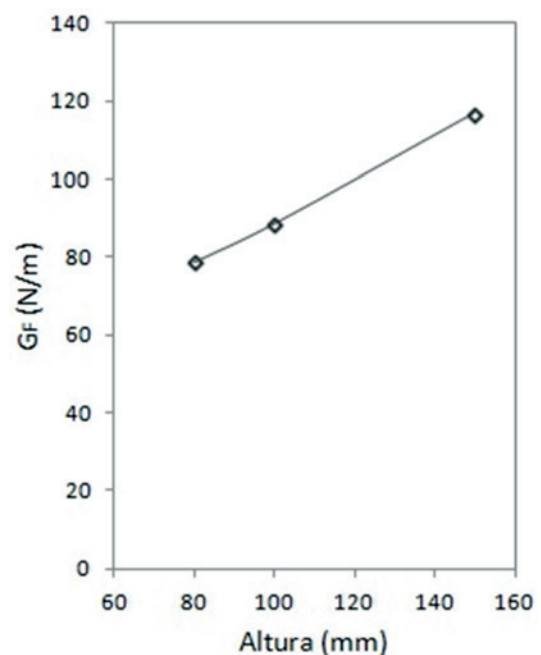
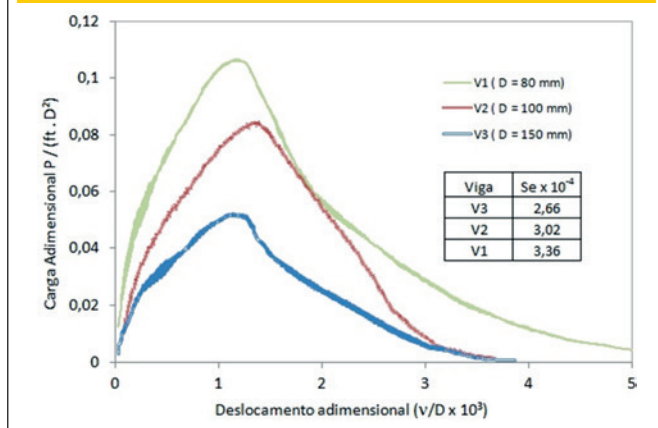
Figura 8 – Variação da Energia de Fratura (G_F) com a altura dos corpos-de-prova (D)

Figura 9 – Resposta Estrutural Carga adimensional versus Deslocamento adimensional e número de fragilidade (S_e)



Pelos presentes ensaios, observa-se que S_e reduz com o aumento do altura da viga, indicando aumento da fragilidade estrutural.

A análise dimensional usada por Carpinteri [23] para definir a Equação [3] foi baseada na diferença física de duas propriedades intrínsecas do concreto, denominada resistência e tenacidade. Resistência é definida como força por unidade de área ou energia por unidade de volume, enquanto tenacidade é energia por unidade de área. Assim, razão de energia (S_e) mostrada, inclui uma escala dimensional do corpo-de-prova (D) para gerar um número adimensional. Essa proposta se baseia no fato de que, o que caracteriza a fragilidade ou ductilidade da estrutura, não são os valores individuais de G_F e D mas sua função adimensional (S_e). Seguindo essa referência, Karihallo[20] conclui que as tendências em função do tamanho do entalhe, altura e vão livre podem ser todas representadas por S_e e afirma que a medida que ocorre um aumento da altura da viga, menor é o valor de S_e . Essa resposta obtida por métodos convencionais para obter a curva P-Delta, equivale com os resultados obtidos utilizando o CID.

No trabalho de Karihallo[20], vigas com altura variando entre 100 e 300 mm apresentaram S_e variando entre $8,359 \times 10^{-4}$ até $2,09 \times 10^{-4}$. Para o presente trabalho, vigas variando entre 80 e 150 mm apresentaram S_e variando entre $3,35 \times 10^{-4}$ até $2,66 \times 10^{-4}$.

Observando-se novamente a Figura [7], percebe-se que quanto maior a viga, mais acentuada é a inclinação do ramo descendente da trajetória, sendo essa uma consequência direta do efeito de escala na ductilidade estrutural. Para melhorar a visualização desse efeito e relacioná-lo com o número de fragilidade (S_e), apresenta-se na Figura [9] a adimensionalização das curvas da Figura [7]. Para tanto os valores de carga foram divididos por $ft \cdot D^2$ e os deslocamentos foram divididos por $10^3 \times D$. Verifica-se que quanto menor a dimensão característica da viga, maiores são os deslocamentos obtidos, revelando-se, portanto, um comportamento mais dúctil.

4.2 Efeito de escala na resistência nominal

Analisando-se a variação da resistência com a altura da viga,

determinou-se a tensão nominal (σ_N) aplicada nas vigas a partir da expressão definida por PLANAS et al. [24]. (Equação [4])

$$\sigma_N = \frac{3 \cdot P \cdot S}{2 \cdot B \cdot D^2} \quad (4)$$

onde P é a carga aplicada, S é o vão livre da viga, B a largura da seção, e D a altura total da seção transversal plena, fora da seção do entalhe.

Na Figura [10], observa-se que o comportamento representado pelas curvas tensão nominal versus deslocamento vertical é distinto para cada tamanho de viga. Na região pré-pico o deslocamento vertical é maior para a viga V3 se compararmos com a viga V1, independente do nível de tensão nominal aplicada. A diferença torna-se mais significativa com o incremento do carregamento. Isto possivelmente pode ser atribuído ao fato que o comprimento absoluto do entalhe ser maior para as vigas V3 do que para as vigas V1. Para a carga máxima, uma redução na tensão nomi-

Figura 10 – Curva média - Tensão nominal versus Deslocamento vertical

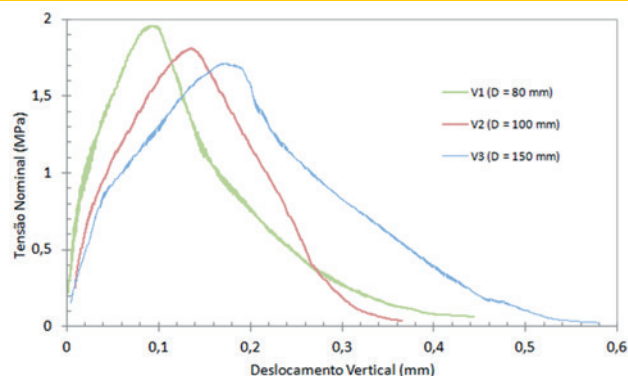


Figura 11 – Efeito tamanho na tensão nominal e deslocamento vertical associados à carga de pico

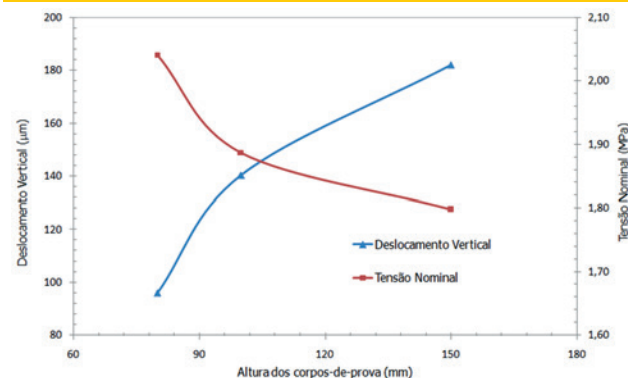


Tabela 4 – Máxima tensão e parâmetros da fratura

σ (MPa)			d_0 (mm)	B_f (MPa)
V1	V2	V3		
2,05	1,88	1,80	161,8	0,41

nal (resistência nominal) é observada com o aumento do tamanho do corpo-de-prova, evidenciando o efeito de escala. Logo após a carga máxima, uma queda brusca do deslocamento em relação à tensão nominal é observada. Esta queda está relacionada ao fato que o dano se intensifica ao longo da maior parte da seção da viga. Na cauda da curva, no regime pós-crítico, a relação entre o deslocamento vertical e a tensão nominal passa a ter um comportamento quase similar para todas as vigas, com exceção da viga V2 que, como dito anteriormente, apresentou uma perturbação na taxa de carregamento.

A Figura [11] ajuda a observar melhor o efeito de escala. Esta figura mostra a variação do deslocamento vertical e da tensão nominal, relativos à carga máxima, para as três classes de vigas ensaiadas. Estes dados também foram analisados utilizando a lei do efeito de escala de Bazant. (BAZANT e PFEIFFER [25], BAZANT e PLANAS [26], RILEM 89-FMT [8]). Com base nesta lei, é possível caracterizar que tipo de teoria de falha deve-se utilizar em um projeto estrutural, levando-se em consideração a tensão nominal de falha (σ_n) e a dimensão característica da estrutura (d_0), tal como se discute em seguida.

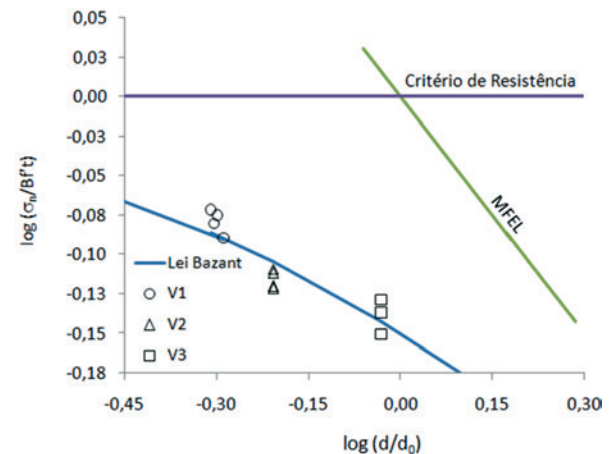
Devido à influência de uma zona relativamente grande de microfissuras que se concentram à frente da ponta da trinca no concreto (Zona de Processo de Fratura), a capacidade resistente da viga, medida pela tensão nominal de falha, deve ser estudada com base em um critério intermediário, entre os critérios de resistência clássicos para estruturas de concreto e a Mecânica da Fratura Linear Elástica (MFLE). A Equação [5] é a expressão da Lei do Efeito de Escala proposta por Bazant [27] que descreve a transição entre estas teorias.

$$\sigma_N = \frac{Bf_t}{\sqrt{1+\beta}} \quad \text{com} \quad \beta = D/d_0 \quad (5)$$

onde f_t é a resistência à tração do material, d_0 é o tamanho característico do material que corresponde à mudança do mecanismo entre o fenômeno da plasticidade e da mecânica da fratura e B é um parâmetro do material que é função da geometria do corpo-de-prova e do carregamento aplicado e $1/\beta$ é o número de fragilidade estrutural proposto por Bazant [25].

Os valores de Bf_t e d_0 na Equação [5] são obtidos por regressão linear, conforme Equação [6] e Equação [7].

$$Y = AX + C \quad (6)$$

Figura 12 – Lei do efeito de escala de Bazant

em que

$$X = D, \quad Y = \left(\frac{1}{\sigma_N} \right), \quad Bf_t = \frac{1}{\sqrt{C}}, \quad d_0 = \frac{C}{A} \quad (7)$$

A Tabela [4] apresenta os parâmetros da fratura determinados pelo método do efeito de escala bem como as máximas tensões obtidas para as vigas V1, V2 e V3.

De acordo com o método, d_0 é a dimensão característica da estrutura localizada no ponto de transição entre a mecânica da fratura linear elástica e as leis mecânicas baseadas em resistência. Na presente análise, este valor é superior à altura de todos os corpos-de-prova utilizados, algo que indica que um comportamento mais dúctil deve ser esperado para todas as vigas. O número de fragilidade (Equação [5]) foi encontrado igual a 0,50; 0,62 e 0,93 para as vigas V1, V2 e V3, respectivamente. Portanto, os corpos de prova encontram-se em um estágio intermediário entre o comportamento plástico ($\beta \ll 0.1$) e o estado de transição ($\beta = 1$). Este tipo de comportamento é o desejado para concreto ser bem utilizado na construção civil.

A curva do efeito de escala proposta por Bazant [26] é apresentada na Figura [12] sendo possível observar a influência na resistência nominal para as três classes de vigas. A lei do efeito de escala, Equação [5], gera uma suave transição entre as vigas V1, V2 e V3 mostrando um bom ajuste aos resultados obtidos.

5. Conclusão

Neste trabalho uma investigação experimental do efeito de escala utilizando a técnica de correlação de imagem digital foi realizada. A CID demonstra ser uma técnica efetiva para a determinação de campos de deslocamento de superfícies de concreto, com a vantagem de não necessitar de contato físico com a superfície do corpo-de-prova.

Esta técnica permitiu observar a influência do efeito de escala na ductilidade estrutural das vigas. Calculando-se o número de

fragilidade (S_e) das vigas, por meio da análise das curvas carga versus deslocamento vertical, este número indicou um aumento da fragilidade estrutural das vigas à medida que as mesmas aumentam de tamanho.

Também observou-se que a resistência nominal (tensão nominal máxima) das vigas de concreto entalhadas e submetidas à flexão em três pontos reduz com o aumento da respectiva dimensão característica, tal como constatado na literatura específica deste assunto. Além disto, os resultados experimentais foram analisados com base na lei do efeito de escala de Bazant e demonstraram-se plenamente ajustados a esta lei.

6. Referências bibliográficas

- [1] GRIFFITH, A.A., The phenomena of rupture and flow in solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, v. A 221, 1920, p. 163-198.
- [2] KAPLAN, F. M., Crack propagation and the fracture of concrete. *Journal of the American Concrete Institute*, v. 58(11), 1961, p. 591-609.
- [3] KANI, G., How safe are our large reinforced concrete beams. *ACI Journal*, v. 64, 1967, p. 128-141,
- [4] GLUCKLICH, J., Fracture of plain concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division (ASCE)*, v. 89, 1963, p. 127-138.
- [5] HILLERBORG, A., MODEER, M. e PETERSSON, P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement Concrete Research*, v. 6, 1976, p. 773-782.
- [6] BAZANT, Z. P. e CEDOLIN, L., *Stability of Structures: Elastic, Inelastic, Fracture and Damage Theories*. Oxford University Press, New York, 1991.
- [7] OZBOLT, J., ELIGEHAUSEN, R. e PETRANGELI, M., The size effect in concrete structure. *E & FN Span*, 1994, p. 255-268.
- [8] RILEM 89-FMT, R. D. R. -F., Size-effect methods for determining fracture energy and process zone size of concrete. *Materials and Structure*, v. 23, 1990, p. 461-465.
- [9] NGUYEN, T.L., HALL, S.A., VACHER, P., VIGGIANI, G. Fracture mechanisms in soft rock: identification and quantification of evolving displacement discontinuities by extended digital image correlation. *Tectonophysics*, v.503, 2011, p.117-128.
- [10] RÉTHORÉ, J., TINNES, J.P., ROUX, S., BUFFIÈRE, J.Y., HILD, F. Extended three-dimensional digital image correlation (x3d-dic). *Comptes Rendus Mécanique* v. 336(8), 2008, p.643-649.
- [11] ALAM, S.Y. Experimental study and numerical analysis of crack openings in concrete. PhD thesis, Ecole Centrale de Nantes; 2011.
- [12] SKARŻYŃSKI, Ł.; SYROKA, E.; TEJCHMAN, J. Measurements and Calculations of the Width of the Fracture Process Zones on the Surface of Notched Concrete Beams. *Strain*, v. 47, 2011, p. 319-332.
- [13] SUTTON, M. A.; McNEILL, S. R.; HELM, J. D.; CHAO, Y. J. Advances in two-dimensional and three-dimensional computer vision. *Top. Appl Phys*, v. 77, 2000, p.323-372.
- [14] PAN, B., QUIAN, K., XIE, H. e ASUNDI, A., "Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement: a review." *Measurement Science and Technology*, v. 20, 2009, p. 1-17.
- [15] ISO/TC42N 4378, *Photography-Electronic Still Picture Imaging-Removable Memory-Part 2: Image Data Format-TIFF/EP*, Nov. 25, 1998.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos – Métodos de ensaio. NBR 5739, Rio de Janeiro, 2007.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. NBR 8522, Rio de Janeiro, 2008.
- [18] 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.
- [19] KARIHALLO, B. L.; *Fracture Mechanics and Structural Concrete*. Longman Scientific & Technical, New York. 1995
- [20] NALLATHAMBI, P.; KARIHALLO, B. L. and HEATON, B.S. Effect of specimen and crack size, water/cement ratio and coarse aggregate texture upon fracture toughness of concrete, *Mag Concr Res*, vol. 36, p.227-236
- [21] GETTU, T; BAZANT, Z, P. and KARR, M.E; Fracture properties and brittleness of high strength concrete, *ACI Mater J*. vol. 87, p.608-618
- [22] HILLERBORG, A. Influence of beam size on concrete fracture energy determined according to a draft RILEM recommendation, Report TVBM-3201, Div Bldg Mater Lund Inst Tech, Sweden.
- [23] CARPINTERI, A. Notch sensitivity in fracture testing of aggregative materials. *Journal Engineering Fracture Mechanical*, vol. 16, 1982, p. 467-481
- [24] PLANAS, J., GUINEA, G. V. e ELICES, M., Size effect and inverse analysis in concrete fracture. *International Journal of Fracture*, v. 95, 1999, p. 367-378.
- [25] BAZANT, Z. P. e PFEIFFER, P., Determination of fracture energy from size effect and brittleness number. *ACI Materials Journal*, vol. 84, 1987, p. 463-480.
- [26] BAZANT, Z. P. e PLANAS, J. *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasi-Brittle Materials*. CRC Press, New York. 1998.
- [27] BAZANT, Z. P. Size Effect in blunt fracture: concrete, rock, metal. *ASCE Journal Engineering Mechanics*, vol. 110, 1984, p. 518-535.

The influence of grouting and reinforcement ratio in the concrete block masonry compressive behavior

Influência do graute e da taxa de armadura no comportamento à compressão da alvenaria de blocos de concreto

J. S. CAMACHO ^a
jsc@dec.feis.unesp.br

B. G. LOGULLO ^a
bglogullo@yahoo.com.br

G. A. PARSEKIAN ^b
parsekian@ufscar.br

P. R. N. SOUDAIS ^a
pierre.insa.unesp@gmail.com

Abstract

This paper presents an experimental investigation on the compressive strength and stress-strain curves of concrete block masonry with varying block and grout strengths and reinforcement ratio. The three-block prisms, built with 8.5 and 15.0 MPa blocks, were tested hollow and filled with 17.0 and 30.0 MPa compressive strength grouts. In addition, prisms and walls with reinforcement rates of 0.15%, 0.40% and 1.0 % were also tested. With the results, it was possible to measure the compressive strength and stress-strain behavior of masonry with inclusion of different grout and reinforcement components, giving parameters for better evaluation of their performance and design. Among the conclusions, it was observed that increasing the compressive strength of masonry is not proportional to the increase of the grouting area and the efficiency of reinforcement to increase compressive strength is low. Stress-strain curves for the several materials combinations are made available.

Keywords: concrete blocks, reinforcement, masonry, compressive strength, stress-strain curve.

Resumo

Este trabalho apresenta uma investigação experimental do comportamento estrutural, resistência à compressão axial e deformabilidade, da alvenaria de bloco de concreto em função da variação da resistência dos blocos e graute e da taxa de armadura. Os prismas de três fiadas de altura, construídos com blocos de 8,5 e 15,0 MPa, foram ensaiados ocos e preenchidos com grautes de 17,0 e 30,0 MPa. Além destes, também foram ensaiados prismas e paredes armadas com taxas de 0,15%, 0,40% e 1,0%. Com os resultados foi possível mensurar a variação da resistência e os diagramas tensão-deformação da alvenaria com a inserção destes componentes (graute e armadura), fornecendo parâmetros para melhor avaliação de seu desempenho para projeto. Entre as conclusões, pode-se afirmar que o aumento da resistência à compressão das alvenarias não é proporcional ao aumento de área pelo grauteamento e que é baixa a eficiência da presença de armaduras para aumento da resistência a compressão. São disponibilizados os diagramas tensão-deformação para as várias combinações de materiais.

Palavras-chave: blocos de concreto, armadura, alvenaria estrutural, resistência a compressão, curva tensão-deformação.

^a Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" - UNESP, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira-SP, Brasil;

^b Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos-SP, Brasil.

1. Introduction

Everyday, the construction of high structural masonry buildings, with greater spans and higher load, becomes more frequent. Masonry elements are then subject to high load with high load resistance demand in walls and columns.

However, many important issues in the masonry research remains unanswered. The theoretical analysis of the masonry structural system yields a large number of variables, given that it is a system with plates and shells composed of non-homogeneous materials and nonlinear behavior [1].

In reinforced masonry, the interference between different materials are even greater. The insertion of grout and rebar increases the number of variables uncertain. At a certain point, the unknowns on the masonry structural behavior cause some insecurity and inhibit its use. The compatibility of all components involved in the production of masonry (block, mortar, grout and rebar) is paramount and essential to maximize and optimize their performance, taking advantage of all the system's potential. This compatibility is only possible with knowledge of the material characteristics and the physical and mechanical phenomena developed in the masonry under service and ultimate loadings [2].

Several reports of experimental tests on concrete and ceramic blocks ([3], [4], [5]) indicate that it is not valid to simply add a grouted area to the hollow ungrouted section to determine the prism strength. According to [6] incomplete consolidation of the grout, plastic and drying shrinkage, incompatibility between block and grout deformation and geometric factors may explain this effect. Regarding the reinforcement ratio, the 1989 version of the Brazilian standard for structural concrete blocks masonry design [7], allowed a small increase in the masonry compressive strength with the rebar presence. However, the allowable compression stress in the rebar was limited to 62 MPa. In practice this specification resulted in very small efficiency of including rebar to increased compressive strength. The 2011 version of the same standard [8] eliminates the possibility of using rebar to increased compression resistance. The main cause of this low efficiency in walls under compression load is the lack of providing stirrups to tie laterally the longitudinal rebar [6]. The use of stirrups in walls is not the common practice.

On the masonry stress-strain curves, Eurocode [9] indicates the curve on Figure 1, with an masonry failure strain equal to 0.0035 blocks for Group 1 and 0.002 for Group 2 and 3, wherein the Group blocks 1 are the maximum void volume of 25% (perforated masonry) and Group 2 blocks between 25% and 50% (includes hollow blocks). Other standards admit the following values:

- BS 5628-part 2 – 1995 [10] = 0.0035 (all masonry types).
- MSJC (2011) [11] = 0.0035 (clay masonry) ou 0.0025 (concrete masonry).
- S304. 1-04 [12] = 0.0030 (all masonry types).
- AS 3700-1998 [13] = 0.0035 (all masonry types).

Tests reported in [14] indicates the stress-strain diagram of Figure 2, with failure strain equal to 0.002 for concrete blocks.

According to [6] “from the observation that the maximum failure strain varies between 0.0020 and 0.0035 for prisms with concrete and ceramic blocks, the adoption of an average value of 0.0030 for the national standards would be appropriate, as specified in the Canadian code”.

The main objective of this paper is to present a study on the behavior of concrete hollow block masonry with variable grout and rebar use. Parameters are measured to assess the increase of structural masonry resistance in the presence of grout and rebar, as well as the behavior of materials at rupture, providing information to aid in the understanding of this composite material behavior and to better calibrate design models in the ultimate limit state .

1.1 Justificative

Masonry buildings in are built in Brazil in heights and boldness conceptions not usually seen in other parts of the world. The increase in masonry elements strength capacity demand, in particular compression strength, is noticeable. Recently, an effort was made to update the Brazilian codes regarding concrete blocks masonry design, with elements now designed within the ultimate limit state criteria. Thus, experimental studies that contribute to the

Figure 1 – Design masonry stress-strain curve as Eurocode (9)

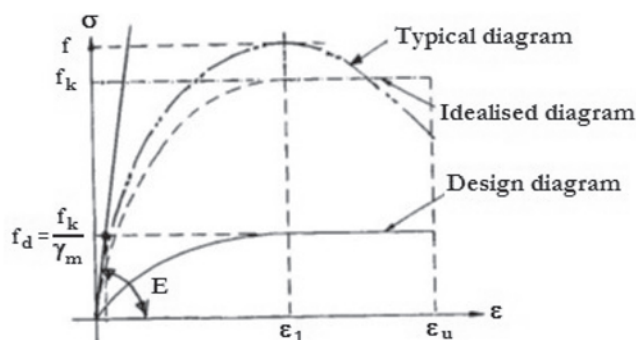


Figure 2 – Masonry stress-strain curve as (14)

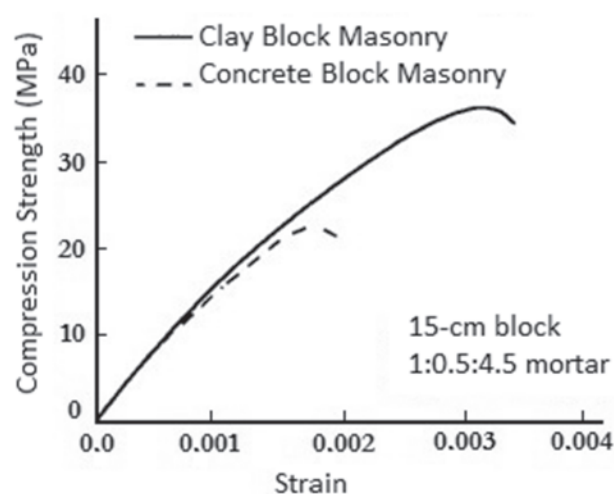


Table 1 – Results of blocks characterization testing

Block	Humidity (%)	Absorption (%)	Net area (cm ²) (Net/gross area)
B1	24.93	6.86	227.92 (0.57)
B2	41.34	4.79	289.67 (0.71)

Block	Strength (Gross area) (MPa)	CV (%)	Strength (Net area) (MPa)	CV (%)	Failure strain (‰)
B1	8.64	7.39	15.39	7.39	3.30
B2	15.76	8.88	22.09	8.88	1.60

better understanding of elements composed by different combinations of blocks, mortar, grout and rebar are fully justified.

2. Materials and experimental program

2.1 Concrete blocks

The concrete blocks have dimensions of 14 cm x 19 cm x 29 cm, regular block, and 14 cm x 19 cm x 14 cm, half block (width x height x length) with two block strength tested, designated B1 and B2. The test results indicated compression strengths of 8.64 (B1) and 15.76 (B2) MPa with their net areas shown in Table 1.

Tests were performed according to NBR 12118 [15]. The blocks were capped with gypsum plaster in the proportions 1: 0.6 (plaster : water). Dial gauges, electrical strain gauge and load cells were used to measure the stress-strain diagram. Figure 3 illustrates the test scheme and Table 1 shows the results.

2.2 Prisms

The prisms were built with three blocks and pre-mixed mortar with mix proportions in volume of 1: 0.5: 4.5 (cement: lime: sand), with

a/c ratio equal to 1.27, and following the procedures described by NBR 15961- 2 [16] for the two classes of blocks.

Two grout strengths of 17 and 30 MPa were tested, with slumps of 200 ± 30 mm, named G1 and G2, respectively, which were combined with each block strength. Thus, the grout and block combination in prism testing are B1-G1 and B1-G2, B2-G1 and B2-G2, and also hollow prisms for each class of blocks B1 and B2.

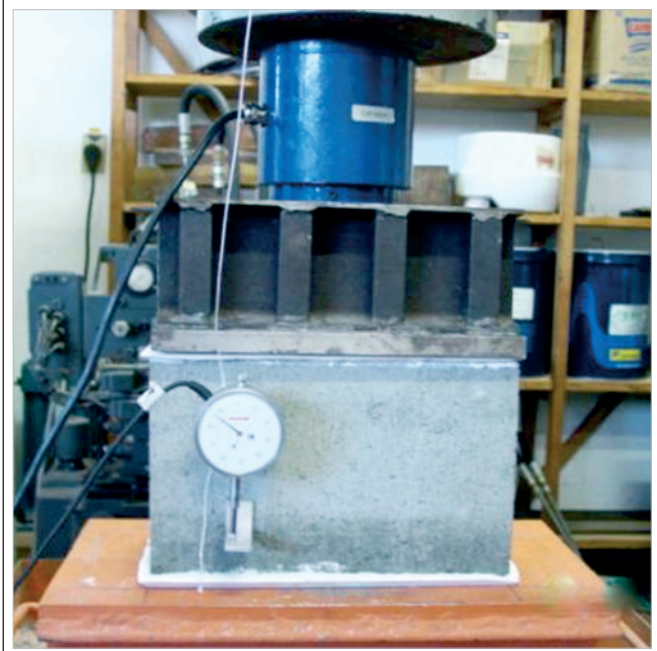
Three reinforcement ratios were tested, r_1 , r_2 e r_3 , combined with grouted prisms cited above. The rebar sizes and grouts mix proportions are shown in Table 2. Prism capping are the same as the blocks.

The axial compression resistance tests were also performed using dial gauges, electrical strain gauges and load cells. Table 3 summarize results and Figure 4 presents the prisms test scheme.

Table 2 – Mortar, grout and rebar characteristics

Specimen	Average strength (MPa)	Mix proportions (by weight)	w/c ratio
Mortar	7.0	1:0.34:6.39	1.27
Grout G1	17.0	1:1.83:2.17	0.67
Grout G2	30.0	1:1.20:1.80	0.55

Reinforcement ratio	Rebar area (cm ²)	# Rebar diameter
$\rho_1 = 0.15\%$	0.63	2 Φ 6.3 mm
$\rho_2 = 0.4\%$	1.60	2 Φ 10.0 mm
$\rho_3 = 1.0\%$	4.00	2 Φ 16.0 mm

Figure 3 – Scheme of the blocks testing

2.3 Walls

Small walls with dimensions of 100 cm x 90 cm (height x length, three blocks long and five courses high), were assembled and tested using the two classes of blocks. Walls were built with the two block strengths.

The mortar, grout and rebar used were the same adopted in the prisms, with the difference that in the walls only one type of grout was used, G1, as this grout showed higher efficiency in the prism testing. The walls building procedures followed NBR 8949 [17]. Instrumentation and gypsum capping were similar to the prism testing. Table 4 summarize the results and Figure 5 show the test assembling.

3. Results and discussion

3.1 Prisms

Table 4 presents the prism strength results of all combinations, which shows a significant increase in the grouted prisms strength when compared to the hollow prisms results (compared to gross area). However, increasing the grout strength accounted for minor variations in prism strength, a fact confirmed by other authors such as [18], [19], [20], [21].

Looking at reinforced prisms results, significant variations in the masonry resistance with increasing steel area are not observed.

Table 3 shows the results of the prisms in the net area of unreinforced but grouted prisms of the two block strengths. It is observed that, considering the resistance in the net area, hollow prism B1 resistance substantially matched with the grouted prism, while the hollow prism B2 resistance was increased about 50% after grouting. This can be explained by the thicker block-wall thickness of B2 resulting in a lower area of grout. The B2 thicker block walls are more resistant to inner transverse expansion of the grout, which will also deform less because of its smaller area.

Comparing the results of the prisms with the same blocks and grout type and varying only the reinforcement ratios (Table 3), there is an average increase observed for prism with block B1 when compared to B2. However, comparing different reinforcement ratios for the same block and grout type did not show an increased proportional to the reinforcement ratio and only a very small resistance increase to the unreinforced prism is noted.

Strain-strain curves of the hollow and grouted unreinforced and reinforced prisms are plotted in Figures 6 to 11, with stressed calculated in the gross and net area. Figure 6 shows the B1-prisms curves, in which one verifies that grouted prisms G1 and G2 show

Table 3 – Results for mortar, grout and hollow, unreinforced and reinforced grouted prism testing

Mortar, grout or prism	Strength (MPa) (Gross area)	Strength (MPa) (Net area)	CV %	Failure strain (‰)
Mortar	6.10	–	21.31	–
Grout G1	17.73	–	10.07	–
Grout G2	26.66	–	15.93	–
Hollow B1	5.63	10.04	6.19	1.97
B1-G1	11.29	11.29	3.74	1.70
B1-G2	10.50	10.50	11.67	1.43
Hollow B2	7.77	10.89	3.91	1.90
B2-G1	15.33	15.33	4.92	1.90
B2-G2	15.17	15.17	8.94	1.43
B1-G1-p1	10.20	10.20	4.70	1.77
B1-G1-p2	11.39	11.39	8.50	1.60
B1-G1-p3	11.73	11.73	4.32	1.90
B1-G2-p1	11.91	11.91	7.38	1.33
B1-G2-p2	11.03	11.03	8.90	1.63
B1-G2-p3	11.79	11.79	8.71	1.37
B2-G1-p1	14.25	14.25	4.52	1.67
B2-G1-p2	13.87	13.87	9.55	1.67
B2-G1-p3	15.01	15.01	3.27	1.63
B2-G2-p1	15.64	15.64	12.79	1.73
B2-G2-p2	15.75	15.75	6.04	1.56
B2-G2-p3	17.30	17.30	7.36	1.43

Figure 4 – Scheme of the prisms testing

a close behavior with each other and with hollow prisms with respect to its net areas.

Figure 7 shows the B2-prisms curves. Grouted prisms G1 and G2 show initial deformation similar to the ungrouted prism. The failure

Table 4 – Results hollow, unreinforced and reinforced grouted wall testing

Wall	Resistance (MPa) (Gross area)	CV %	Failure strain (‰)
Hollow B1	4.39	2.58	1.35
B1-G1	7.86	4.52	1.35
Hollow B2	8.19	0.09	1.80
B2-G1	15.17	4.88	1.00
B1-G1-p1	9.32	11.61	1.25
B1-G1-p2	9.50	13.55	1.25
B1-G1-p3	9.11	5.51	1.05
B2-G1-p1	13.93	3.27	0.95
B2-G1-p2	15.86	0.72	0.90
B2-G1-p3	17.31	16.44	0.70

strain is also similar although at higher stresses.

Figures 8 to 11 show the reinforced prisms curves including the four combinations of block and grout. The curves are similar regardless the reinforcement ratios.

3.2 Walls

Table 4 shows the mean strength of the hollow ungrouted and the unreinforced and reinforced grouted walls. armed and grouted. The

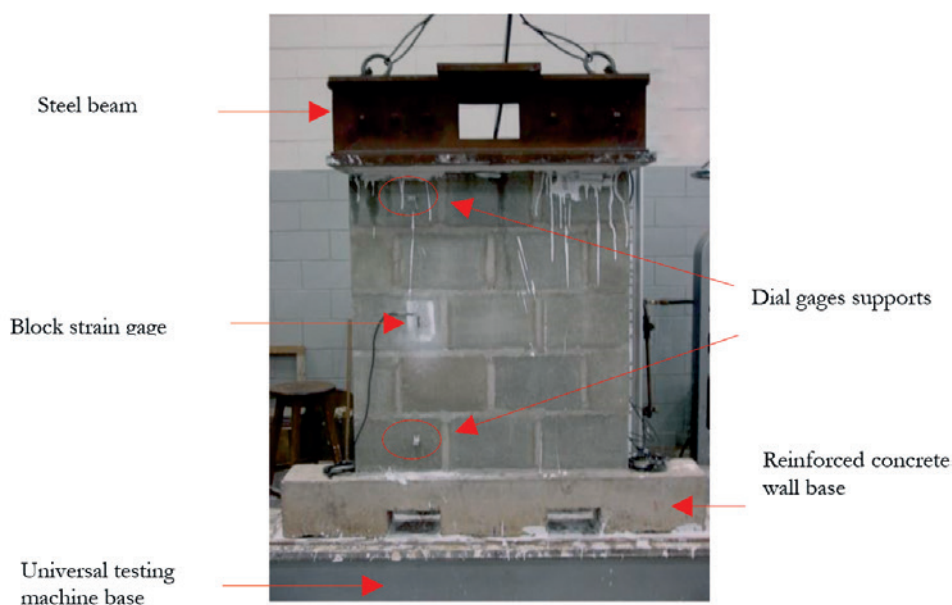
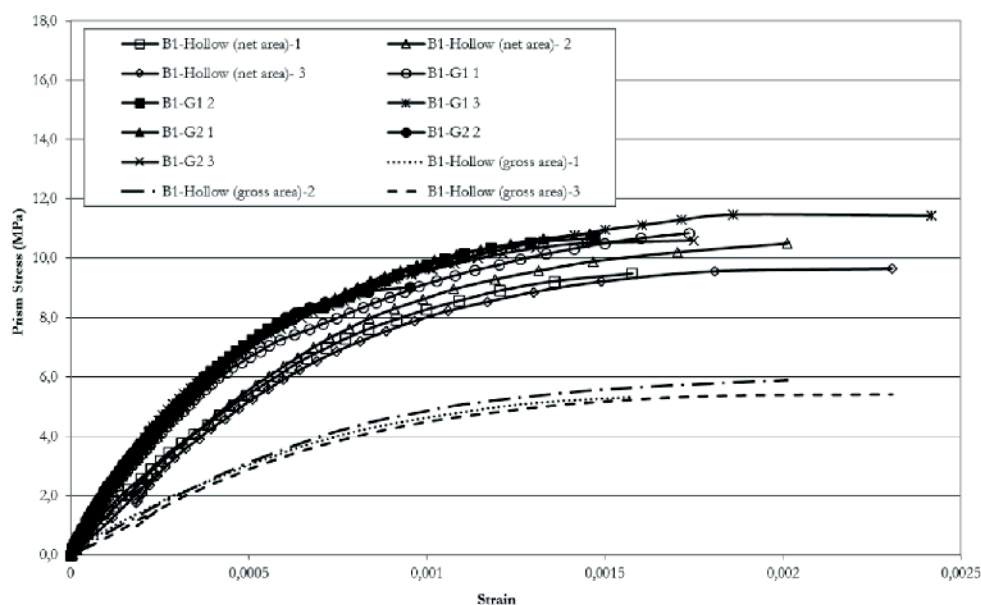
Figure 5 – Walls testing scheme

Figure 6 - Stress-strain curve - hollow and grouted prisms B1



hollow and the unreinforced grouted wall with B1 blocks resulted in similar net area strength. For the B2 walls, there is an increase of 30% in the unreinforced grouted wall strength at net area.

Several authors, e.g. [22], concluded that the percentage increase

in compressive strength of grouted walls in relation to hollow ungrouted walls is inversely proportional to the increased block resistance. It should be noted here that the geometry of blocks (thickness of the block wall) are different on blocks B1 and B2, so

Figure 7 - Stress-strain curve - hollow and grouted prisms B2

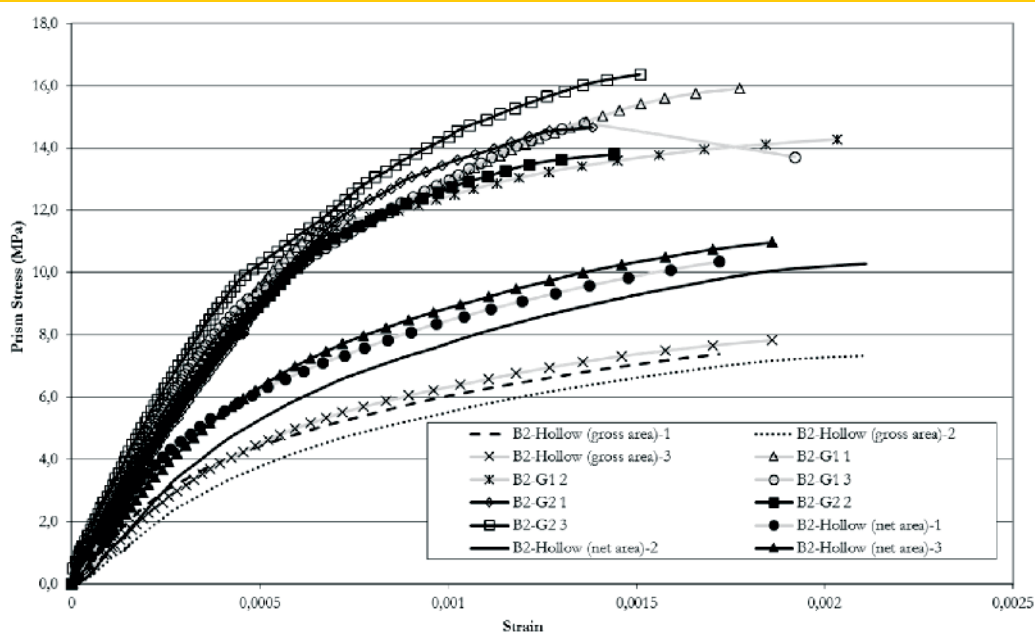
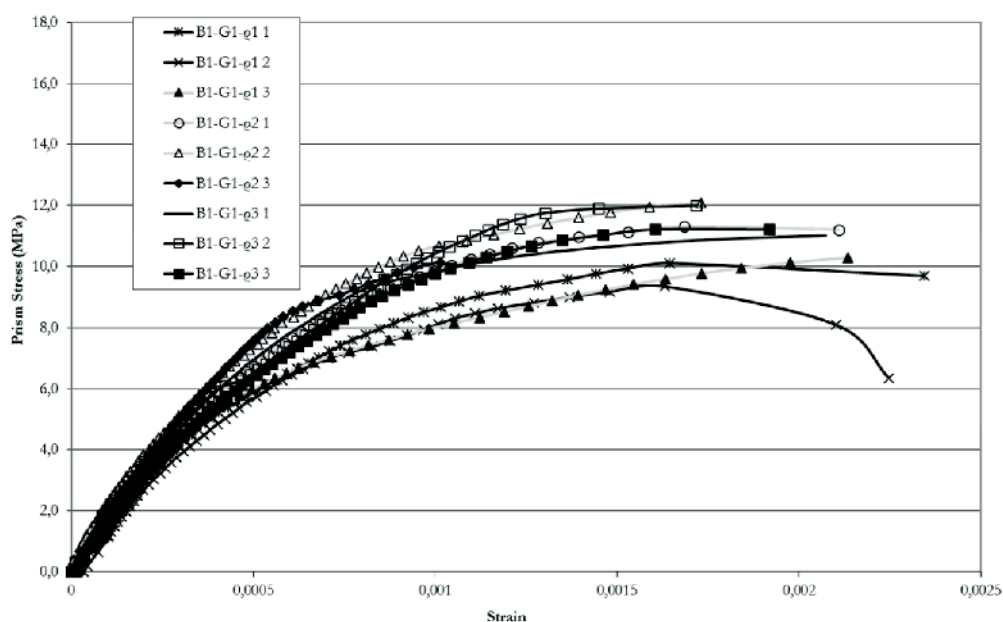


Figure 8 – Stress-strain curve – reinforced prisms B1-G1



direct comparison is not suitable. What can be comment is that thicker block-walls provided greater increase in resistance when fully grouted, possibly because failure occurs by lateral expansion of the blocks due to the lateral deformation of the stiffer inner grout

and thicker walls have better resistance to the lateral expansion. The variation of reinforcement ratios (r_1 , r_2 e r_3) on B1-walls did not lead to variation in the resistance of the walls, with an increase of about 18% observed for all reinforcement ratios when

Figure 9 – Stress-strain curve – reinforced prisms B1-G2

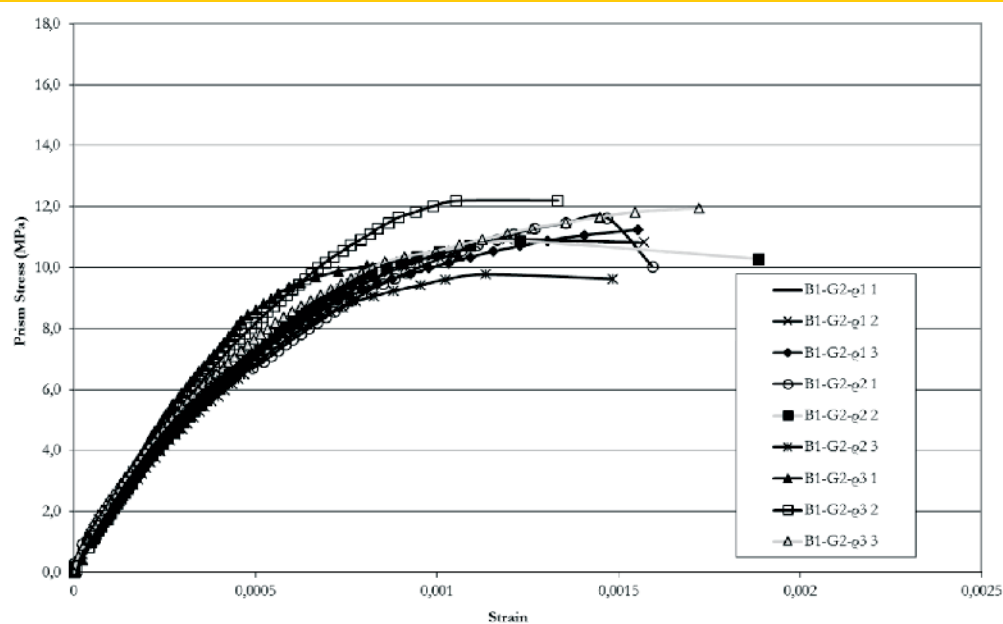
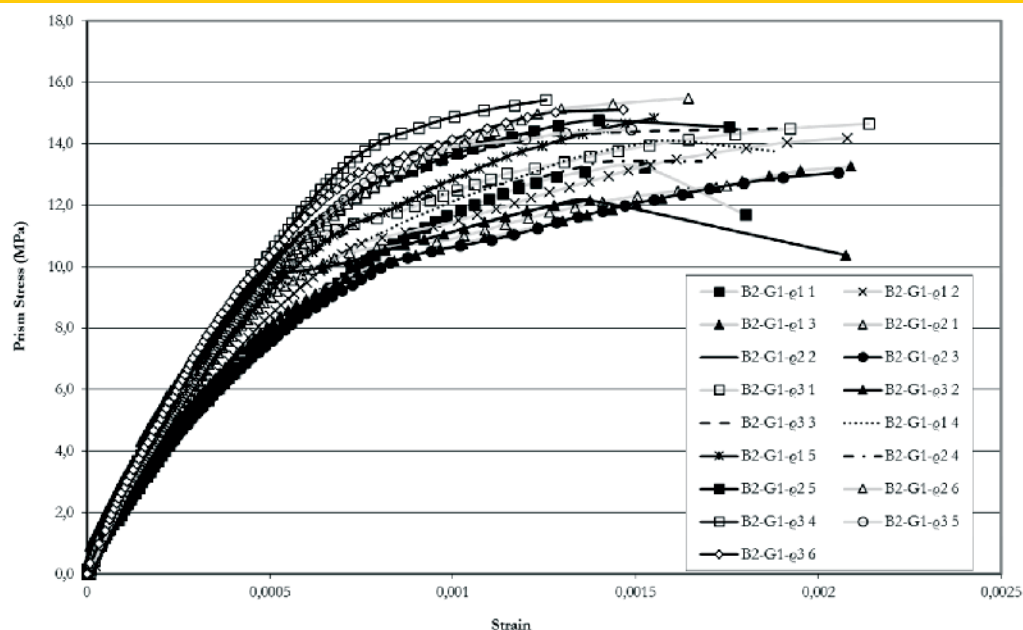


Figure 10 – Stress-strain curve – reinforced prisms B2-G1



compared to the unreinforced walls. In examining the wall failure strain, one can see that there is not enough deformation to yield the steel. For example, with the rebar area of 1.89 cm^2 area (area relative to r_1), steel elastic modulus equal to 21 GPa and the wall

of the breaking strain of 1.0 ‰, one obtains a rebar force equal to 39.7 kN very small value (about 2.6%) compared with the wall failure load in the order of 1500 kN. Thus, the observed increase in reinforced B1 walls is related to the change in the failure mode

Figure 11 – Stress-strain curve – reinforced prisms B2-G2

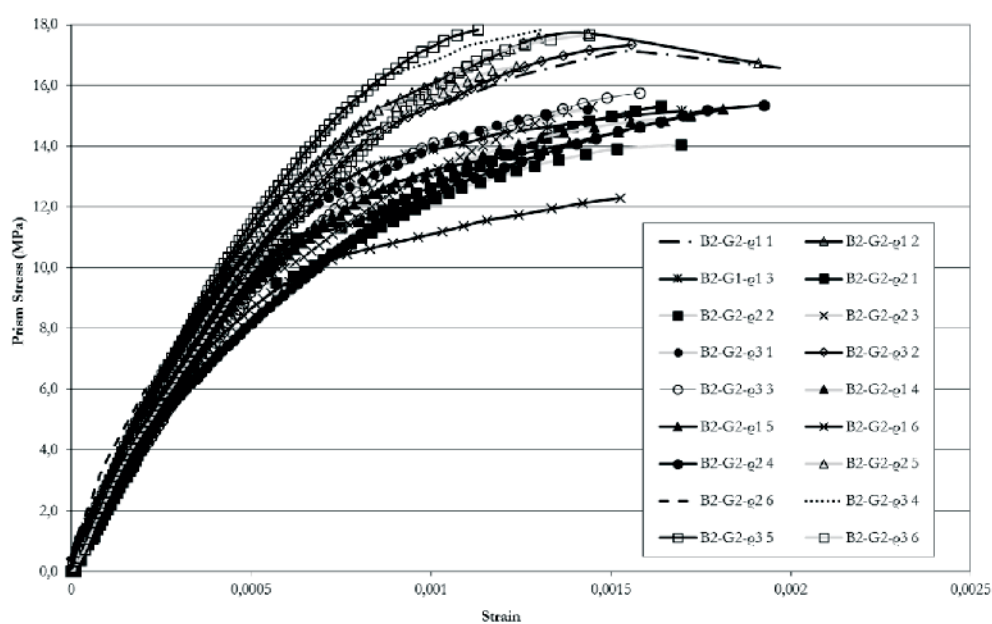
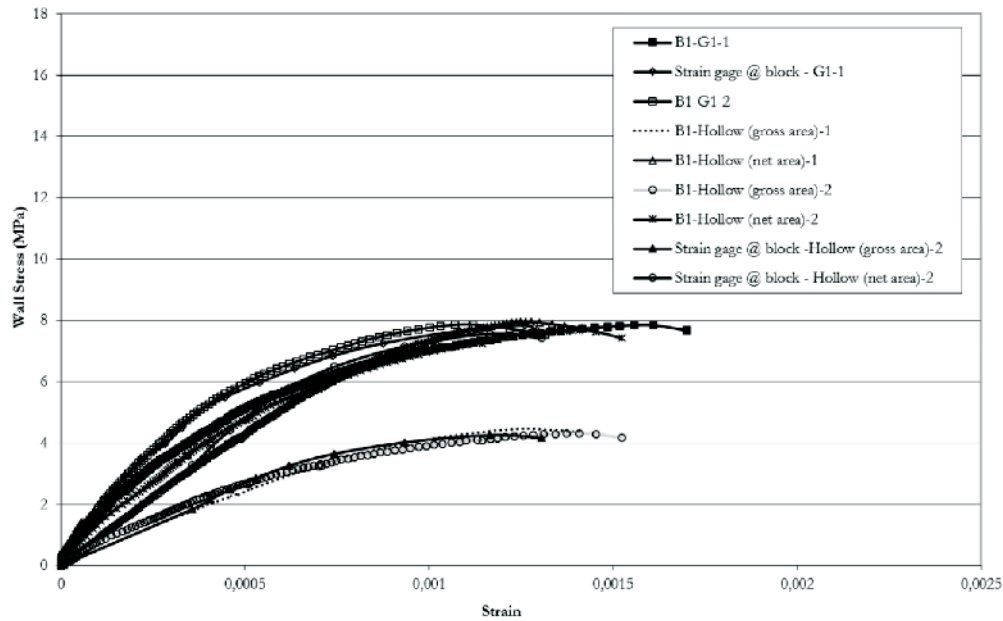
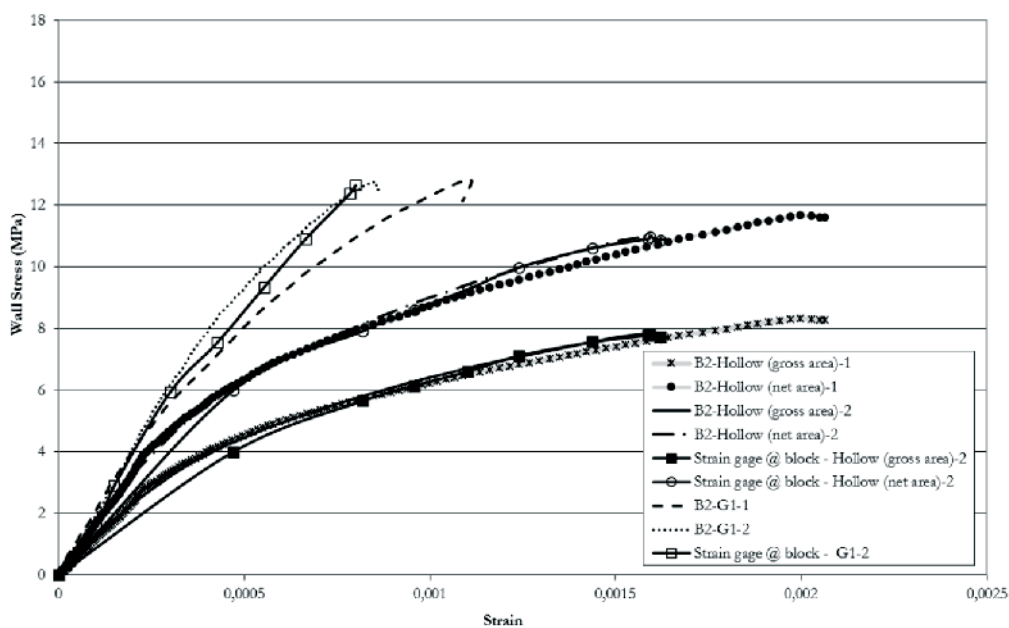


Figure 12 – Stress-strain curve – hollow and unreinforced walls B1-G1

(which occurs by lateral expansion of the block due to the expansion of the inner grout) than the rebar contribution on carrying part of the failure load.

In the reinforced B2-walls, results do show a strength variation

with the reinforcement ratio variation. However, for small diameter bars (6.3 mm, r1), wall strength was smaller than in the unreinforced grouted walls, with similar values for 10 mm rebar (r2). An increase of 14% was observed only with 16 mm rebar (r3).

Figure 13 – Stress-strain curve – hollow and unreinforced walls B2-G1

Since these rebar are not laterally restrained by stirrups, it is suggested the small diameter bars, subjected to greater stresses than in the case of B1, contributing negatively possibly because of their buckling.

Results indicate that reinforcing grouted walls with longitudinal rebar, without providing stirrups, will not contribute to increasing its compression load capacity proportionally to the reinforcement rate. Eventually, depending on the rebar diameter, the wall strength can be reduced. Results reported in [22] also indicate small changes in resistance of reinforced concrete block walls compared to their respective grouted walls.

To analyze the behavior of the stress-strain curves of combinations of hollow ungrouted and unreinforced and reinforced, graphs are presented in Figures 12 to 15. Referring to Figure 12, one can see the same deformation behavior of B1 hollow and grouted walls in respect to the net area. This behavior was also observed in the prism testing in which both rebar, and block gages showed similar reading. Figure 13 shows hollow and unreinforced grouted B2 walls. Grouting these walls increased its stiffness and ultimate strength in net area compared with the hollow walls. This behavior was also observed with at prisms testing.

Figures 14 and 15 show the curves of the reinforced B1 and B2 walls. A very similar masonry deformation behavior is observed at the three reinforcement rates, considering both the gage readings at the block and at the rebar. This behavior is also similar to the prism testing.

4. Conclusion

Based on the observations reported here, we can conclude:

- The grouted and hollow B1 prism testing results show the same

strength in the net area, but a 50% increased in the grouted to hollow prism strength was observed with B2 blocks. Similar behavior was observed on the walls, with lower increase (30%) for the B2 case. This behavior suggest that the greater wall thickness of the B2 blocks showed greater resistance to lateral expansion of the inner grout, leading to the greater prism strength.

- The prism filled with the stiffer grout resulted in smaller failure strain than the one with weaker grout, although the failure strength was similar for the two grout-strengths tested.
- The insertion of grout on the walls increased by 80% the wall average load-capacity when compared with the hollow walls. Increased masonry resistance with the grouting is not necessarily proportional to ungrouted/grouted net area ratio.
- The presence of reinforcement did not alter significantly the structural behavior of the prisms and walls (compressive strength and deformability), being eventually observed a small resistance reduction (6.3 mm rebars and B2 blocks), little or no increase in compression resistance (other cases). It is not possible to calculate the reinforced wall resistance by accounting the compatibility of strain and stresses at the block, grout and rebar areas. The lateral expansion of the grout and rebar (without stirrups in this study) affect the wall behavior and resistance.
- The elongation at break of masonry concrete block is close to 2.0 ‰, a smaller value than the currently adopted in Brazilian standards, specified as 3.5 ‰, but similar to that reported in other references.

5. References

- [1] CAMACHO, J. S.; RAMALHO, M. A.; ANDOLFATO, R. P. An experimental study of the interaction among walls submitted

Figure 14 – Stress-strain curve –reinforced walls B1-G1

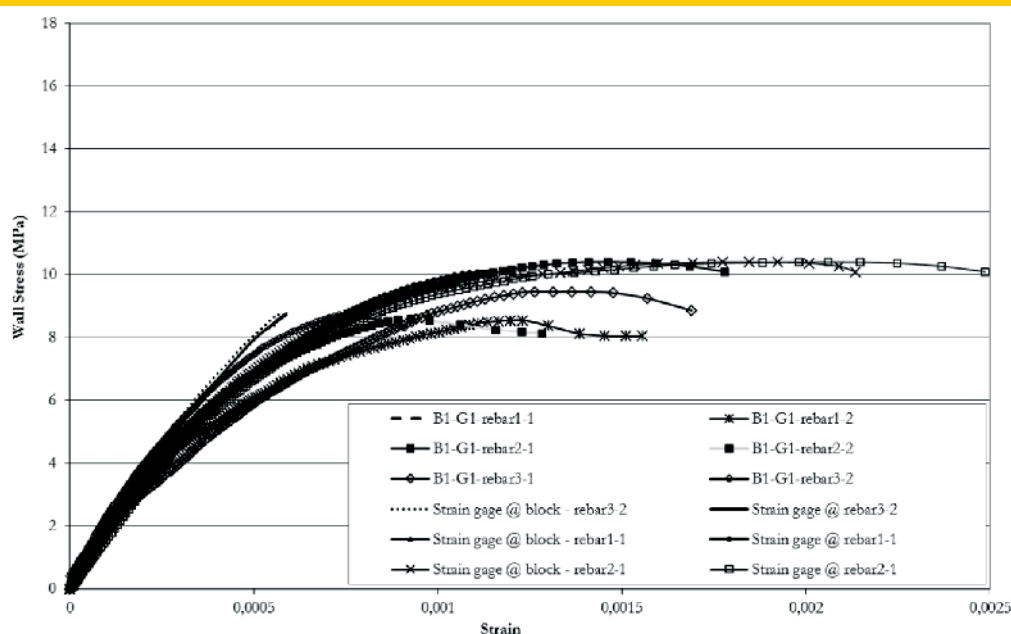
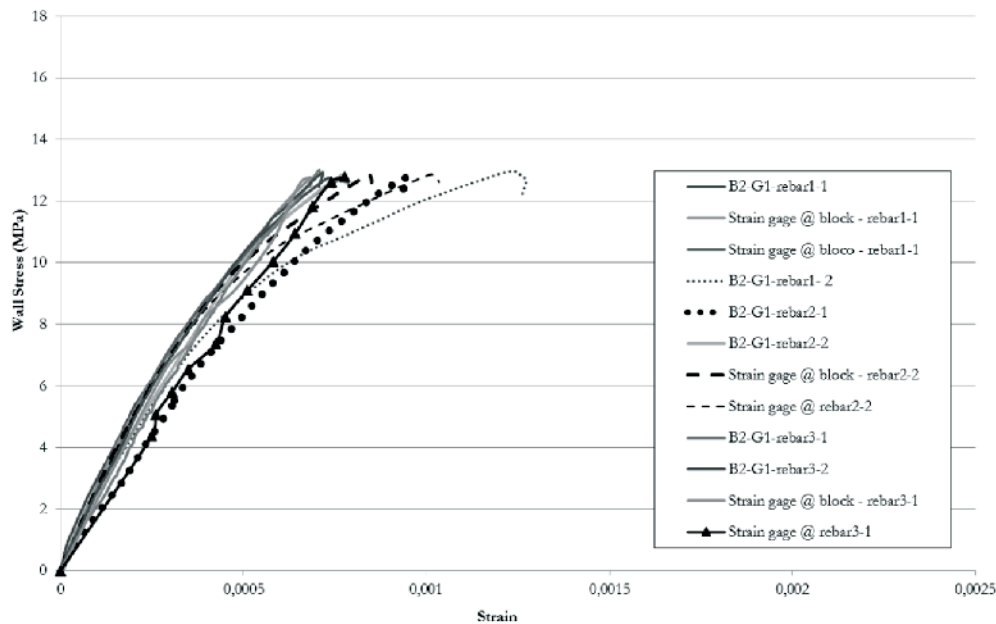


Figura 15 – Stress-strain curve –reinforced walls B2-G1



- to vertical loads. In: Australian Masonry Conference - AMC, 6th, Adelaide, 2001, Proceedings of the 6th Australian Masonry Conference, Adelaide, 2001, v. 1, p. 95-104.
- [2] MENDES, R. J. K. Resistência à compressão da alvenaria de blocos cerâmicos estruturais, Florianópolis, 1998, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, 200 p.
- [3] DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A. Behaviour of concrete block masonry under axial compression. ACI Journal, v. 76, n. 6, 1979, p. 707-721.
- [4] CHAHINE, G. N. Behaviour Characteristic of Face Shell Mortared Block Masonry Under Axial Compression, Hamilton (Ontario), 1989, Master of Engineering thesis - McMaster University, 423 p.
- [5] HAMID, A. A.; CHUKWUNENYE, A. The Compression Behaviour of Concrete Masonry Prisms. Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE, v. 112, n. 3, 1986, p. 605-614.
- [6] PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural, São Carlos: EdUFSCar, 2ed, 2013, 625 p.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. - NBR 10837, Rio de Janeiro, 1989.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: Projeto. - NBR 15961-1, Rio de Janeiro, 2011.
- [9] EN 1996-1-1: EUROCODE 6: Design of Masonry Structures - Part 1-1: General rules for buildings - Rules for reinforced and unreinforced masonry, Brussels, 2013.
- [10] BRITISH STANDARD INSTITUTION. Code of practice for structural use of masonry. Part 2 – Structural use of reinforced and prestressed masonry. - BS 5628-2, London, 1995.
- [11] MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE. Building code requirements for masonry structures (ACI 530/TMS 402/ASCE 5), 2011.
- [12] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. Design of masonry structures. – CSA S304. 1-04, Toronto, 2004.
- [13] STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. Masonry Structures. - AS 3700, 2ed, Sydney, 1998.
- [14] PRIESTLEY, M. J. N. Seismic Design of Concrete Masonry Shear Walls. Journal of the American Concrete Institute, v. 83, 1986, p. 58-68.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Métodos de ensaio. - NBR 12118. Rio de Janeiro, 2013.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Alvenaria estrutural - Blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras. - NBR 15961-2. Rio de Janeiro, 2011.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Paredes de alvenaria estrutural - Ensaio à compressão simples - Método de ensaio. - NBR 8949, Rio de Janeiro, 1985.
- [18] ROMAGNA, R. H. Resistência à compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados, Florianópolis, 2000, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, 218 p.
- [19] CUNHA, E. H. Análise experimental do comportamento de prismas grauteados em alvenaria estrutural, Goiânia, 2001, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, 149 p.
- [20] CAMACHO, J. S.; RODRIGUES, R. O. Utilização do graute na alvenaria estrutural. In: do 41º Congresso Brasileiro de Concreto, 41º, Salvador, 1999, Anais, Salvador, 1999, p. 142.

- [21] CALÇADA, L. M. L. Avaliação do comportamento de prismas grauteados e não grauteados de bloco de concreto, Florianópolis, 1998, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, 188 p.
- [22] ALY, V. L. C.; SABBATINI, F. H. Determinação de correlações de resistências mecânicas de paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto. *In*: International Seminar on Structural Masonry of Developing Countries, 5th, Florianópolis, 1994, p 115-126.
- [23] LOGULLO, B., G. Influência do graute e da taxa de armadura no comportamento da alvenaria de blocos de concreto, Ilha Solteira, 2006, Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, 192 p.

The influence of grouting and reinforcement ratio in the concrete block masonry compressive behavior

Influência do graute e da taxa de armadura no comportamento à compressão da alvenaria de blocos de concreto

J. S. CAMACHO ^a
jsc@dec.feis.unesp.br

B. G. LOGULLO ^a
bglogullo@yahoo.com.br

G. A. PARSEKIAN ^b
parsekian@ufscar.br

P. R. N. SOUDAIS ^a
pierre.insa.unesp@gmail.com

Abstract

This paper presents an experimental investigation on the compressive strength and stress-strain curves of concrete block masonry with varying block and grout strengths and reinforcement ratio. The three-block prisms, built with 8.5 and 15.0 MPa blocks, were tested hollow and filled with 17.0 and 30.0 MPa compressive strength grouts. In addition, prisms and walls with reinforcement rates of 0.15%, 0.40% and 1.0 % were also tested. With the results, it was possible to measure the compressive strength and stress-strain behavior of masonry with inclusion of different grout and reinforcement components, giving parameters for better evaluation of their performance and design. Among the conclusions, it was observed that increasing the compressive strength of masonry is not proportional to the increase of the grouting area and the efficiency of reinforcement to increase compressive strength is low. Stress-strain curves for the several materials combinations are made available.

Keywords: concrete blocks, reinforcement, masonry, compressive strength, stress-strain curve.

Resumo

Este trabalho apresenta uma investigação experimental do comportamento estrutural, resistência à compressão axial e deformabilidade, da alvenaria de bloco de concreto em função da variação da resistência dos blocos e graute e da taxa de armadura. Os prismas de três fiadas de altura, construídos com blocos de 8,5 e 15,0 MPa, foram ensaiados ocos e preenchidos com grautes de 17,0 e 30,0 MPa. Além destes, também foram ensaiados prismas e paredes armadas com taxas de 0,15%, 0,40% e 1,0%. Com os resultados foi possível mensurar a variação da resistência e os diagramas tensão-deformação da alvenaria com a inserção destes componentes (graute e armadura), fornecendo parâmetros para melhor avaliação de seu desempenho para projeto. Entre as conclusões, pode-se afirmar que o aumento da resistência à compressão das alvenarias não é proporcional ao aumento de área pelo grauteamento e que é baixa a eficiência da presença de armaduras para aumento da resistência a compressão. São disponibilizados os diagramas tensão-deformação para as várias combinações de materiais.

Palavras-chave: blocos de concreto, armadura, alvenaria estrutural, resistência a compressão, curva tensão-deformação.

^a Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" - UNESP, Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Departamento de Engenharia Civil, Ilha Solteira-SP, Brasil;

^b Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos-SP, Brasil.

1. Introdução

Tem sido frequente atualmente a construção de edifícios em alvenaria estrutural de maior porte e com vãos mais arrojados, submetendo o sistema a carregamentos mais intensos. Face ao crescente aumento das solicitações nos elementos em alvenaria estrutural tem-se mostrado importantes ações que possam aumentar a capacidade resistente de paredes e colunas em alvenaria.

Entretanto, muitos problemas relevantes na alvenaria continuam sem respostas. A análise teórica do sistema estrutural de uma obra de alvenaria apresenta uma série de dificuldades, considerando que se trata de um sistema estrutural de placas e chapas, composto por materiais não homogêneos e de comportamento não linear [1].

Na alvenaria estrutural armada são ainda maiores as interferências entre materiais distintos. A inserção do graute e da armadura aumenta as dúvidas e inibem a utilização desse sistema, pois geram insegurança do meio técnico diante do desconhecimento de seu comportamento estrutural.

A compatibilização de todos os componentes envolvidos na produção da alvenaria (bloco, argamassa, graute e armadura) é primordial e indispensável para se maximizar e otimizar o seu desempenho, com o aproveitamento de todo o potencial do sistema. Essa compatibilidade só é possível com o conhecimento das características dos materiais e dos fenômenos físicos e mecânicos, desenvolvidos na alvenaria quando em regime de trabalho [2].

Vários relatos de ensaios experimentais em blocos de concreto e cerâmicos [3], [4], [5] (Drysdale & Hamid, 1979, Chachine, 1989, Hamid & Chukwunye, 1986) indicam que não é válido fazer a superposição de resistência do bloco mais seção grauteada para determinar a resistência do prisma. De acordo com [6] o adensamento incompleto do graute, retração plástica e por secagem, incompatibilidade entre curvas de deformação do bloco e graute e fatores geométricos podem explicar esse efeito.

Sobre a taxa de armadura, a versão de 1989 da norma brasileira para projeto de alvenaria estrutural de blocos de concreto [7], permitia um pequeno aumento da resistência a compressão da alvenaria com a presença de armadura. Entretanto, a tensão admissível na armadura comprimida era limitada a 62 MPa, o que

na prática resultava em eficiência muito pequena da inclusão de armadura para aumento da resistência a compressão. A versão de 2011 da norma [8] elimina a possibilidade de armadura para aumento da resistência à compressão. A principal causa da baixa eficiência em paredes comprimidas é de ordem construtiva, devido a falta de estribos em paredes armadas de alvenaria estrutural [6]. Sobre o diagrama tensão-deformação de alvenaria, o Eurocode [9] indica o diagrama da Figura 1, sendo a deformação na ruptura admitida igual a 0,0035 para blocos do Grupo 1 e 0,002 para Grupo 2 e 3, sendo que blocos do Grupo 1 têm volume máximo de vazios de 25% (alvenaria perfurada) e blocos do Grupo 2 entre 25% e 50% (inclui blocos vazados). Outras normas admitem os seguintes valores:

- BS 5628-part 2 – 1995 [10] = 0,0035 (todas as alvenarias).
- MSJC (2011) [11] = 0,0035 (alvenaria cerâmica) ou 0,0025 (alvenaria de blocos de concreto).
- S304. 1-04 [12] = 0,0030 (todas as alvenarias).
- AS 3700-1998 [13] = 0,0035 (todas as alvenarias).

Ensaio relatado em [14] indicam o diagrama tensão-deformação da Figura 2, com deformação na ruptura igual a 0,002 para blocos de concreto.

Segundo [6] “a partir da constatação que a máxima deformação de compressão varia entre 0,0020 e 0,0035 para prismas com blocos de concreto e cerâmico, entende-se que a adoção de um valor médio igual a 0,0030 para a normalização nacional seria adequada, como está especificado na norma canadense”.

O objetivo principal deste trabalho é apresentar estudo sobre a variação do comportamento da alvenaria estrutural de blocos de concreto em função da utilização de graute e armadura. São aferidos parâmetros para avaliar o aumento da resistência da alvenaria estrutural na presença do graute e armadura, bem como o comportamento dos materiais no instante de ruptura, fornecendo informações que auxiliam no entendimento desse material composto e permitem melhor calibrar modelos de dimensionamento no estado limite último.

Figura 1 – Diagrama tensão-deformação para dimensionamento de alvenaria segundo Eurocode (9)

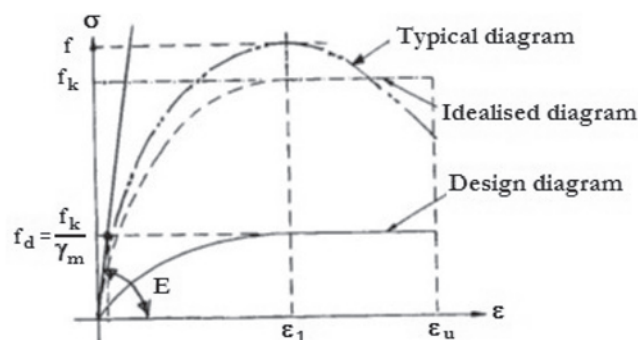


Figura 2 – Diagrama tensão-deformação de alvenarias segundo (14)

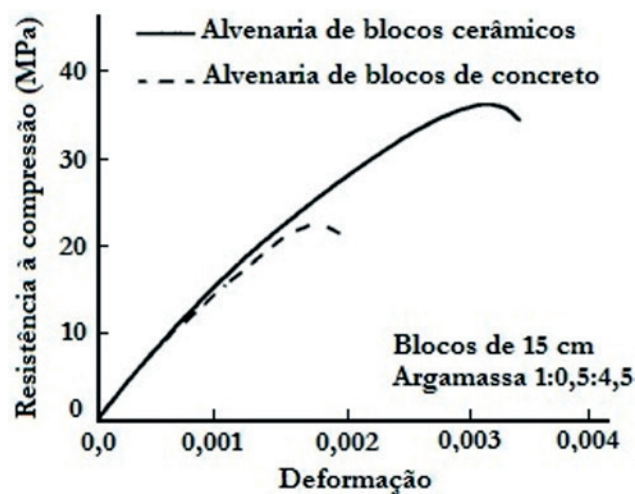


Tabela 1 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão e caracterização dos blocos

Bloco	Umidade (%)	Absorção (%)	Área líquida (cm²) (Área líquida/bruta)
B1	24,93	6,86	227,92 (0,57)
B2	41,34	4,79	289,67 (0,71)

Bloco	Resistência (A. bruta) (MPa)	CV (%)	Resistência (A. líquida) (MPa)	CV (%)	Def. de ruptura (‰)
B1	8,64	7,39	15,39	7,39	3,30
B2	15,76	8,88	22,09	8,88	1,60

1.1 Justificativa

Edifícios em alvenaria estrutural são construídos no Brasil em alturas e concepções arrojadas em relação ao atualmente visto em outras partes do planeta. O aumento do nível de solicitação em elementos de alvenaria, em especial à compressão, é perceptível. Ainda recentemente foi feito um esforço para que a atualização da normalização a respeito do dimensionamento de elementos em alvenaria de blocos de concreto introduzisse critérios de verificações no estado limite último. Desta forma entende-se ser plenamente justificável a realização e apresentação de estudos experimentais que possam contribuir para melhor entendimento de elementos compostos por diferentes combinações de blocos, argamassa, graute e armaduras.

2. Materiais e programa experimental

2.1 Blocos de concreto

Os blocos de concreto apresentam dimensões de 14 cm x 19 cm x 29 cm, bloco inteiro, e 14 cm x 19 cm x 14 cm, meio bloco (largura x altura x comprimento), sendo utilizadas duas resistências, desig-

nadas B1 e B2. Os resultados de ensaios indicaram resistências à compressão iguais a 8,64 (B1) e 15,76 (B2) Mpa, com suas áreas líquidas indicadas na tabela 1.

Foram realizados ensaios de resistência à compressão axial e caracterização física desses blocos, segundo NBR 12118 [15]. Nos ensaios de resistência, os blocos foram capeados com pasta de gesso, nas proporções 1 : 0,6 (gesso : água), e, foram adotados relógios comparadores, extensômetro elétricos e células de carga, para aferir o diagrama tensão-deformação. A Figura 3 ilustra o esquema de ensaio e a Tabela 1 apresenta os resultados obtidos.

2.2 Prismas

Os prismas foram executados com três blocos e argamassa mista,

Tabela 2 – Características da argamassa, grautes e armaduras

Corpo-de-prova	Resistência média (MPa)	Traço (em massa)	Relação a/c
Argamassa	7,0	1:0,34:6,39	1,27
Graute G1	17,0	1:1,83:2,17	0,67
Graute G2	30,0	1:1,20:1,80	0,55

Taxa de armadura	Área de aço (cm²)	Armadura executada
$\rho_1 = 0,15\%$	0,63	2 Φ 6,3 mm
$\rho_2 = 0,4\%$	1,60	2 Φ 10,0 mm
$\rho_3 = 1,0\%$	4,00	2 Φ 16,0 mm

Figura 3 – Esquema de ensaio dos blocos

com traço em volume 1 : 0,5 : 4,5 (cimento : cal : areia) e a/c igual a 1,27, conforme os procedimentos descritos pela norma NBR 15961-2 [16] para as duas classes de blocos.

Os grautes utilizados foram de duas resistências distintas, sendo elas 17 e 30 MPa e consistência de 200 ± 30 mm, denominados de G1 e G2, respectivamente, e foram combinados com as classes de blocos. Assim, foram executados prismas B1-G1 e B1-G2, B2-G1 e B2-G2, além de prismas vazios para cada classe de blocos B1 e B2.

Foram utilizadas três taxas de armaduras, r_1 , r_2 e r_3 , e combinadas com os prismas grauteados, acima citados. As armaduras e os traços dos grautes adotados são mostrados na Tabela 2, o capeamento dos prismas foi feito com pasta de gesso na mesma proporção dos blocos.

Os ensaios de resistência à compressão axial foram realizados utilizando novamente relógios comparadores, extensômetros elétricos e células de carga. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 3 e a Figura 4 apresenta o esquema de ensaio dos prismas.

2.3 Paredes

Foram montados e ensaiados pequenos painéis de alvenaria com dimensões de 100 cm x 90 cm (altura x comprimento), ou

seja, pequenas paredes de alvenaria estrutural, utilizando as duas classes de blocos, com três blocos de comprimento e cinco fiadas de altura.

A argamassa, grautes e armaduras utilizadas foram os mesmos adotados nos prismas, com a diferença que nas paredes foi empregado apenas um tipo de graute, G1, pois esse graute apresentou maior fator de eficiência nos prismas. Os procedimentos de execução das paredes foram realizados segundo a NBR 8949 [17], nos ensaios de compressão foi utilizada essa mesma norma, adotando-se relógios comparadores, extensômetros elétricos e células de carga, as paredes foram capeadas também com pasta de gesso.

Os resultados das paredes são dados na Tabela 4 e o esquema de ensaio pode ser observado na Figura 5.

3. Resultados e discussões

3.1 Prismas

A Tabela 4 apresenta os resultados de resistências de todas as combinações de prismas, na qual se observa um aumento expressivo na alvenaria destes prismas vazios (relação à área bruta) para os grauteados. Contudo, os aumentos da resistência dos graute adotados representaram variações mínimas na resistência do prisma,

Tabela 3 – Resultados de argamassa e grautes, dos prismas vazios, grauteados e armados

Prisma	Resistência (MPa) (Área bruta)	Resistência (MPa) (Área líquida)	CV %	Def. de ruptura (‰)
Argamassa	6,10	–	21,31	–
Graute G1	17,73	–	10,07	–
Graute G2	26,66	–	15,93	–
Vazio B1	5,63	10,04	6,19	1,97
B1-G1	11,29	11,29	3,74	1,70
B1-G2	10,50	10,50	11,67	1,43
Vazio B2	7,77	10,89	3,91	1,90
B2-G1	15,33	15,33	4,92	1,90
B2-G2	15,17	15,17	8,94	1,43
B1-G1-p1	10,20	10,20	4,70	1,77
B1-G1-p2	11,39	11,39	8,50	1,60
B1-G1-p3	11,73	11,73	4,32	1,90
B1-G2-p1	11,91	11,91	7,38	1,33
B1-G2-p2	11,03	11,03	8,90	1,63
B1-G2-p3	11,79	11,79	8,71	1,37
B2-G1-p1	14,25	14,25	4,52	1,67
B2-G1-p2	13,87	13,87	9,55	1,67
B2-G1-p3	15,01	15,01	3,27	1,63
B2-G2-p1	15,64	15,64	12,79	1,73
B2-G2-p2	15,75	15,75	6,04	1,56
B2-G2-p3	17,30	17,30	7,36	1,43

Figura 4 – Esquema de ensaio dos prismas



fato constatado por outros autores como [18], [19], [20], [21]. Observando os prismas armados, não foram constatadas variações expressivas nas resistências da alvenaria com o aumento da área de aço, comparando-se com seus respectivos prismas grauteados.

Tabela 4 – Resultados das paredes vazias, grauteadas e armadas

Parede	Resistência (MPa) (A. bruta)	CV %	Def. de ruptura (‰)
Vazia B1	4,39	2,58	1,35
B1-G1	7,86	4,52	1,35
Vazia B2	8,19	0,09	1,80
B2-G1	15,17	4,88	1,00
B1-G1-p1	9,32	11,61	1,25
B1-G1-p2	9,50	13,55	1,25
B1-G1-p3	9,11	5,51	1,05
B2-G1-p1	13,93	3,27	0,95
B2-G1-p2	15,86	0,72	0,90
B2-G1-p3	17,31	16,44	0,70

A Tabela 3 mostra os resultados dos prismas vazios na área líquida com os prismas apenas grauteados das duas classes de blocos. Os dados da figura mostram os prismas vazios (área líquida) de blocos B1 tiveram suas resistências praticamente igualadas com o grauteamento, já os prismas de blocos B2 apresentaram resistências quando grauteados 50% superiores aos seus prismas vazios na área líquida. Esse efeito pode ser dado pela maior espessura das paredes dos blocos B2 aliada à menor área de graute, pois as paredes de B2 são mais resistentes à expansão

Figura 5 – Esquema de ensaio das paredes

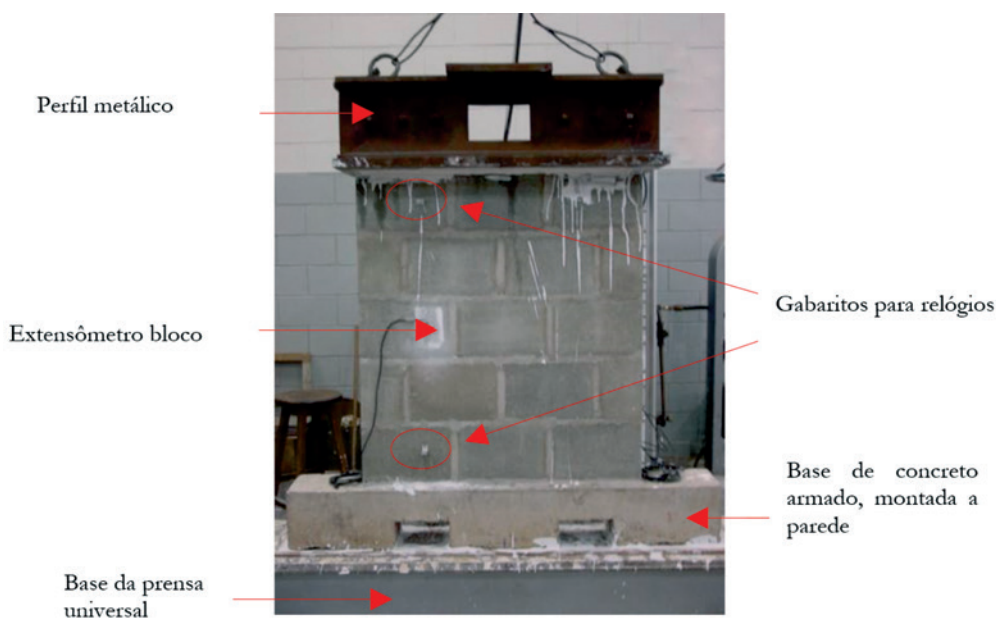
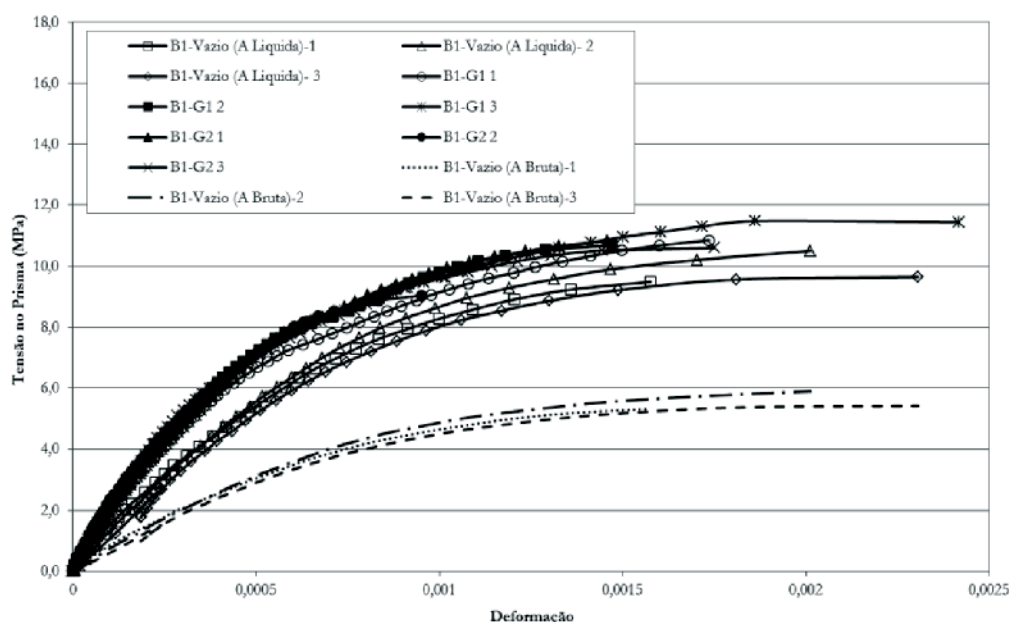


Figura 6 – Gráfico Tensão x Deformação dos prismas vazios e grauteados B1



transversal interna do graute, que, por sua vez, tendo uma área inferior deforma-se menos.

Comparando os resultados das resistências de compressão fixando os valores de blocos e grautes e variando apenas as taxas de

armaduras (Tabela 3), houve um aumento médio da resistência dos prismas da classe de blocos B1 para B2, entretanto as variações relativas às armaduras mostraram-se diferentes em todas as combinações, não apresentando um comportamento comum na

Figura 7 – Gráfico Tensão x Deformação dos prismas vazios e grauteados B2

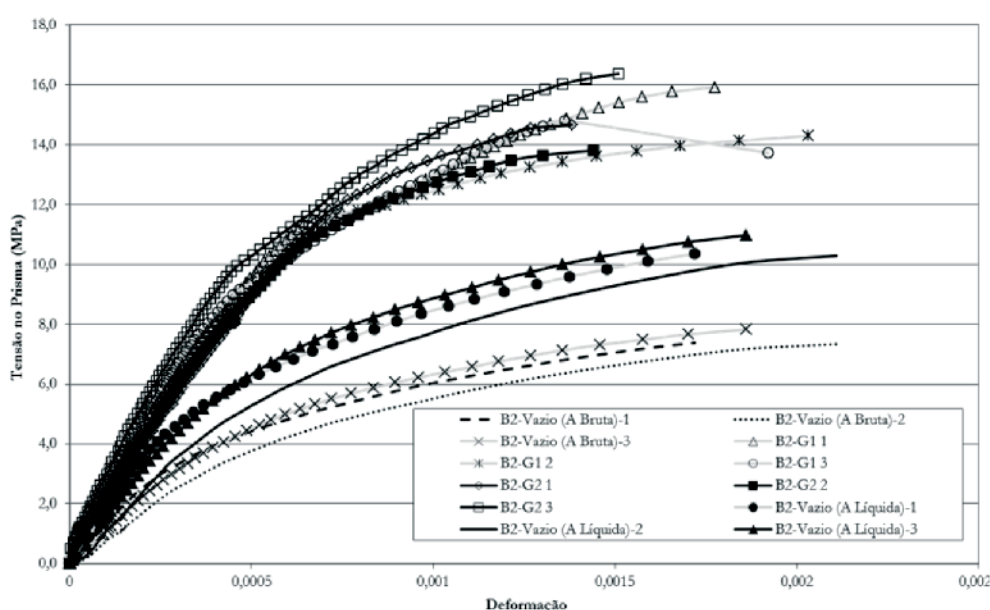
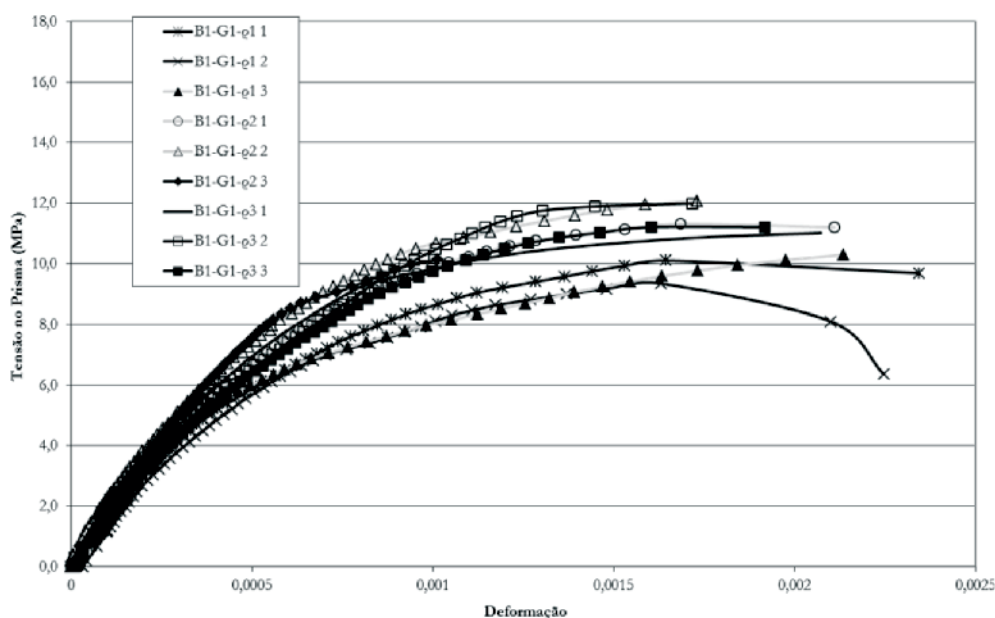


Figura 8 – Gráfico Tensão x Deformação dos prismas B1-G1 com armaduras



variação de resistência das combinações de prismas, além destas variações serem muito pequenas dentro dos conjuntos de mesma combinação não permitindo avaliar ganhos.

Com o intuito de analisar os comportamentos das curvas de Tensão x

Deformação das combinações de prismas vazios e grauteados, e também dos prismas grauteados com os armados, são fornecidos os gráficos das Figuras 6 até 11, sendo, a tensão adotada, em todos os gráficos, referente à carga de ruptura dos prismas, dividida pela sua área bruta.

Figura 9 – Gráfico Tensão x Deformação dos prismas B1-G2 com armaduras

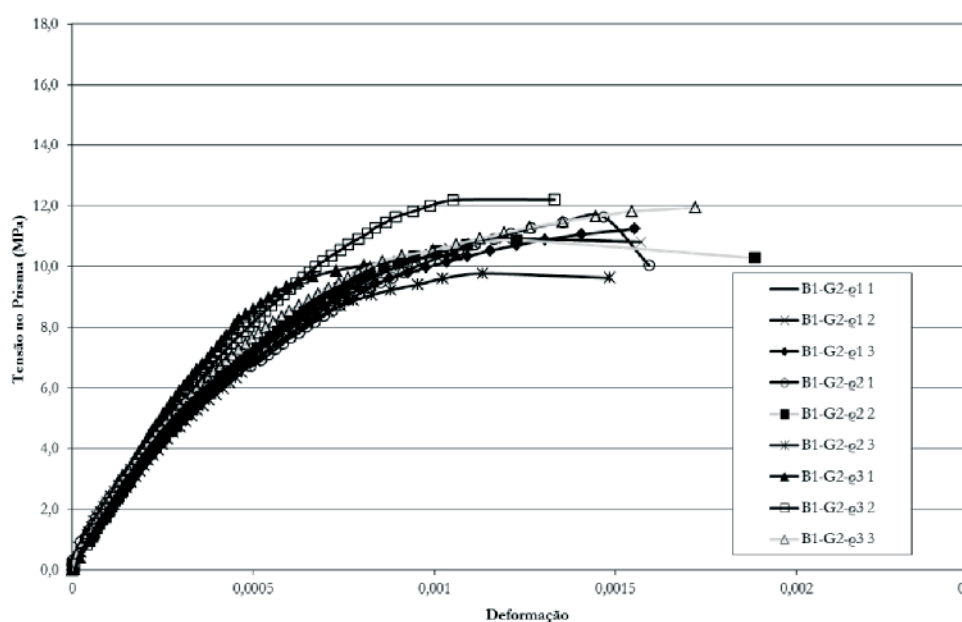
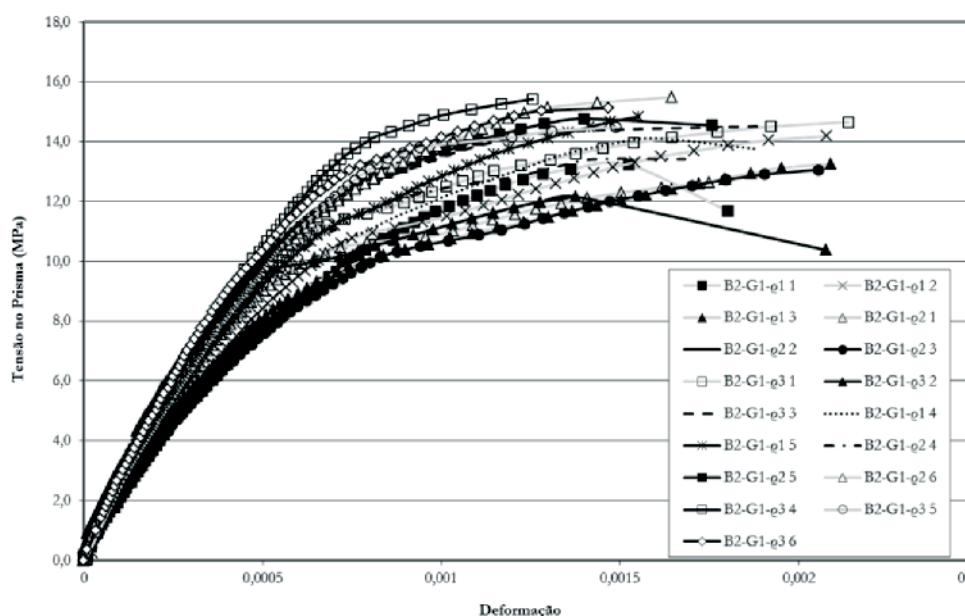


Figura 10 – Gráfico Tensão x Deformação dos prismas B2-G1 com armaduras



Na Figura 6 é mostrada a curva dos prismas B1, na qual se verifica que os prismas grauteados com G1 e G2 apresentaram um comportamento próximo entre si e com os prismas vazios em relação às suas áreas líquidas.

A Figura 7, dos prismas vazios e grauteados de B2, mostra, novamente, um mesmo comportamento de deformabilidade dos prismas grauteados com G1 e G2. Os prismas grauteados apresentam início de curva tensão-deformação semelhantes aos dos prismas ocios, com

Figura 11 – Gráfico Tensão x Deformação dos prismas B2-G2 com armaduras

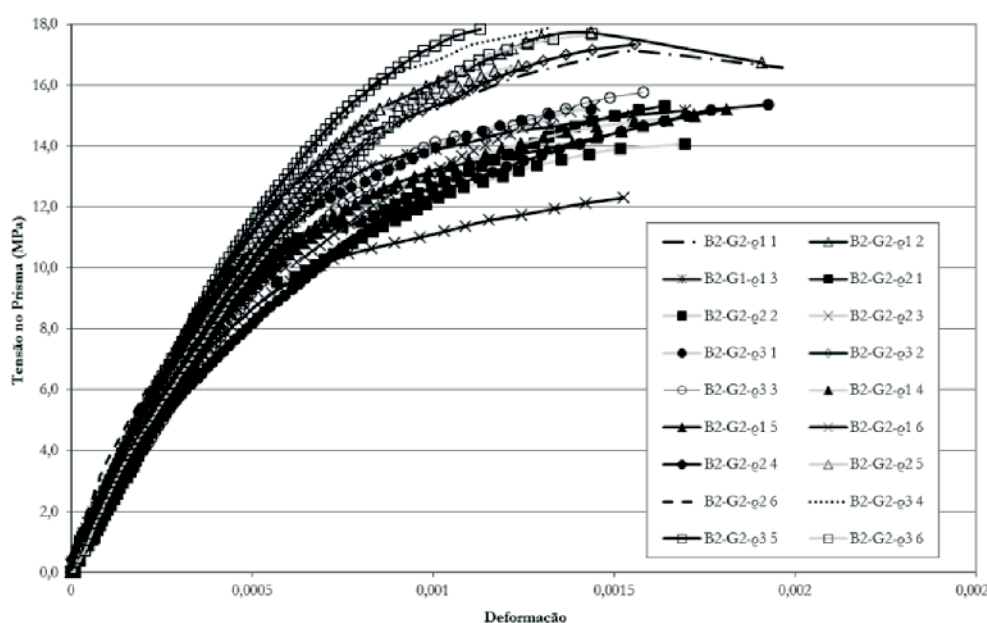
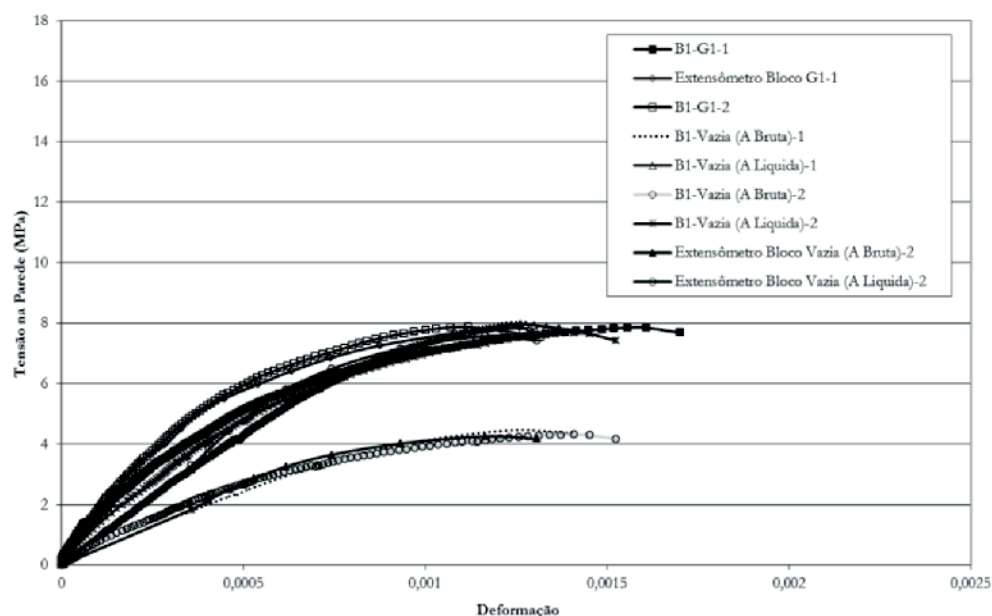


Figura 12 – Gráfico Tensão x Deformação das paredes vazias e grauteadas B1

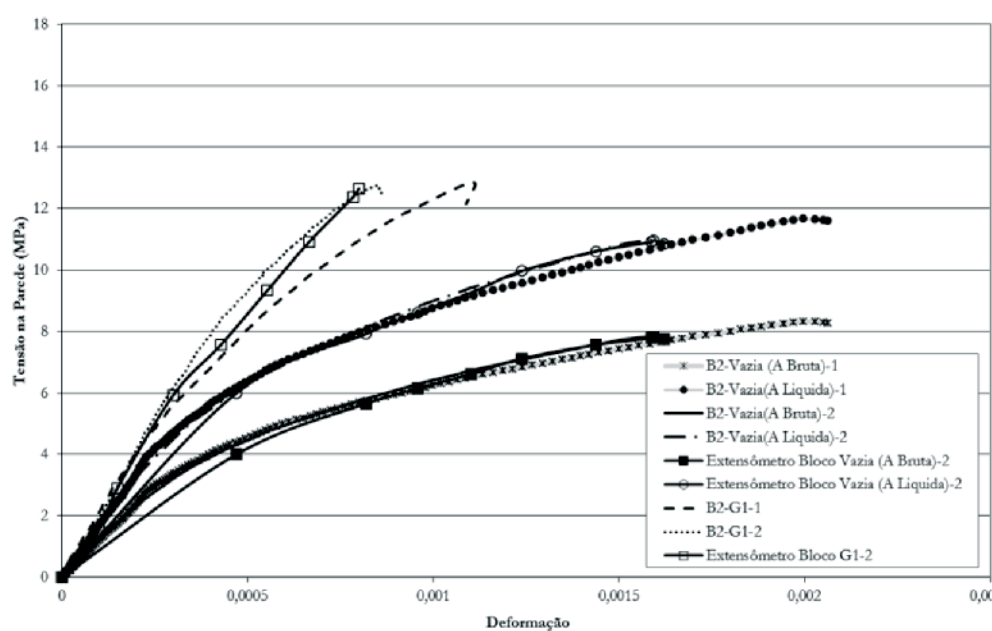


deformações na ruptura em valores próximos. As Figuras 8 até 11 apresentam os prismas apenas grauteados e armados, para as quatro combinações de blocos e grautes, sendo, observado um mesmo comportamento para as taxas de armaduras em todas estas combinações.

3.2 Paredes

A Tabela 4 mostra os resultados médios de resistência das paredes vazias, grauteadas e armadas. Para casos não armados a

Figura 13 – Gráfico Tensão x Deformação das paredes vazias e grauteadas B2



resistência na área líquida é igual para os blocos B1 grauteados ou não, comportamento semelhante ao observado nos prismas. Para o B2, observa-se um aumento de 30% na resistência em relação à área líquida.

Vários autores, p. e. [22], concluem que o aumento percentual na resistência à compressão das paredes grauteadas em relação às paredes não grauteadas é inversamente proporcional ao aumento da resistência do bloco. Deve-se destacar que os blocos aqui ensaiados tem geometria (espessura da parede do bloco) distintas para B1 e B2, portanto o comparativo direto não é adequado. O que se pode inferir é que blocos de paredes mais espessas proporcionaram maior aumento de resistência quando totalmente grauteado, possivelmente porque a ruptura ocorre por expansão lateral dos blocos devido a maior rigidez do graute interior e paredes mais espessas possuem melhor resistência à essa expansão lateral.

A variação das taxas de armadura (r_1 , r_2 e r_3) nas paredes de blocos B1 não gerou variação na resistência das paredes, com aumento de cerca de 18% em relação a parede sem armadura. Ao analisar a deformação de ruptura das paredes, percebe-se que não há deformação suficiente para aproveitamento do aço. Por exemplo, com uma área de armadura de $1,89 \text{ cm}^2$ (área relativa à taxa de armadura r_1) adotando E do aço igual a 21 GPa e com a deformação de ruptura da parede de $1,0\text{‰}$, obtém-se uma contribuição em carga da armadura próxima de 39,7 kN, valor muito pequeno (cerca de 2,6%) se comparado com a carga final da parede na ordem de 1.500 kN. Desta forma, o aumento observado nas paredes B1 está relacionado a alteração na forma de ruptura (que ocorre por expansão lateral do bloco em função da expansão do graute interno) do que com a contribuição da armadura em absorver parte da carga de compressão.

Nas paredes armadas B2 é possível identificar variação da resis-

tência com a variação da taxa de armadura. Porém, para as barras de diâmetros pequeno (6,3 mm, r_1) houve diminuição da resistência em relação a parede grauteada, com valores semelhantes para as barras de 10 mm (r_2) e aumento de 14% para barras de 16 mm (r_3). Novamente entende-se que há alteração na forma de ruptura, com barras de pequeno diâmetro sujeitas a tensões maiores que no caso do B1, contribuindo de forma negativa (possivelmente por conta de efeito de flambagem).

Os resultados indicam que o efeito de armaduras sem estribos em paredes grauteadas não é proporcional ao aumento da taxa mecânica de aço/graute, sendo seu efeito variável em função do diâmetro da barra de aço e do nível de tensão aplicada, com pequenas variações na resistência a compressão do conjunto, eventualmente de forma negativa. Resultados apresentados em [22] também indicam pequenas variações nas resistências de paredes de blocos de concreto armadas comparadas com suas respectivas paredes grauteadas.

Visando analisar os comportamentos das curvas de Tensão x Deformação das combinações de paredes vazias e grauteadas, e também das paredes grauteadas com as armadas, são dados os gráficos das Figuras 12 a 15. Observando a Figura 12, se percebe um mesmo comportamento de deformabilidade das paredes B1 grauteadas e vazias na área líquida, fato também verificado nos prismas, inclusive nas leituras obtidas pelos extensômetros de bloco e armadura.

A Figura 13 apresenta as paredes B2 vazias e apenas grauteadas. O grauteamento destas paredes aumentou sua rigidez e resistência final se comparado com as paredes vazias na área líquida, este fato foi também verificado com os prismas.

As Figuras 14 e 15 apresentam as curvas das paredes B1 e B2 armadas, que apresentaram um comportamento bastante semelhante da

Figura 14 – Gráfico Tensão x Deformação das paredes armadas B1

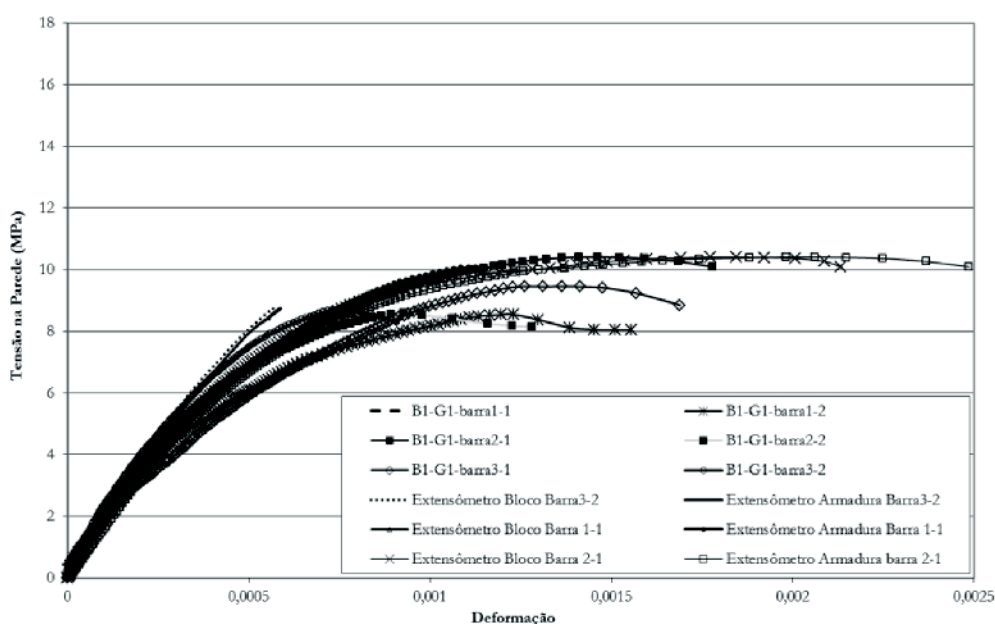
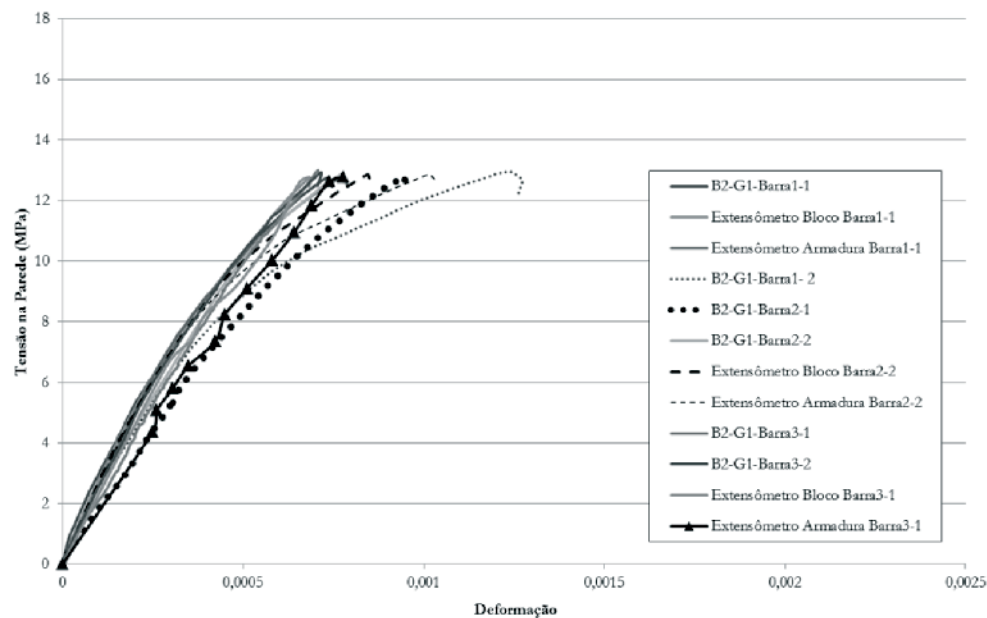


Figura 15 – Gráfico Tensão x Deformação das paredes armadas B2



alvenaria, com as três taxas de armaduras, e, dos blocos e barras de aço inseridas, fato também ocorrido com os prismas armados.

4. Conclusões

A partir das observações aqui relatadas, pode-se concluir:

- O grauteamento resultou em mesma resistência do prisma grauteado comparado com o prisma vazio na área líquida para o B1 e aumentou em 50% a resistência para o B2. Comportamento semelhante foi observado nas paredes, com aumento inferior (de 30%) para o caso B2. Este fato pode ser explicado pela maior espessura das paredes dos blocos B2 apresentando maior resistência a expansão lateral do graute interno.
- Os prismas grauteados apresentaram diminuição na deformação de ruptura com a utilização de grautes mais rígidos, apesar da tensão de ruptura ser semelhante para ambos grautes.
- A inserção do graute nas paredes aumentou em média 80% a resistência à co compressão se comparada com as paredes vazias na área bruta. O aumento da resistência da alvenaria com o grauteamento não é necessariamente proporcional à relação efetiva de áreas.
- As armaduras não alteraram de forma significativa o comportamento estrutural dos prismas e paredes (resistência à compressão axial e deformabilidade), sendo observado eventualmente pequena redução na resistência (barras de 6,3 mm e blocos B2), pouco ou nenhum aumento na resistência a compressão (demais casos). Entende-se não ser possível calcular a resistência da parede grauteada pela compatibilização das deformações, tensões e áreas de bloco, graute e armadura. A influência provavelmente tem relação com a expansão lateral do graute e armaduras (sem estribos neste estudo).

- A deformação na ruptura de alvenarias de blocos de concreto é próxima a 2,0‰, valor esse inferior ao atualmente adotado na normalização brasileira, adotado em 3,5‰, porém semelhante ao relatado em outras referências.

5. Referências bibliográficas

- [1] CAMACHO, J. S.; RAMALHO, M. A.; ANDOLFATO, R. P. An experimental study of the interaction among walls submitted to vertical loads. *In: Australian Masonry Conference - AMC, 6th, Adelaide, 2001, Proceedings of the 6th Australian Masonry Conference, Adelaide, 2001, v. 1, p. 95-104.*
- [2] MENDES, R. J. K. Resistência à compressão da alvenaria de blocos cerâmicos estruturais, Florianópolis, 1998, Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, 200 p.
- [3] DRYSDALE, R. G.; HAMID, A. A. Behaviour of concrete block masonry under axial compression. *ACI Journal*, v. 76, n. 6, 1979, p. 707-721.
- [4] CHAHINE, G. N. Behaviour Characteristic of Face Shell Mortared Block Masonry Under Axial Compression, Hamilton (Ontario), 1989, Master of Engineering thesis - McMaster University, 423 p.
- [5] HAMID, A. A.; CHUKWUNENYE, A. The Compression Behaviour of Concrete Masonry Prisms. *Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE*, v. 112, n. 3, 1986, p. 605-614.
- [6] PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural, São Carlos: EdUFSCar, 2ed, 2013, 625 p.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. - NBR 10837, Rio de Janeiro, 1989.

- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: Projeto. - NBR 15961-1, Rio de Janeiro, 2011.
- [9] EN 1996-1-1: EUROCODE 6: Design of Masonry Structures - Part 1-1: General rules for buildings - Rules for reinforced and unreinforced masonry, Brussels, 2013.
- [10] BRITISH STANDARD INSTITUTION. Code of practice for structural use of masonry. Part 2 – Structural use of reinforced and prestressed masonry. - BS 5628-2, London, 1995.
- [11] MASONRY STANDARDS JOINT COMMITTEE. Building code requirements for masonry structures (ACI 530/TMS 402/ASCE 5), 2011.
- [12] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. Design of masonry structures. – CSA S304. 1-04, Toronto, 2004.
- [13] STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. Masonry Structures. - AS 3700, 2ed, Sydney, 1998.
- [14] PRIESTLEY, M. J. N. Seismic Design of Concrete Masonry Shear Walls. Journal of the American Concrete Institute, v. 83, 1986, p. 58-68.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Métodos de ensaio. - NBR 12118. Rio de Janeiro, 2013.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Alvenaria estrutural - Blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras. - NBR 15961-2. Rio de Janeiro, 2011.
- [17] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Paredes de alvenaria estrutural - Ensaio à compressão simples - Método de ensaio. - NBR 8949, Rio de Janeiro, 1985.
- [18] ROMAGNA, R. H. Resistência à compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados, Florianópolis, 2000, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, 218 p.
- [19] CUNHA, E. H. Análise experimental do comportamento de prismas grauteados em alvenaria estrutural, Goiânia, 2001, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, 149 p.
- [20] CAMACHO, J. S.; RODRIGUES, R. O. Utilização do graute na alvenaria estrutural. In: do 41º Congresso Brasileiro de Concreto, 41º, Salvador, 1999, Anais, Salvador, 1999, p. 142.
- [21] CALÇADA, L. M. L. Avaliação do comportamento de prismas grauteados e não grauteados de bloco de concreto, Florianópolis, 1998, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, 188 p.
- [22] ALY, V. L. C.; SABBATINI, F. H. Determinação de correlações de resistências mecânicas de paredes de alvenaria estrutural de blocos de concreto. In: International Seminar on Structural Masonry of Developing Countries, 5th, Florianópolis, 1994, p 115-126.
- [23] LOGULLO, B., G. Influência do graute e da taxa de armadura no comportamento da alvenaria de blocos de concreto, Ilha Solteira, 2006, Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista, 192 p.

Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures

Estruturas de concreto. Contribuição à análise da segurança em estruturas existentes



D. COUTO ^a
douglas.couto@concretophd.com.br

M. CARVALHO ^b
mariana.carvalho@concretophd.com.br

A. CINTRA ^b
andre.cintra@concretophd.com.br

P. HELENE ^c
paulo.helene@concretophd.com.br

Abstract

The safety evaluation of an existing concrete structure differs from the design of new structures. The partial safety factors for actions and resistances adopted in the design phase consider uncertainties and inaccuracies related to the building processes of structures, variability of materials strength and numerical approximations of the calculation and design processes. However, when analyzing a finished structure, a large number of unknown factors during the design stage are already defined and can be measured, which justifies a change in the increasing factors of the actions or reduction factors of resistances. Therefore, it is understood that safety assessment in existing structures is more complex than introducing security when designing a new structure, because it requires inspection, testing, analysis and careful diagnose. Strong knowledge and security concepts in structural engineering are needed, as well as knowledge about the materials of construction employed, in order to identify, control and properly consider the variability of actions and resistances in the structure. With the intention of discussing this topic considered complex and diffuse, this paper presents an introduction to the safety of concrete structures, a synthesis of the recommended procedures by Brazilian standards and another codes, associated with the topic, as well a realistic example of the safety assessment of an existing structure.

Keywords: structures safety, existing concrete structures safety, concrete structures evaluation.

Resumo

A avaliação da segurança de uma estrutura de concreto existente difere daquela adotada no projeto de estruturas novas. Os coeficientes de ponderação das solicitações e das resistências, adotados na fase de projeto, levam em conta incertezas e imprecisões relacionadas com os processos de construção das estruturas, variabilidade da resistência dos materiais, além das aproximações numéricas dos processos de cálculo e dimensionamento. Entretanto, quando se analisa uma estrutura acabada, um grande número de fatores desconhecidos durante a etapa de projeto já se encontram definidos e podem ser mensurados, o que justifica uma redução nos coeficientes de majoração das ações ou de minoração das resistências.

Diante disso, entende-se que analisar a segurança de uma estrutura acabada é muito mais complexo que introduzir a segurança no projeto de uma estrutura nova, pois requer inspeção preliminar, ensaios, análises e vistoria criteriosa. São necessários sólidos conhecimentos e conceitos de segurança em engenharia estrutural e também conhecimentos sobre os materiais de construção empregados, de forma a identificar, controlar e considerar corretamente a variabilidade das ações e das resistências na estrutura. Com a intenção de discutir este tema considerado complexo e difuso, apresenta-se neste artigo uma introdução à segurança das estruturas de concreto, uma síntese da revisão bibliográfica dos procedimentos recomendados por normas nacionais e normas internacionais associadas ao tema, bem como um exemplo prático de avaliação de uma estrutura existente para verificação da segurança.

Palavras-chave: segurança de estruturas, segurança de estruturas existentes, avaliação de estruturas de concreto.

^a Universidade Estadual de Campinas; PhD Engenharia;

^b PhD Engenharia.

^c Professor Titular da Universidade de São Paulo; PhD Engenharia.

1. Introduction

Due to recent events related to the collapse of structures in Brazil¹ and the world², the attention of the technical community to structural safety issues grows increasingly. There are several cases of buildings that are breaking down even before handed over to the customer, that is, during the construction period. In addition, there is a growing market for retrofit of existing structures, which makes this current and of great practical interest matter, for a large part of structural engineers do not mastered the concepts, models and safety criteria of assessment of an existing structure.

Although they are subject to depreciation over time, being exposed to the environment and also the use, and even if they have or not properly maintained, as required by the *ABNT NBR 5674:2012* [1], is un-

workable and unacceptable, economic and environmentally, that the buildings are simply replaced when they reach the end of their design life (VUP), provided in accordance with *ABNT NBR 15575:2013* [2]. It is also unacceptable that existing structures are analyzed according procedures applicable only in new structures, often resulting in unnecessary interventions and strengthening, which could make unfeasible the business by term and/or excessive costs, created by a mistaken project.

Therefore, given the complexity of the study and analysis of existing structures, the evidence of the frequency of partial or total collapse of structures in use or under construction³, and considering that Brazil has an immense amount of buildings with advanced age, with incalculable heritage built in concrete, the discussion about the security of these structures is even more necessary and urgent.

Table 1 – Motives, scopes and actions that justify safety assessment of existing structures (Helene (3))

Motives	Scope	Actions
Concrete receipt control, in new work site, points that $f_{ck,est} < f_{ck}$	Search for the new fck, to redesign or assessment of structural safety	Transform concrete compressive strength results obtained by drilled cores in values that are equivalent to concrete characteristic strength of the new structure, in order to allow the use of the same safety methods adopted for design of new structures.
Concrete looking improper or not complying with the ordered/specified	Analyze concrete for comparison with orders/specifications	Search for composition, mix design, specified strength and other properties of the delivered concrete for casting of a structural element, as ordered for the concrete supplier. Usually, these are commercial issues between the companies.
Concrete exposed to aggressive environment	Analyze concrete characteristics e properties related to its resistance to the aggressive environment	Complex concrete life cycle analysis in that environment based on the design service life of the structure, preventive maintenance prescriptions of the structure use and maintenance manual, eventual accelerated tests or assessment of similar existing buildings. With the concrete compressive strength, characteristics and properties, apply service life models available in the technical literature.
Quality of structure execution	Analyze concrete homogeneity, dimensions of casted elements, tolerances	Analysis aided by use of semi destructive and nondestructive tests, topography resources, level and laser plummet, columns eccentricity, geometrical dimensions and drilled cores sampling of complementary areas, intended to the quality assurance of concreting services complying with codes requirements.
Survey	Inspection and diagnosis to clarify pathologic issues	Application of recognized and sophisticated techniques for field inspections and lab and field tests, eventual load tests, drilled cores sampling, intended to the diagnosis and prognosis of partial or full collapses, a severe repair issues and severe deformations.
Change of use, retrofit	Assess the conditions of the existing structure	As built structural analysis with inspection of dimension, reinforcement, concrete, drilled core sampling, etc., intended to the safe change of use of the structure, with no increase of overloads.
Corrective intervention or structural rehabilitation	Assess the present safety conditions and design necessary interventions	Application of recognized and sophisticated techniques for field inspections and lab and field tests, eventual load tests, drilled cores sampling, intended to the diagnosis, assessing structural safety for design of interventions.

1 Torre de moinho desaba e deixa 5 feridos em Maceió; moradores são retirados. Describes the collapse of a structure of 50 years of age, even after reforms increased weight together had no structural reinforcement. The accident left injured and damaged homes. Available in: <http://g1.globo.com/alagoas/noticia/2014/09/moinho-que-desabou-em-maceio-tinha-problemas-estruturais-diz-laudo.html>. Access: October, 08th 2014.

2 Once investigaciones por caso Space precluyeron: Fiscal. Describes unfortunate tower collapse case in Colombia, followed by demolition and implosion of similar towers by serious mistake project. Available in: <http://www.vanguardia.com/actualidad/colombia/279832-once-investigaciones-por-caso-space-precluyeron-fiscal>. Access: October, 01st 2014.

3 As an example, we can mention the significant recent collapses: Building Sand White (Pernambuco, 2004. Building with 25 years, delivered in 1979, collapsed completely due to execution failed connections shoes and pillars), Royal Building Class (Pará, 2011. collapsed under construction due to errors in design and construction), building Freedom (Rio de Janeiro, 2012. He collapsed, taking with him two adjacent buildings, and revealed errors in the reform of procedures), Shopping Rio Poty (Piauí, 2013. building under construction that collapsed due to failure to execute related to shoring).

There are several reasons that can lead to the need of assessing an existing structure safety, leading to different scopes of work, set out in Table 1.

The safety assessment of an existing concrete structure is different from that adopted for a new one [4]. According to standard *ABNT NBR 8681:2003* [5] and *ABNT NBR 6118:2014* [6], the partial factors for actions and strength, adopted in the design phase, take into account uncertainties and inaccuracies related to the construction processes of structures, variability of materials strength, in addition to numerical approximations of calculation and design processes.

However, when analyzing a finished structure, a large number of these unknowns factors during the design phase, are already defined and can be measured, which justifies a modification in actions increasing factors and in strength reduction factors [7].

This issue was already addressed in 1983 by the *Committee Euro-International du Beton* (CEB). Regarding to actions, the CEB [8] already indicated that, at least for the sustained loadings, the increasing factors adopted for existing structures analysis should be lower than usual, based on geometric measurements, actual densities and more accurate load estimations.

With regard to materials, the CEB also warned about the values of "characteristic" compressive strength of concrete, to be considered in the analysis of existing structures. By definition, a characteristic value is linked to a concept of security and quality of the structures before construction, which makes this application inconsistent for existing structures, in which geometries and properties of used materials are better known.

In addition, it was also mentioned the need of considering a second problem: the age at which the characteristic value should be referenced, since most of the design codes was based on nominal strength values at 28 days (as to this day). As in that time, today the study of structures age conversion for 28 days is still little used, controversial and uncertain.

Therefore, it is understood that to analyze the security of a finished structure is much more complex to enter the safety of a new structure design, it requires preliminary inspection, testing and careful survey. It takes solid security knowledge and concepts in structural engineering as well as knowledge of the construction

materials used in order to identify, control and properly consider the variability of actions and strength in the structure.

In order to discuss this topic considered complex and diffuse, is presented in this paper an introduction to the safety of concrete structures, a synthesis of the literature review of the procedures recommended by Brazilian regulations and international standards established and respected in Brazil associated with the topic as well as an assessment of the implementation of the hypothetical example of an existing structure for security verification.

2. Safety in design of concrete structures

The concept of security structures, in general, is associated with statistical tools and is characterized by probabilistic analysis of a structure to maintain its bearing capacity, preventing their ruin [9]. This way are defined limits states (ultimate or service) to the structure and, regardless of the method of calculation used, the project should be performed in order to always maintain the relationship $R_d \geq S_d$ ⁴.

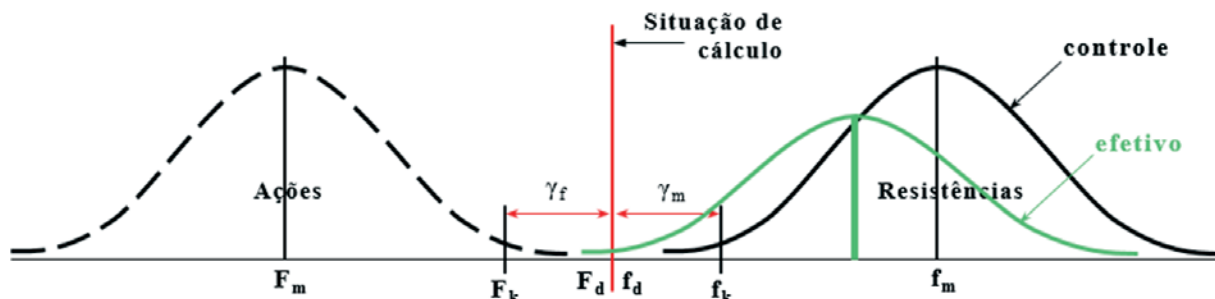
Fig.1 shows a simplified view of probabilistic safety consideration. Through the of semi-probabilistic analysis of variables influencing the safety of structures, namely increase actions and reduce material strength, it is possible to perform the design of new structures and assess the security of existing structures, this time with effectively measured or field estimated values.

To this end, the *fib Model Code 2010* [10] recommends four safety model checking, of whom an cites two: Security Probabilistic Method and Partial Safety Factor Method (or Semi probabilistic method).

- Probabilistic Method: because of its complexity and even lack of knowledge of the variables, it is not the most used and therefore will not be subject of discussion in this article;
- Partial Safety Factor Method: also known as semi-probabilistic method makes use of predetermined conversion coefficients for calculating characteristic values of values.

The *ABNT NBR 8681:2003* [5] offers stress calculating tools based on this method, as the following concepts:

Figure 1 – Representation of safety analysis according to probabilistic method



⁴ Design Strengths (R_d) must be greater than Design Actions values (S_d).

For actions:

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f \quad (1)$$

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (2)$$

γ_{f1} : considers variability of actions;

γ_{f2} : combination coefficient (ψ_0 - simultaneity);

γ_{f3} : considers possible assessment errors of the actions effects due to construction method or calculation method.

For materials strength:

$$f_d = f_k / \gamma_m \quad (3)$$

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad (4)$$

γ_m : can refer to concrete (in this case, is called γ_c) and to steel (γ_s).

γ_{c1} : takes into account the variability of the effective strength of the concrete structure, which is always greater than the variability of resistance "potential" of the concrete in their production source, as evaluated by molded specimens;

γ_{c2} : considers the differences between the effective resistance of the concrete in the structure and the potential resistance measured in conventionally standardized specimens;

γ_{c3} : considers the uncertainties in the determination of resistant requests, whether as a result of the construction methods, whether as a result of the method (model) of employee calculation.

Cremonini [11] explains that the coefficients γ_{c1} and γ_{c2} can be determined by experimental measurements and statistical analyzes as γ_{c3} is found by means of empirical criteria. In the case

of concrete, it can be considered that decomposes γ_c approximately the following parts:

$$\gamma_c = 1,07 \text{ a } 1,32 (\gamma_{c1}) \cdot 1,10 (\gamma_{c2}) \cdot 1,10 (\gamma_{c3}) \quad (5)$$

The result of the product of the plots varies between 1.30 and 1.60. Table 2 shows the comparative values adopted by Brazilian standards compared to the requirements of fib Model Code 2010 [10]. Some researchers believe, mistakenly, that aspects related to the strength and variability of the constituents of concrete materials are covered by γ_c , but it is clear that, conceptually, this coefficient exclusively covers the differences between the concrete strength control procedures, well established in *ABNT NBR 5738:2003* [13] and in *ABNT NBR 5739:2007* [14], and the procedures adopted in construction site [15].

Therefore, the coefficients γ_{c1} and γ_{c2} (product of order 1.3 to 1.45), as stated by the *ABNT NBR 8681:2003* [5], cover the unknown differences between the geometry of the standard specimen and the structural component geometry as well as their actual characteristics of density, launch, healing, shoring removal and early loading, which in general are different from standard procedures in *ABNT NBR 5738:2003* [13].

It is evident that the work procedures are unlikely to be as accurate as the control prescribed by *ABNT NBR 12655:2006* [16], such that the effective resistance of the concrete compression in the structure will always be less (of 1.3 or order less) that resistance of the concrete compressive assessed by *ABNT NBR 12655:2015* [16].

An experimental approach to γ_c coefficient can be obtained through actual comparison studies between the strength control from *ABNT NBR 12655:2015* [16], which results in production of average strength potential (f_{cm}), with the actual average strength, as measured through core ($f_{c,et,m}$). According Cremonini [11], the average difference walks around 24% (i.e., 1.24).

3. Effects of sustained loads

The sustained loading affects the concrete compressive strength. The variation of the retained strength of the concrete under load, also known in Brazil by "*Rüsch effect*", is considered in the present semi-probabilistic safety method release for structural design. This consideration is made using an additional reduction coefficient, included in the idealized stress-strain diagram of *ABNT NBR 6118:2014 (item 8.2.10.1)* [6], the value, for $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ and the loading at 28 days, is 0.85.

According Rüsch research [17], the concrete when subjected to long lasting loading ($t > 20\text{minutes}$), undergoes compressive strength loss, a phenomenon similar to the relaxation (Fig.2).

On the other hand, it is known that the Portland cement concrete, throughout his life, due to cement hydration, gains strength as it appears to the right of Fig. 3.

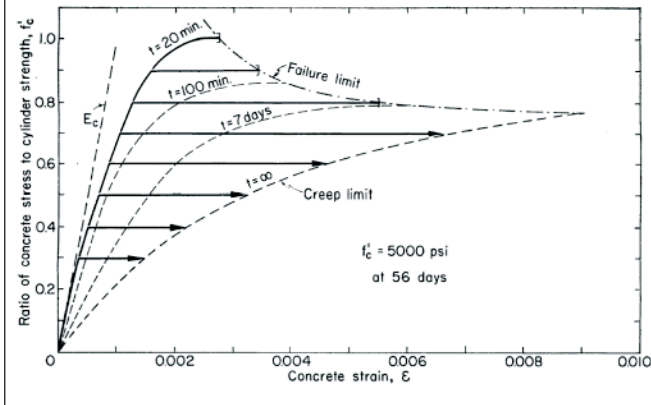
Thus, the load resistance of concrete can be easily provided as a result of the product of two coefficients: β_{cc} which depends on the rate of growth of strength of concrete compressive load from the date of application, and $\beta_{c,sus}$, which depends on the permanence of load effect, also called the Rüsch effect in Brazil.

The growth rate of the concrete compressive strength, can be

Table 2 – Strength reduction factors utilized for design of new structures

Factor	ABNT NBR 6118 (Fusco (12))	fib Model Code 2010 (10)
γ_c	1,4	1,5
γ_{c1}	1,2	1,39
γ_{c2}	1,08	1,05
γ_{c3}	1,08	1,05

Figure 2 – Influence of duration and intensity of axial loading in concrete compressive strength (Rüsch (17))



expressed by the model suggested by fib Model Code 2010, namely:

$$\beta_{cc} = \frac{f_{c,j}}{f_{c,28}} = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}}\right)} \quad (6)$$

where:

$f_{c,j}$: the concrete compressive strength, measured in "j" days old;
 $f_{c,28}$: concrete compressive strength, measured at 28 days;
 s : coefficient that depends on the cement, the w/c ratio, and moisture conditions of the concrete.

For $\beta_{c,sus}$ value, the same *fib Model Code 2010* suggests the following model:

$$\beta_{c,sus} = \frac{f_{c,sus,t}}{f_{c,t_0}} = 0,96 - 0,12 \cdot \sqrt[4]{\ln\{72 \cdot (t - t_0)\}} \quad (7)$$

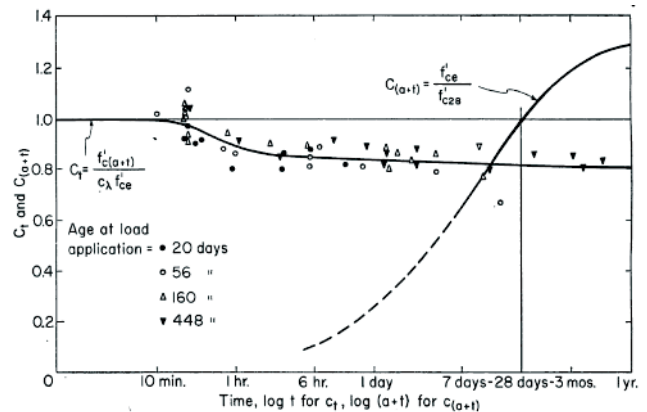
where:

$f_{c,sus,t}$: compressive strength of concrete under sustained load at t age, counted from the date t_0 of load application, in MPa;
 f_{c,t_0} : potential compressive strength of the concrete, at the time t_0 , just before application of long lasting load in MPa.

In the case of ABNT NBR 6118: 2014, the value of $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} = 0,85$ referred to $t_0=28$ days old, i.e., it is assumed that the growth of the concrete compressive strength from 28days to 50years will only, $\beta_{cc}=1,17$ (17%), which corresponds to the index $s = 0,16$, and the decrease of compression strength of concrete due to the load applied to 28 days until 50 years and maintained, the Rüsch effect, will be $\beta_{c,sus} = 0,73$, whose product results $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} = 1,17 \cdot 0,73 = 0,85$. It is observed that it is very conservative value, because actually the growth of resistance of concrete from 28 days to 50 years always exceeds 17%, and the decrease due this effect, according to Rüsch, would be at most 0.75.

In Fig. 4 it can be seen the resulting ($\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} \cdot f_{cm}$) of growth and

Figure 3 – Effects of age of loading in concrete compressive strength (Rüsch (17))



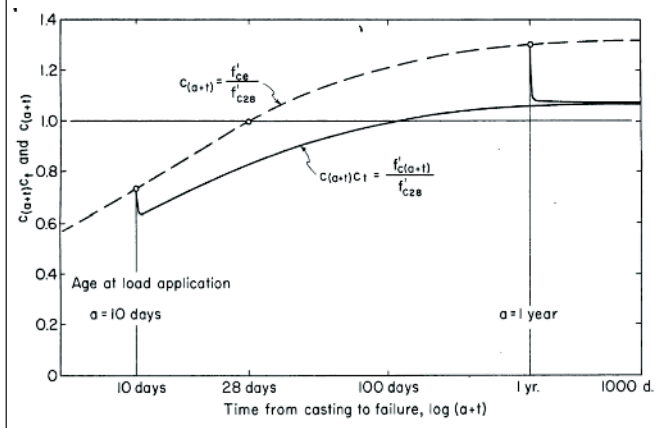
reduction effect, due long term loads, on the concrete strength, according Rüsch [17].

In this regard it should be noted that in the case of a loaded structure, when analyzing the resistance from concrete cores, should be borne in mind that the resistance obtained may also be under the influence of the Rüsch effect. This fact will depend on the structure loading history and also of its age, and there is still no clear consensus on how to consider this phenomenon in structural safety for existing structures.

4. Built structures assessment

Are presented some requirements of Brazilian and international standards recognized and respected in Brazil. The main focus is to analyze the specific technology issues and assessment and

Figure 4 – Compressive strength (product $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} \cdot f_{cm}$) as a function of long term axial loading (Rüsch (17))



verification of safety on existing structures, answering the following basic questions:

- How to get the concrete characteristic strength equivalent to the concrete samples from concrete cores?
- What are the key safety parameters to be considered in the analysis of existing structures?
- What are the differences with respect to the design of the usual parameters used for new structures

4.1 General cases and brazilian standards

To evaluate the strength of concrete compression on existing structures in order to verify the safety of the structure, should be employed the concepts and requirements of the standards *ABNT NBR 8681:2003* [5], *ABNT NBR 6118:2014* [6] and *ABNT NBR 7680:2015* [18], which is the Brazilian standard most appropriate and most recent review on the concrete *in situ* via concrete cores.

Therefore, considering that the steel strength does not change with time (provided it is kept in a good concrete), the unknown is greater when the characteristic concrete compressive strength, the 28 days of age agreed to f_{ck} and measured by the *ABNT NBR 12655:2006* [16], *ABNT NBR 5738:2003* [13] and *ABNT NBR 5739:2007* [14].

In the case of existing structures this resistance should be judged from the strength of the evidence taken from a different age 28 days, which may be termed core resistance $f_{c,ext}$. To get f_{ck} from $f_{c,ext}$, *ABNT NBR 7680* prescribes a number of standard procedures that take into account the differences between the measured resistance in the concrete sampled from the concrete mixer and subjected to ideal conditions of standard (f_{ck}) with the effective resistance of the concrete in the work ($f_{c,ext}$), always less than "potential".

4.1.1 First step

Therefore the first step consists to inspect and analyze the structure of obtaining a $f_{ck, equivalent}$ from $f_{c, ext}$, comparing it with the design strength, f_{ck} . Since $f_{ck, equivalent} \geq f_{ck}$ design, analysis or verification of safety can be considered met and approved.

In case that $f_{ck, equivalent} < f_{ck}$ design, the Security check should proceed with the second step, which is to check the safety with this new f_{ck} .

4.1.2 Second Step

For review and verification of structural safety and global stability, considering the ultimate limit state (ULS), *ABNT NBR 6118:2014* on its entry 12.4.1, admits that in the case of f_{ck} obtained from extracted testimonies of structure, is adopted: f_{ck} obtained from extracted testimonies of structure, is adopted:

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{c, original}}{1,1} \quad (8)$$

Therefore, in usual cases, $\gamma_c = 1,4/1,1 = 1,27$, which is equivalent mathematically, to multiply the core result by 1.1, that is, increase it by 10%, once the core result represents better the effective

strength of the concrete near from the drilled region in the structure. For service states verifications purposes, shall be adopted $\gamma_c = 1,0$.

If the safety check with this new γ_c 1,27 or 1,0 is met, the process over at this point.

4.1.3 Third step

If the line is not met, the security check can proceed to the third step, which is the careful observation of the finished structure giving geometrical measures position armor, armor rate, eccentricity tolerances, level and plumb, thickness slabs, or checking the accuracy of execution of the structure.

This last step is also advisable to review by sampling the specific masses of materials, calculate the variability of the concrete strength, carefully review the medium loads and variability as well as check the concurrency loads.

If the rigor of execution is within the tolerance limits as described in *ABNT NBR 14931:2004* [19] (equivalent to *Chapters 5 and 6 of ACI 318-11* and *Chapter 8 of the fib Model Code 2010*), the security check may adopt mitigation coefficients of smaller concrete strength 1,27 and steel, γ_s 1.05 for ULS, and perform verification with actual load values (effective density), effective concurrency, etc.

4.1.4 Fourth step

Staying non conformity of the structural safety for these conditions of use, choose from the following alternatives:

- determine the structure use restrictions;
- provide repair and strengthening project;
- decide on the partial or total demolition.

4.2 International standards

International standards have a methodology for analysis of similar existing structures and adhering to these concepts, especially with the first two steps, and also apply the last two steps.

4.2.1 ACI 318-11 Building code requirements for structural concrete and commentary [20] e ACI 214.4R-10 Guide for obtaining cores and interpreting compressive strength results [21]

4.2.1.1 Structures under construction, first step

During concrete control in a work in progress and forward the results of low results of resistance of concrete compression, the ACI 318-11 (Chapter 5, item 5.6.5) requests the extraction of three cores to the affected region.

If the mean value of the three cores strength is higher than 85% of the design resistance (f'_c) and the values are below 75% of f'_c , the structure shall be considered compliant and the process ends here, and this procedure shall be taken as a first step.

It is observed that this requirement is equivalent to multiply, respectively, the mean and the lowest value of the drilled cores by 1.18 and 1.33, i.e., $f_{ck, equivalent} = 1,18 \cdot f_{cm, ext}$ or $f_{ck, equivalent} = 1,33 \cdot f_{c, minimum, ext}$.

4.2.1.2 Existing Structures, first step

When the first step does not achieve compliance or wherever

Table 3 – Strength reduction factors (ϕ) according to ACI 318-11

Strength reduction factors		Chapter 9 (design of new structures)	Chapter 20 (assessment of existing structures)	Difference %
Tension-controlled sections		0,9	1,0	11,1
Compression-controlled sections	Members with spiral reinforcement	0,75	0,9	20,0
	Others reinforced members	0,65	0,8	23,1
Shear and torsion		0,75	0,8	6,7
Bearing on concrete (except for post-tensioned anchorage zones and strut-and-tie models)		0,65	0,8	23,1

there are existing structures, *ACI 318-11 (Chapter 20)* requires estimation of equivalent strength f'_c a more accurate way, through *ACI 214.4R-10*, on which should be considered some correction factors related to test effects, geometry and moisture of the core, as follows:

$$f_c = F_{l/d} \cdot F_{dia} \cdot F_{mc} \cdot F_d \cdot f_{core} \quad (9)$$

where:

f'_c = corrected core strength;

f_{core} = drilled core strength, directly obtained in the compression test;

$F_{l/d}$ = correction factor due to core height/diameter ratio;

F_{dia} = correction factor due to core diameter;

F_{mc} = correction factor due to moisture condition;

F_d = correction factor due to drilling effect.

After correction of the compressive strength of each core, related to test variables and concrete intrinsic aspects, the standard *ACI 214.4R-10* recommend two methods for obtaining final equivalent compressive strength of concrete. They are:

• **Tolerance factor method**

$$f'_{c,eq} = \bar{f}_c - \sqrt{(K \cdot s_c)^2 + (Z \cdot s_a)^2} \quad (10)$$

where:

$f'_{c,eq}$ = sample equivalent strength;

$\bar{f}_c$ = mean equivalent strength of tested drilled cores;

K = factor that takes in account the unilateral tolerance limit for a 10% quantile (*ACI 214.4R-10, Table 9.2*) which depends on the desired reliability level in the design;

s_c = sample standard deviation;

Z = factor that takes in account the uncertainty of the use of strength correction factors (*ACI 214.4R-10, Table 9.3*) and also depends on the desired reliability level;

s_a = standard deviation of strength correction factors (*ACI 214.4R-10, Table 9.1*).

Alternative method

$$(\bar{f}_c)_{CL} = \bar{f}_c - \sqrt{\frac{(T \cdot s_c)^2}{n} + (Z \cdot s_a)^2} \quad (11)$$

$$f'_{c,eq} = C \cdot (\bar{f}_c)_{CL} \quad (12)$$

Onde:

$f'_{c,eq}$ = sample equivalent strength;

$\bar{f}_c$ = mean equivalent strength of tested cores;

T = factor obtained by Student *t*-distribution with (n-1) degrees of freedom, depending on desired reliability level (*ACI 214.4R-10, Table 9.4*);

s_c = sample standard deviation;

Z = factor that takes in account the uncertainty of the use of strength correction factors (*ACI 214.4R-10, Table 9.3*) and also depends on the desired reliability level;

s_a = standard deviation of strength correction factors (*ACI 214.4R-10, Table 9.1*);

n = number of tested cores;

C = coefficient related to intrinsic variability of materials strength in structure (*ACI 214.4R-10, Table 9.5*).

4.2.1.3 Second step, new structures under construction or existent

In case equivalent strength obtained by *ACI 214.4R-10* does not meet the design strength, safety must be verified adopting new coefficients for reduction of concrete strength, named strength reduction factors (ϕ), present in *ACI 318-11*, Chapter 20, as shown in Table 3.

Although it is contained in the same concepts of the general case adopted in Brazilian standard, *ACI 318-11* does not prescribe a strength reduction coefficient for concrete, γ_c , and in safety assessment of existing structures this coefficient reduction ranges

between 6,7% a 23,1% according to the main type of action, while in Brazil this reduction is fixed, conservative and equal to only 10% (with exception of old *ABNT NBR 6118*, from 1978 to 2003, that permitted a 15% reduction in some cases).

It is observed that in *ACI 318-11* that the introduction to safety in structural design differs from the adopted in *ABNT NBR 6118*. In the American code, the reduction factor (ϕ) is applied once only for steel and concrete strength. It is different from the Brazilian code procedure, in which the strength reduction factors are applied separately for concrete (γ_c) and steel (γ_s). For example, the axial compressive strength of a short column designed through *ABNT NBR 6118:2014*, is shown in eq.13, and for *ACI-318-11*, the strength is given by eq. 14.

$$N_d = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot A_s \quad (13)$$

where:

N_d = Maximum axial load, design value;
 f_{ck} = characteristic compressive strength of concrete;
 γ_c = strength reduction factor of concrete;
 A_c = gross area of concrete section;
 f_{yk} = yield characteristic strength of steel;
 γ_s = strength reduction factor of concrete of steel;
 A_s = steel area.

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0,80 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad (14)$$

where:

$\phi \cdot P_{n,max}$ = Maximum axial compressive strength, design value;
 ϕ = Strength reduction factor;
 f'_c = specified compressive strength of concrete;
 A_g = gross area of concrete section;
 A_{st} = total area of nonprestressed longitudinal reinforcement;
 f_y = specified yield strength of reinforcement.

Therefore, comparing a short column with dimensions of

50x50cm, with f_{ck} of 35MPa and hypothetical CA-50 steel reinforcement area of 37,70cm², using *ABNT NBR 6118:2014*, the design maximum axial load would be 6951,8kN, while the same element designed using *ACI318-11* method, with reduction factor (ϕ) equal to 0,65, results in axial compressive strength of 4789,48kN.

This demonstrates that the American code is more conservative than Brazilian code when assessing safety in design phase.

However, assessing safety in *Chapter 20* of *ACI-318-11*, the strength reduction factor, or reduction coefficient (ϕ), can be increased, which means to assume an increase of the existing element strength, due to the greater knowledge of structure actual state and the reduction of the admitted variability.

For the hypothetical example above, item 20.2.5 of *ACI-318-11* restricts the increase of coefficient (ϕ) to 0,80 at most, in other words, an increase of 23% for the element compressive strength.

In *ABNT NBR 6118* model, it is allowed a reduction of coefficient γ_c from 1,4 to 1,27, when analyzing drilled concrete cores. In this case, altering only the factor related to concrete, the increase in the column strength would be of 7,8%. Along with another reduction in steel coefficient γ_s from 1,15 to 1,0, the total element strength increase would be of 11,3%, both cases far below from the values obtained by *ACI* method.

The third and fourth steps, cited previously in the general case are no explicit in *ACI 318-11*, but are clearly applicable.

4.2.3 ACI 562-13 Code requirements for evaluation, repair, and rehabilitation of concrete building and commentary [22]

This document proposes a *preliminary assessment*, including design review, construction data, reports and other available documents (research for used materials) and comparison of obtained information with all requirements of standards applicable at the time of the project.

In case it is not possible to obtain sufficient information through design, specifications and other documents, consider concrete compressive strength values according to *Table 6.3.1a*, or according to values from drilled cores tested in laboratory, in order to acknowledge the actual concrete characteristics.

When decided to test concrete drilled cores, it is recommended

Table 4 – Reliability index (β) according to fib Model code 2010 (p. 31 e 32) (10)

Limit state	Safety assessment model	Reference age	New structures	Existing structures	Notes
Serviceability (SLS)	Probabilistic safety method	50 years	$\beta = 1,5$	–	Same assessment criteria for new and existing structures
	Partial safety factor method	Residual service life	–	$\beta = 1,5$	
Ultimate (ULS)	Probabilistic safety method	50 years	$3,1 \leq \beta \leq 4,3$	$3,1 \leq \beta \leq 3,8$	Allows the reduction of minimum reliability for existing structures
	Partial safety factor method	50 years	$\beta = 3,8$	$3,1 \leq \beta \leq 3,8$	

to estimate concrete equivalent strength (f_{ceq}) through the equation:

$$f_{ceq} = 0,9 \cdot \overline{f_c} \cdot \left[1 - 1,28 \cdot \sqrt{\frac{(k_c \cdot V)^2}{n}} + 0,0015 \right] \quad (15)$$

where:

f_{ceq} = equivalent compressive strength of concrete;

$\overline{f_c}$ = mean core compressive strength, already corrected to consider core diameter and seasoning conditions;

V = standard deviation of effective core strength;

n = number of teste drilled cores;

K_c = modification factor of coefficient of variation (depends of complying with *ACI 562 Table 6.4.3*).

After determining equivalent compressive strength, the structure safety should be assessed according to Chapter 20 of *ACI 318-11*. Thus, this document from *ACI* does not sum much more information to *ACI 318-11* and *ACI 214.4R-10*, only modifying the procedure for obtaining equivalent strength (first step) of concrete in existing structures, and keeping the second step, and also the third and fourth steps from the general case.

4.2.4 fib Model code for concrete structures 2010

In assessment of existing structures, the *fib Model Code 2010* [10] recommends that reduced values of γ_m are adopted, in order to account real active actions, effective dimensions and properties of materials used in the structure. For the factor γ_{Rd} , which represents the product $\gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2}$, equivalent to the product $\gamma_{c2} \cdot \gamma_{c3}$ (Brazilian code), the standard recommends assuming the value of 1,0.

The γ_{Rd} expresses a the uncertainties in geometry and calculation methods. It is noted that in the assessment of an existing structure, there are fewer uncertainties, allowing a reduction of this factor from 1,10 to 1,00.

For a pure probabilistic method, *fib Model Code 2010* [10] suggests

Table 5 – Utilized γ_c factors in assessment of existing structures (EUROCODE 2)

γ_c original	γ_c reduced	Difference (%)
1,5	1,4	7,1
1,5	1,45	3,4
1,5	1,35	11,1
1,5	1,3	15,4

that analysis should be based in reliability indexes, from which will be obtained new safety factors. Table 4 presents some aspects of the reliability index (β) to be considered in design of new structures and in assessment of existing structures.

4.2.5 EUROCODE 2. EN 1992. Dec. 2004. Design of concrete structures. General rules and rules for buildings [23] e

EN 13791. Jan. 2007. Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components [24]

Similarly, the *EUROCODE 2* also recommend reduced values to be adopted for g_c and g_s , as long as uncertainties for strength calculations are minimized.

For determination of equivalent compressive strength (**first step**), *EN 13791* shall be applied, bringing calculation methods shown below in eqs. 16 and 17 below (it is always adopted the lesser value).

• 15 cores or more

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - 1,48 \cdot s \quad \text{or} \quad f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4 \quad (16)$$

where:

$f_{ck, is}$ = sample equivalent strength;

$f_{m(n), is}$ = mean equivalent strength of tested cores;

s = sample standard deviation;

$f_{is, lowest}$ = lowest compressive strength value of tested cores.

• 3 a 14 cores

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - k \quad \text{or} \quad f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4 \quad (17)$$

where:

$f_{ck, is}$ = sample equivalent strength;

$f_{m(n), is}$ = mean corrected strength of tested cores;

k = factor that depends on the number of tested cores (*EN 13791 Table 2*);

$f_{is, lowest}$ = lowest compressive strength value of tested cores.

Standard *EN 13791* also recommend the correction of drilled cores compressive strength before the estimation of equivalent strength, in the same way as for *ACI 214.4R-10*, taking into account h/d ratio, diameter, seasoning effect, drilling effect, among others.

In case the structure is submitted to rigorous quality control, assuring that unfavorable deviations in element sections are within the limits of *EN 1992 Table A.1*, and if the coefficient of variation of concrete strength is lower than 10%, γ_c can be reduced from 1,5 to 1,4 (**second step**).

Even more, if the calculus of the design strength is based in critical geometric data (reduced by deviations and measured in the built structure), the recommendation is to reduce g_c to 1,45. In the same case, since that the coefficient of variation of the concrete strength does not exceed 10%, could be adopted $\gamma_c = 1,35$.

When the evaluation of finished structure is based on tests and *in situ* assays on the built structure (e.g. core testing), g_c shall be reduced by the conversion factor $\eta = 0,85$ ⁵.

Table 5 show the percentage of reduction suggested by *EUROCODE 2* for the safety factor γ_c .

Is realized that, in the case of *EUROCODE*, the new strength reduction coefficient, for the concrete resistance, used to safety assessment in built structures, since that is based in core testing, is equivalent to the Brazilian standard, i.e., equal to 1,27.

5 Segundo o próprio Eurocode o valor resultante de γ_c não deveria ser inferior a 1,3, porém, aplicando esta redução ao γ_c de 1,5, daria um valor de 1,27 para o novo γ_c .

Table 6 – Data of drilled concrete cores

n	1	2	3	4	5	6	7	8
$f_{ci,ext}$	15,4	15,4	17,6	19,1	19,5	19,9	16,6	17,6

Finishing this second step, if the safety does not to be checked, remaining the third and fourth steps from general case.

5. Exemple

So as to perform a benchmark between the different codes, is presents below an exemple of a structure that knows that was designed with a f'_c equal to 25MPa, where was adopted some data from core tests (Table 6), and then was applied the different codes in its analysis. On the subject region, was obtained 8 cores, amount that complies with minimum criteria of all codes used on this paper. For this, was used standard cores with 10cm of diameter and h/d ratio = 2. All values of strength are expressed in MPa (Mega Pascal).

5.1 First step: equivalent strength

If it were a building structure, for analysis according to ACI 318-11

(Chapter 5), should be used only 3 results in the region with problems. For conservative reasons, of the eight available values, was used only 3 lower values.

From the results 15,4; 15,4 and 16,6MPa, is obtained $f'_{c, equivalent} = 18.6$ MPa (multiplying the average of the results by 1.18). This condition does not meet the criteria of the standard, so there is the need to find a new f'_c , equivalent to further analysis. In the Table 7 shows the correction of $f'_{ci,ext}$ proposed by ACI 214.4R-10, Chapter 9.1. For this practical example, we adopted a 95% confidence level.

From the corrected values of f'_c , there is need to find the value of $f'_{c, equivalent}$. This parameter can be also obtained by ACI 214.4R-10, ACI 562-13 and EN 13791: 2007, as presented in Table 8.

5.2 Second step: safety assessment

After corrections and obtaining $f'_{c, equivalent}$, should be proceed with the safety evaluation, as Chapter 20 of ACI 318-11 (or Ch. 5.4 of ACI 562-13⁶) or the Eurocode 2.

According to the ACI 318-11, assuming that it is not a reinforcement spiral column, it would be to modify the ϕ safety factor from 0.65 to 0.80, or a equivalent way is to top up the equivalent resistance (f_{ceq}) obtained in Table 8 at 1.23 (and continue using $\phi = 0.65$ in design verification).

Table 7 – Corrections according to ACI 214.4R-10 (results in MPa)

n	$f_{ci,ext}$	Correction factors ACI-214.4R-10 Cap.9.1				f'_c Cap. 9.1
		$F_{l/d}$	F_{dia}	F_{mc}	F_d	
1	15,4	1 (V=0%)	1 (V=0%)	1,09 (V=2,5%)	1,06 (V=2,5%)	17,8
2	15,4					17,8
3	17,6					20,3
4	19,1					22,1
5	19,5					22,5
6	19,9					23,0
7	16,6					19,2
8	17,6					20,3

Table 8 – Values for $f'_{c, equivalent}$ proposed by standards ACI 214.4R-10, ACI 562-13 and EN 13791

ACI 214.4R-10		ACI 562-13	EN 13791
$f'_{c,eq}$ Cap. 9.4.1	$f'_{c,eq}$ Cap. 9.4.2	f_{ceq} Cap.6.4.3	$f_{ck,ls}$
Tolerance factor method	Alternate method		
15,0	15,4	17,1	14,4

NOTE: Standard EN 13791:2007 presumes the same adjustments for factors influencing drilled cores strength, such as: h/d ratio, diameter, moisture effects, drilling effects, among others.

6 A análise de segurança do Cap. 5.4 do ACI 562-13 é a mesma contida no Cap. 20 do ACI 318-11.

Table 9 – Concrete equivalent compressive strength values for safety assessment, according to ACI 318-11

ACI 318-11 Cap.20		
ACI-214.4R-10		ACI 562-13
$f'_{c,eq}$ Cap. 9.4.1	$f'_{c,eq}$ Cap. 9.4.2	f_{ceq} Cap.6.4.3
Tolerance factor method	Alternate method	
18,4	19,0	21,0

Table 10 – Values of f_{ck} for safety assesment, according to EN 13791:2007 (assuming $\gamma_c = 1,5$)

$f_{ck, is}$ EN 13791	A.2.2 (2) $\gamma_{c, Red3} = 1,35$	A.2.3 (1) $\gamma_{c, Red3} = 1,19$
14,4	16,0 ^a	18,8 ^a

^a The presented values were increased, considering that in item A.2.2 (2) $f_{ck} = f_{ck, is} \cdot (\gamma_c / \gamma_{c, Red3})$, and item A.2.3 (1) $f_{ck} = f_{ck, is} \cdot (\gamma_c / \gamma_{c, Red4})$.

Thus, the resistance values to be adopted under this concept would be shown in Table 9. From the point of view of *EUROCODE 2*, got the f_{ck} value, is by EN 13791 (even f_{ceq} ACI), then one should apply the security analysis criteria, as described elsewhere. Similarly to run in the previous analysis in Table 10 are exposed patches of each of the items included in its Annex A.

There is, an overall assessment and with reference to this example, the final strength calculation ranged from 16MPa to 21MPa, according to the criterion that is adopted, as shown in Table 11.

This variability demonstrates, once again, the need to always use common sense in making decisions and seek to address the problem with a holistic vision that aims to cover all variables without unduly hold a number obtained mathematically that, it is known and has been shown, can have meaning relative and not absolute. In the safety assessment, is checked that all codes consulted, allows a large reductions in their partial factors, since the variables after a structure is built, can be measured and considered in the desing as effective values. Thus, as there is no more a lot of unknowns and uncertainties, we can work with lower safety margin and more rational.

6. Final considerations

In the universe of the actual codes was observed several criteria,

however all the codes analyzed have in common the fact that the reduction of certain portions of the partial coefficients is completely feasible, without compromising structural safety.

However, to make use of new coefficients, it is necessary to have a greater knowledge of the structure, and in this respect comes the important inspection activity, in which the rigor of execution, and the geometric parameters and quality of the materials must be properly checked.

The **fib Model Code 2010**, the composition of the material coefficient of resistance mitigation, considers explicitly, beyond the portion related to the lack of resistance of the material, the portion that takes into account the geometric uncertainties that could possibly occur during execution. In this respect, if it is found that the structure was performed using geometry was within acceptable standards with concrete strength and knowledge of the structure (through core), it would be able to effect the reduction of γ_m .

In the North American standard, as regards the strength of concrete, the separation of material analysis and safety analysis is evident, the first item specified by ACI 214.4R-10 or by ACI 562-13, dealing with correct inherent variables the test and the intrinsic properties of the concrete, while security is handled in accordance with Chapter 20 of ACI 318-11.

The Eurocode 2 operates analogously to fib Model Code 2010, allowing the reduction of γ_c coefficients since the geometry of the structure has been performed accurately and such measures are considered in the calculation (characteristic measured by an effective quality control in construction).

The new text of ABNT NBR 7680: 2015 proves to be aligned with the main standards, and the correction of the extracted testimonies resistance values close to the results calculated by different methods. However, for the analysis and reduction of the safety factor (γ_c), yet must-carry as prescribed in ISO 6118: 2014.

On the statements relating to the influence of age and long lasting loads in the evaluation of concrete strength, these researchers found in the

Table 11 – Concrete compressive strength values to be adopted in safety assessment (MPa)

ACI 318-11	ACI 214.4R-10		ACI 562-13	ABNT NBR 7680:2015	EN 1992-1-1 EUROCODE 2	
	Tolerance factor method	Alternate method			A.2.2 (2) $\gamma_{c, Red3} = 1,35$	A.2.3 (1) $\gamma_{c, Red4} = 1,19$
18,6	18,4	19,0	21,0	19,6	16,0	18,8

available literature, no mention of the need to backdate the strength of concrete at 28 days. No text was found considering the increase or decrease of the concrete strength after 28 days when considered in existing structures and aged lot or a little longer than 28 days.

A practical recommendation of the authors, would be considered in the design verification, the resistance obtained in the age of testing without any regression, and proceed with the calculations according to standard theory.

General and holistic way, it was found that article that the security check of an existing structure is a complex and differentiated analysis, which depends on thorough knowledge of the structure and concrete technology, as well as the security concepts.

In short, it is necessary that the professional engineering responsible for examining the existing structure know the variables involved in the process and learn to despise those who have worked, ensuring a reliable assessment which results in safe and economic decisions. In addition, to ensure the structural performance, often must be monitored the buildings and the inspections and necessary and periodic maintenance.

For new construction, the rationalization of construction, the Project Quality Control (PTC) and the Technological Control (CT) of the works should be encouraged and implemented, in order to obtain safe works within the design conditions and well build rules.

7. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5674: Manutenção de edificações. Requisitos para o sistema de gestão de manutenção. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575: Edificações habitacionais – Desempenho. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- [3] HELENE, P. Contribuição à análise da resistência do concreto em estruturas existentes para fins de avaliação da segurança. ABECE Informa, São Paulo, n. 90, p.16-23, Mar/ Abr 2012.
- [4] Comité Euro-International du Béton. Bulletin d'information n°. 192: Design and Assessment of Concrete Structures. Lausanne: CEB, 1989.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681 (Versão Corrigida: 2004): Ações e segurança nas estruturas. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- [7] SILVA FILHO, L. C. P. & HELENE, P. Análise de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência e Fissuração. Capítulo 32. In: Geraldo C. Isaia. (Org.): Concreto: Ciência e Tecnologia. 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2011, v. 2, p. 1129-1174.
- [8] Comité Euro-International du Béton. Bulletin d'information n°. 162: Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign). Lausanne: CEB, 1983.
- [9] ZAGOTTIS, D. L. de. Introdução da Segurança no Projeto Estrutural. São Paulo, EPUSP-PEF, 1974. 116 p.
- [10] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. fib (CEB-FIP) Model Code for Concrete Structures 2010. Lausanne: Ernst & Sohn, 2013.
- [11] CREMONINI, R. A. Análise de Estruturas Acabadas: Contribuição para a Determinação da Relação entre as Resistências Potencial e Efetiva do Concreto. São Paulo, EPUSP, 1994 (tese de doutoramento)
- [12] FUSCO, P. B. Controle da resistência do concreto. ABECE Informa, São Paulo, n. 89, p.12-19, Jan/Fev. 2012.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Concreto. Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto. Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [15] GRAZIANO, F. P. Segurança estrutural e controle da resistência das estruturas de concreto. ABECE Informa, São Paulo, n. 91, p.16-23, Mai/Jun. 2012.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655: Concreto de cimento Portland. Preparo, controle e recebimento. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- [17] RÜSCH, H. Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete. ACI Journal, July 1960. p. 1-28.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7680: Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 1: Resistência à compressão axial. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- [20] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills: ACI, 2011.
- [21] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 214.4R-10: Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. Farmington Hills: ACI, 2010.
- [22] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 562-13: Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Building and Commentary. Farmington Hills: ACI, 2013.
- [23] COMITE EUROPÉEN DE NORMALISATION. EUROCODE 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.
- [24] COMITE EUROPÉEN DE NORMALISATION. EN 13791: Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete componentes. Brussels: CEN, 2007.

Concrete structures. Contribution to the safety assessment of existing structures

Estruturas de concreto. Contribuição à análise da segurança em estruturas existentes



D. COUTO ^a
douglas.couto@concretophd.com.br

M. CARVALHO ^b
mariana.carvalho@concretophd.com.br

A. CINTRA ^b
andre.cintra@concretophd.com.br

P. HELENE ^c
paulo.helene@concretophd.com.br

Abstract

The safety evaluation of an existing concrete structure differs from the design of new structures. The partial safety factors for actions and resistances adopted in the design phase consider uncertainties and inaccuracies related to the building processes of structures, variability of materials strength and numerical approximations of the calculation and design processes. However, when analyzing a finished structure, a large number of unknown factors during the design stage are already defined and can be measured, which justifies a change in the increasing factors of the actions or reduction factors of resistances. Therefore, it is understood that safety assessment in existing structures is more complex than introducing security when designing a new structure, because it requires inspection, testing, analysis and careful diagnose. Strong knowledge and security concepts in structural engineering are needed, as well as knowledge about the materials of construction employed, in order to identify, control and properly consider the variability of actions and resistances in the structure. With the intention of discussing this topic considered complex and diffuse, this paper presents an introduction to the safety of concrete structures, a synthesis of the recommended procedures by Brazilian standards and another codes, associated with the topic, as well a realistic example of the safety assessment of an existing structure.

Keywords: structures safety, existing concrete structures safety, concrete structures evaluation.

Resumo

A avaliação da segurança de uma estrutura de concreto existente difere daquela adotada no projeto de estruturas novas. Os coeficientes de ponderação das solicitações e das resistências, adotados na fase de projeto, levam em conta incertezas e imprecisões relacionadas com os processos de construção das estruturas, variabilidade da resistência dos materiais, além das aproximações numéricas dos processos de cálculo e dimensionamento. Entretanto, quando se analisa uma estrutura acabada, um grande número de fatores desconhecidos durante a etapa de projeto já se encontram definidos e podem ser mensurados, o que justifica uma redução nos coeficientes de majoração das ações ou de minoração das resistências. Diante disso, entende-se que analisar a segurança de uma estrutura acabada é muito mais complexo que introduzir a segurança no projeto de uma estrutura nova, pois requer inspeção preliminar, ensaios, análises e vistoria criteriosa. São necessários sólidos conhecimentos e conceitos de segurança em engenharia estrutural e também conhecimentos sobre os materiais de construção empregados, de forma a identificar, controlar e considerar corretamente a variabilidade das ações e das resistências na estrutura. Com a intenção de discutir este tema considerado complexo e difuso, apresenta-se neste artigo uma introdução à segurança das estruturas de concreto, uma síntese da revisão bibliográfica dos procedimentos recomendados por normas nacionais e normas internacionais associadas ao tema, bem como um exemplo prático de avaliação de uma estrutura existente para verificação da segurança.

Palavras-chave: segurança de estruturas, segurança de estruturas existentes, avaliação de estruturas de concreto.

^a Universidade Estadual de Campinas; PhD Engenharia;

^b PhD Engenharia.

^c Professor Titular da Universidade de São Paulo; PhD Engenharia.

1. Introdução

Devido aos recentes acontecimentos relacionados ao colapso de estruturas no Brasil¹ e no mundo², cresce cada vez mais a atenção do meio técnico para questões de segurança estrutural. Há vários casos de edificações que estão ruindo até mesmo antes da entrega ao cliente, ou seja, durante o período de construção. Além disso, cresce o interesse do mercado pelo *retrofit* de estruturas existentes, o que torna este assunto atual e de grande interesse prático, pois uma grande parte dos projetistas estruturais não do-

minam os conceitos, modelos e critérios de introdução da segurança na verificação de estruturas existentes.

Ainda que estejam sujeitas à depreciação ao longo do tempo, por estarem expostas ao ambiente e também pelo uso, e mesmo que tenham ou não manutenção adequada, conforme os requisitos da *ABNT NBR 5674:2012* [1], é inviável e inaceitável, econômica e ambientalmente, que as edificações sejam simplesmente substituídas ao atingirem o fim de sua vida útil de projeto (VUP), prevista de acordo com a norma *ABNT NBR 15575:2013* [2].

Também é inaceitável que estruturas existentes sejam analisadas segundo procedimentos adequados apenas a estruturas novas,

Tabela 1 – Algumas razões, escopos e ações que justificam a análise da segurança de uma estrutura existente (Helene (3))

Razões	Escopo	Ações
O controle de recebimento, em obra nova, indicou que $f_{ck,est} < f_{ck}$	Encontrar qual o novo f_{ck} para re-projeto ou verificação da segurança estrutural	Trata-se de transformar o resultado da resistência do concreto medida através de testemunhos num valor equivalente ao da resistência característica do concreto à compressão, que seria utilizada num projeto de estrutura nova, a fim de viabilizar o emprego do mesmo método de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto utilizado em estruturas novas.
Concreto parece estranho ou aparentemente não conforme com o pedido/especificado	Analisar o concreto para comparar com o pedido/especificado	Trata-se de pesquisar a composição, traço, resistência e outras características e propriedades do concreto entregue para a moldagem de um determinado componente estrutural com o concreto solicitado ao produtor do concreto. Geralmente trata-se de uma questão comercial entre empresas.
Concreto exposto a meio agressivo	Analisar características e propriedades do concreto determinantes da sua resistência à deterioração frente àquele meio agressivo	Trata-se de uma análise complexa de ciclo de vida do concreto naquele meio tomando por base o período de vida útil definido no projeto da estrutura, as prescrições de manutenção preventiva especificadas no manual de operação, uso e manutenção dessa estrutura, eventuais ensaios acelerados ou vistoria de obras similares e antigas e, com as resistências, características e propriedades desse concreto, utilizar modelos de vida útil disponíveis na bibliografia.
Qualidade da execução da estrutura	Analisar homogeneidade do concreto, geometria, tolerâncias	Trata-se de uma análise com uso expressivo de ensaios não destrutivos ou semidestrutivos, recursos de topografia, nível e prumo laser, excentricidade de pilares, dimensões geométricas, e extração de testemunhos em regiões complementares com vistas à aferição da qualidade das concretagens e precisão da execução frente às tolerâncias de norma.
Perícia	Inspeção e diagnóstico para esclarecer um problema patológico	Trata-se de utilizar técnicas consagradas e sofisticadas de inspeção e ensaios de campo e de laboratório, eventual prova-de-carga, extração de testemunhos, com vistas à elaboração de um diagnóstico e prognóstico para esclarecer um colapso parcial ou total, um problema patológico grave ou deformações exageradas.
Mudança de uso, retrofit	Avaliar o estado atual da estrutura	Trata-se de uma análise tipo “as built” da estrutura com investigação de geometria, armaduras, concreto, extração de testemunhos, etc., com vistas à mudança de uso que implique ou não em aumento de sobrecargas.
Intervenção corretiva ou reforço	Verificar a segurança atual e projetar a intervenção necessária	Trata-se de utilizar técnicas consagradas e sofisticadas de inspeção e ensaios de campo e de laboratório, eventual prova-de-carga, extração de testemunhos, com vistas à elaboração de um diagnóstico da situação, verificando a segurança e projetando a intervenção.

1 Torre de moinho desaba e deixa 5 feridos em Maceió; moradores são retirados. Descreve o desabamento de uma estrutura de 50 anos de idade que, mesmo após reformas que aumentaram o peso do conjunto, não teve nenhum reforço estrutural. O acidente deixou feridos e casas danificadas. Disponível em: <http://g1.globo.com/al/alagoas/noticia/2014/09/moinho-que-desabou-em-maceio-tinha-problemas-estruturais-diz-laudo.html>. Acesso em 08 out. 2014.

2 Once investigaciones por caso Space precluyeron: Fiscal. Descreve caso lamentável de colapso de torre em Colômbia, seguido da demolição e implosão de outras torres similares por erro grave de projeto. Disponível em: <http://www.vanguardia.com/actualidad/colombia/279832-once-investigaciones-por-caso-space-precluyeron-fiscal>. Acesso em 01 out.

muitas vezes resultando em intervenções e reforços desnecessários que inviabilizam o negócio por prazo e/ou por custo excessivo, criados por um projeto equivocados.

Portanto, diante da complexidade do estudo e análise de estruturas existentes, da constatação da frequência de colapsos parciais ou globais de estruturas em uso ou mesmo em construção³, e considerando que o país já tem uma imensa quantidade de estruturas com idade avançada, com patrimônio incalculável do ambiente já construído em concreto, a discussão da segurança dessas obras fica ainda mais necessária e urgente.

Diversas são as razões que podem levar à necessidade de se avaliar a segurança de uma estrutura existente, conduzindo a escopos de trabalho distintos, expostos na Tabela 1.

A avaliação da segurança de uma estrutura de concreto existente difere daquela adotada no projeto de estruturas novas [4]. Segundo as normas ABNT NBR 8681:2003 [5] e ABNT NBR 6118:2014 [6], os coeficientes de ponderação das solicitações e das resistências, adotados na fase de projeto, levam em conta incertezas e imprecisões relacionadas com os processos de construção das estruturas, variabilidade da resistência dos materiais, além das aproximações numéricas dos processos de cálculo e dimensionamento.

Entretanto, quando se analisa uma estrutura acabada, um grande número desses fatores desconhecidos durante a etapa de projeto já se encontram definidos e podem ser mensurados, o que justifica uma modificação nos coeficientes de majoração das ações ou de minoração das resistências [7].

Este tema já era abordado em 1983 pelo *Comité Euro-International du Béton (CEB)*. Com relação às solicitações, o CEB [8] já indicava que, ao menos para as solicitações permanentes, os fatores de majoração adotados na análise de estruturas existentes deveriam ser inferiores aos usuais, com base em medidas geométricas, massas específicas reais e estimativas de cargas mais precisas. No que concerne aos materiais, o CEB também advertia sobre o valor das resistências “características” do concreto a serem consideradas na análise de estruturas existentes. Por definição, um valor característico é vinculado a um conceito de segurança e qualidade das estruturas antes da construção, o que torna incoerente esta

aplicação no caso de estruturas existentes, quando já se conhece melhor as geometrias e as propriedades dos materiais em uso.

Além disso, também se falava sobre a necessidade de se considerar um segundo problema: a idade à qual este valor característico deveria se referir, visto que grande parte das normas de projeto se baseava em valores nominais de resistência aos 28 dias (como acontece até hoje). Como naquela época, hoje o estudo da conversão da idade da estrutura para 28 dias ainda é pouco empregado, controverso e incerto.

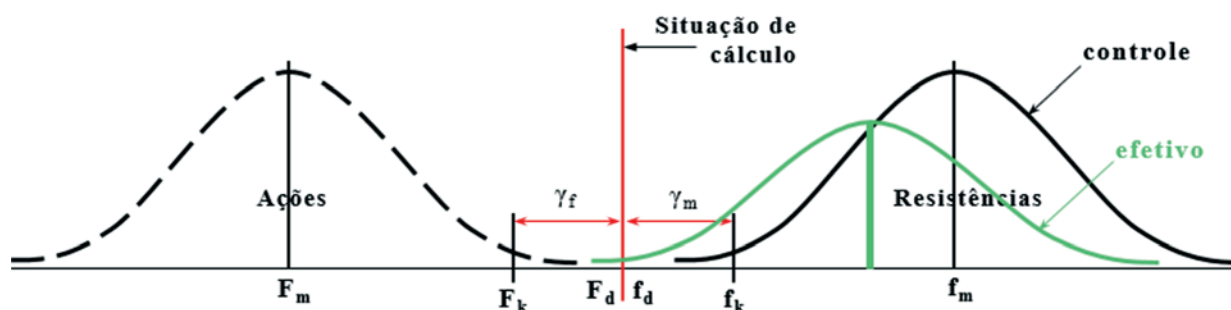
Diante disso, entende-se que analisar a segurança de uma estrutura acabada é muito mais complexo que introduzir a segurança no projeto de uma estrutura nova, pois requer inspeção preliminar, ensaios e vistoria criteriosa. São necessários sólidos conhecimentos e conceitos de segurança em engenharia estrutural e também conhecimentos sobre os materiais de construção empregados, de forma a identificar, controlar e considerar corretamente a variabilidade das ações e das resistências na estrutura.

Com a intenção de discutir este tema considerado complexo e difuso, apresenta-se neste artigo uma introdução à segurança das estruturas de concreto, uma síntese da revisão bibliográfica dos procedimentos recomendados por normas nacionais e normas internacionais consagradas e respeitadas no Brasil associadas ao tema, bem como um exemplo hipotético da aplicação da avaliação de uma estrutura existente para verificação da segurança.

2. A segurança no projeto de estruturas de concreto

O conceito de segurança das estruturas, em geral, está associado a ferramentas estatísticas e é caracterizado pela análise probabilística de uma estrutura manter sua capacidade portante, evitando sua ruína [9]. Desta forma são definidos os Estados Limites (últimos ou de serviço) para a estrutura e, independente do método de cálculo utilizado, o projeto deve ser realizado de forma a sempre sustentar a relação $R_d \geq S_d$ ⁴. A Fig.1 apresenta uma visão simplificada da consideração probabilística da segurança.

Figura 1 – Representação simplificada da análise de segurança pelo Método Probabilista



3 Como exemplo, pode-se citar os recentes e importantes colapsos: Edifício Areia Branca (Pernambuco, 2004. Edificação com 25 anos, entregue em 1979, ruiu completamente devido a falhas de execução nas ligações de sapatas e pilares), Edifício Real Class (Pará, 2011. Ruiu em construção devido a erros no projeto e de construção), Edifício Liberdade (Rio de Janeiro, 2012. Desabou, levando consigo duas construções adjacentes, sendo constatado erros nos procedimentos de reforma), Shopping Rio Poty (Piauí, 2013. Edificação em construção que colapsou devido a falhas na execução relacionadas ao escoramento).

4 Resistências de cálculo do projeto (R_d) maiores que Solicitações de cálculo do projeto (S_d).

Através do tratamento semi-probabilístico das grandezas que influenciam a segurança das estruturas, ou seja, por um lado majorar as ações e por outro minorar as resistências, é possível realizar o dimensionamento de estruturas novas e a verificação da segurança de estruturas existentes, desta vez com valores efetivamente medidos ou estimados em campo.

Com esta finalidade, o *fib Model Code 2010* [10] recomenda quatro modelos de verificação da segurança, dos quais cita-se dois: *Método Probabilístico de Segurança* e *Método dos Coeficientes Parciais de Segurança* (ou *Método Semiprobabilístico*).

- *Método Probabilístico*: devido à sua complexidade e ainda ausência de conhecimento das variáveis principais, não é o mais utilizado e, portanto, não será objeto de discussão neste artigo;
- *Método dos Coeficientes Parciais de Segurança*: também conhecido como método semiprobabilístico, faz uso de coeficientes pré-determinados para conversão de valores característicos em valores de cálculo.

A norma *ABNT NBR 8681:2003* [5] oferece ferramentas de cálculo de esforços baseadas neste método, conforme os seguintes conceitos:

Para ações:

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f \quad (1)$$

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (2)$$

γ_{f1} : considera variabilidade das ações;

γ_{f2} : coeficiente de combinação (ψ_0 - simultaneidade);

γ_{f3} : considera possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações devido ao método construtivo ou método de cálculo empregado.

Para resistência dos materiais:

$$f_d = f_k / \gamma_m \quad (3)$$

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad (4)$$

γ_m : pode se referir ao concreto (neste caso, chama-se γ_c) e ao aço (γ_s).

γ_{c1} : leva em conta a variabilidade da resistência efetiva do concreto na estrutura, que é sempre maior que a variabilidade da resistência "potencial" do concreto na sua produção de origem, avaliada através de corpos de prova moldados;

γ_{c2} : considera as diferenças entre a resistência efetiva do concreto na estrutura e a resistência potencial medida convencionalmente em corpos de prova padronizados;

γ_{c3} : considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos, seja em virtude do método (modelo) de cálculo empregado.

Cremonini [11] explica que os coeficientes γ_{c1} e γ_{c2} podem ser determinados por medidas experimentais e análises estatísticas, enquanto γ_{c3} é encontrado por meio de critérios empíricos. No caso do concreto, pode-se considerar que γ_c se decompõe, aproximadamente, nas seguintes parcelas:

$$\gamma_c = 1,07 \text{ a } 1,32 (\gamma_{c1}) \cdot 1,10 (\gamma_{c2}) \cdot 1,10 (\gamma_{c3}) \quad (5)$$

O resultado do produto das parcelas varia entre 1,30 e 1,60. A Tabela 2 expõe comparativamente os valores adotados pela normalização brasileira em comparação às prescrições do *fib Model Code 2010* [10].

Alguns pesquisadores consideram, equivocadamente, que aspectos relacionados à dosagem e variabilidade dos materiais constituintes do concreto estão cobertos pelo γ_c , mas cabe esclarecer que, conceitualmente, este coeficiente cobre exclusivamente as diferenças entre os procedimentos de controle da resistência do concreto, muito bem estabelecidos na *ABNT NBR 5738:2003* [13] e na *ABNT NBR 5739:2007* [14], e os procedimentos adotados em obra [15].

Portanto, os coeficientes γ_{c1} e γ_{c2} (produto da ordem de 1,3 a 1,45), como bem diz a *ABNT NBR 8681:2003* [5], cobrem as diferenças desconhecidas entre a geometria do corpo de prova padronizado e a geometria do componente estrutural assim como suas características efetivas de adensamento, lançamento, cura, descimbramento e carregamento precoce, que em geral são diferentes dos procedimentos padronizados na *ABNT NBR 5738:2003* [13].

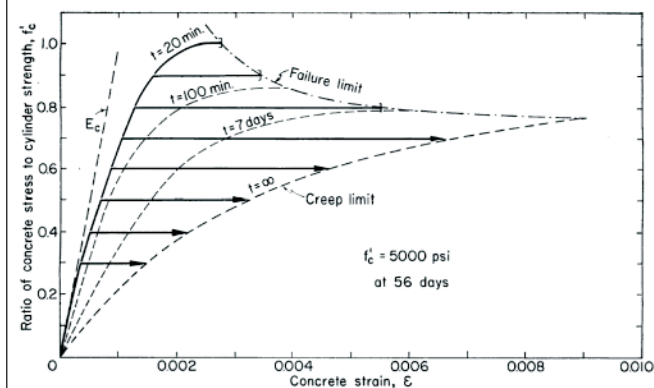
Fica evidente que os procedimentos de obra dificilmente serão tão precisos quanto os de controle prescritos pela *ABNT NBR 12655:2006* [16], de forma tal que a resistência à compressão efetiva do concreto na estrutura será sempre menor (da ordem de 1,3 ou menos) que a resistência característica do concreto à compressão, avaliada pela *ABNT NBR 12655:2006* [16].

Uma aproximação experimental ao coeficiente γ_c pode ser obtida através de estudos reais de comparação entre a resistência de controle da *ABNT NBR 12655:2006* [16], que resulta numa resistência média potencial de produção (f_{cm}), com a resistência média efetiva, aferida através de testemunhos extraídos ($f_{c,ef,m}$). Segundo

Tabela 2 - Coeficientes de minoração da resistência do concreto utilizados no cálculo de novas estruturas

Fator	ABNT NBR 6118 (Fusco (12))	fib Model Code 2010 (10)
γ_c	1,4	1,5
γ_{c1}	1,2	1,39
γ_{c2}	1,08	1,05
γ_{c3}	1,08	1,05

Figura 2 – Influência da intensidade e duração do carregamento na resistência do concreto (Rüsch (17))



Cremonini [11], essa diferença média anda ao redor de 24% (ou seja, 1,24).

3. Efeito das cargas de longa duração

As cargas de longa duração afetam a resistência do concreto à compressão. A variação da resistência do concreto sob carga mantida, também conhecido no país por efeito Rüsch, está considerada no atual método semiprobabilista de introdução da segurança no projeto estrutural. Tal consideração é feita utilizando-se um coeficiente de minoração adicional, incluso no diagrama tensão-deformação idealizado da ABNT NBR 6118:2014 (item 8.2.10.1) [6], cujo valor, para $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ e carregamento aos 28 dias, é de 0,85.

Segundo o trabalho de Rüsch [17], o concreto, quando submetido a carregamentos de longa duração ($t > 20\text{minutos}$), sofre perda de resistência à compressão, num fenômeno análogo ao da relaxação (Fig.2). Por outro lado, sabe-se que o concreto de cimento Portland, ao longo de sua vida, devido à hidratação do cimento, ganha resistência conforme aparece à direita da Fig. 3.

Dessa forma, a resistência do concreto sob carga pode ser prevista facilmente como resultado do produto de dois coeficientes: β_{cc} que depende da taxa de crescimento da resistência à compressão do concreto a partir da data de aplicação da carga, e $\beta_{c,sus}$, que depende do efeito da permanência da carga, também chamado no Brasil de efeito Rüsch.

A taxa de crescimento da resistência à compressão do concreto, pode ser expressa através do modelo sugerido pelo *fib Model Code 2010*, a saber:

$$\beta_{cc} = \frac{f_{c,j}}{f_{c,28}} = e^{s \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{28}{j}}\right)} \quad (6)$$

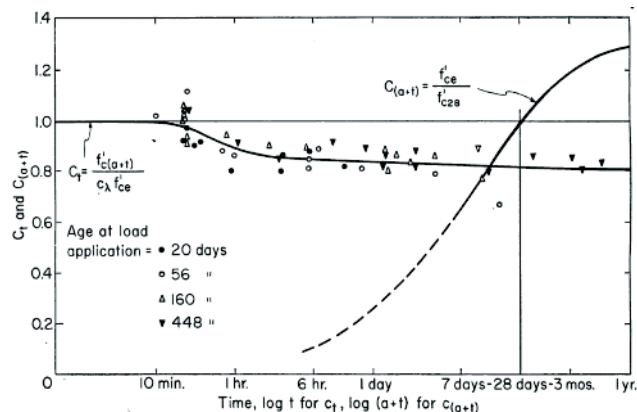
onde:

$f_{c,j}$: resistência do concreto à compressão, aferida numa idade j dias;

$f_{c,28}$: resistência do concreto à compressão, aferida aos 28 dias;

s : coeficiente que depende do cimento, da relação a/c e das con-

Figura 3 – Efeito do tempo de carga na resistência do concreto (Rüsch (17))



dições de sazonalidade do concreto.

Para o valor de $\beta_{c,sus}$, o mesmo *fib Model Code 2010* sugere o seguinte modelo:

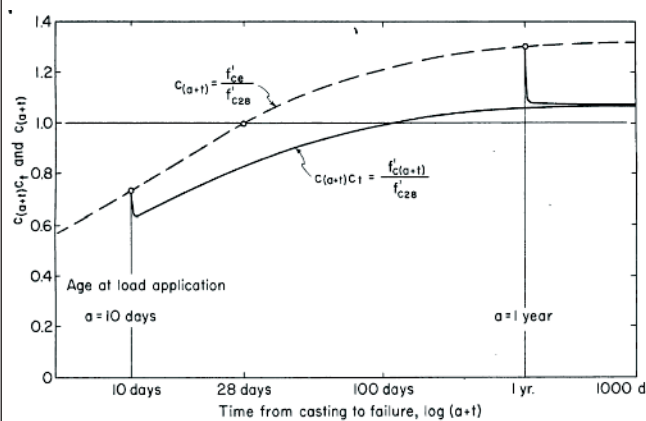
$$\beta_{c,sus} = \frac{f_{c,sus,t}}{f_{c,t_0}} = 0,96 - 0,12 \cdot \sqrt[4]{\ln\{72 \cdot (t - t_0)\}} \quad (7)$$

onde:

$f_{c,sus,t}$: resistência à compressão do concreto sob carga mantida, na idade t , contada a partir da data t_0 de aplicação da carga, em MPa;

f_{c,t_0} : resistência potencial à compressão do concreto, na data t_0 , pouco antes de aplicação da carga de longa duração, em MPa.

Figura 4 – Resistência do concreto (resultante $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} \cdot f_{cm}$) em função da idade de aplicação da carga de longa duração (Rüsch (17))



No caso da *ABNT NBR 6118:2014*, o valor de $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} = 0,85$ é referido a 28 dias de idade, ou seja, admite-se que o crescimento da resistência à compressão do concreto, a partir de 28 dias até 50 anos, será de apenas $\beta_{cc} = 1,17$ (17%), que corresponde ao índice $s = 0,16$, e o decréscimo da resistência à compressão do concreto devido à carga aplicada aos 28 dias e mantida até 50 anos, o chamado efeito Rüschi, será de $\beta_{c,sus} = 0,73$, cujo produto resulta $\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} = 1,17 \cdot 0,73 = 0,85$. Observa-se que se trata de valores muito conservadores, pois, na realidade o crescimento da resistência do concreto de 28 dias a 50 anos, sempre supera 17% e o decréscimo por este efeito, segundo o próprio Rüschi seria de, no máximo, 0,75.

Na Fig.4 pode-se verificar a resultante ($\beta_{cc} \cdot \beta_{c,sus} \cdot f_{cm}$) do efeito de crescimento e de decréscimo, por efeito da carga de longa duração, na resistência do concreto, segundo Rüschi [17].

Nesse quesito cabe salientar que, ao se tratar de uma estrutura carregada, quando se analisa a resistência a partir de testemunhos extraídos, deve-se ter em mente que a resistência obtida pode, também, estar sob influência do efeito Rüschi. Tal fato dependerá da história de carregamento da estrutura e também de sua idade, e não existe ainda consenso claro de como considerar esse fenômeno na segurança estrutural no caso de estruturas existentes.

4. Avaliação de estruturas existentes

Apresentam-se algumas prescrições de normas nacionais e internacionais reconhecidas e respeitadas no Brasil. O foco principal é analisar questões de tecnologia do concreto e da avaliação e verificação da segurança nas estruturas existentes, respondendo as seguintes perguntas básicas:

- Como obter a resistência característica do concreto equivalente a do corpo de prova moldado, a partir de testemunhos extraídos?
- Quais são os parâmetros principais de segurança a serem considerados na análise de estruturas existentes?
- Quais são as diferenças com relação aos parâmetros usuais de projeto utilizados para obras novas?

4.1 Caso geral e normalização brasileira

Para avaliação da resistência à compressão do concreto em estruturas existentes com o fim de verificar a segurança da estrutura, deve-se empregar os conceitos e prescrições das normas *ABNT NBR 8681:2003* [5], *ABNT NBR 6118:2014* [6] e *ABNT NBR 7680:2015* [18], que é a norma brasileira mais adequada e mais recente sobre avaliação do concreto *in situ* via testemunhos extraídos.

Portanto, considerando que a resistência do aço não se altera com o tempo (desde que conservado dentro de um bom concreto), a incógnita maior é sempre a resistência característica do concreto à compressão, aos 28 dias de idade, convencionada como f_{ck} e aferida pelas normas *ABNT NBR 12655:2006* [16], *ABNT NBR 5738:2003* [13] e *ABNT NBR 5739:2007* [14].

No caso de estruturas existentes essa resistência deverá ser aferida a partir da resistência de testemunhos extraídos a uma idade diferente de 28 dias, que pode ser denominada resistência extraída $f_{c,ext}$. Para obter f_{ck} a partir de $f_{c,ext}$ a *ABNT NBR 7680* prescreve uma série de procedimentos padronizados que levam em conta as diferenças entre a resistência medida no concreto retirado da boca da betoneira e submetido a condições ideais de norma (f_{ck}) com a resistência efetiva do concreto na obra ($f_{c,ext}$), sempre inferior à "potencial".

4.1.1 Primeiro passo

Portanto o **primeiro passo** será esse, ou seja, o de vistoriar e analisar a estrutura obtendo um $f_{ck,equivalente}$ a partir de um $f_{c,ext}$, comparando-o com a resistência de projeto, f_{ck} . Uma vez que $f_{ck,equivalente} \geq f_{ck}$ de projeto, a análise ou verificação da segurança pode ser considerada atendida e aprovada.

Caso $f_{ck,equivalente} < f_{ck}$ de projeto, a verificação da segurança deve prosseguir com o **segundo passo**, que é verificar a segurança com esse novo f_{ck} .

4.1.2 Segundo passo

Para a reavaliação e verificação da segurança estrutural e da estabilidade global, considerando o Estado Limite Último (ELU), a *ABNT NBR 6118:2014*, no seu item 12.4.1, admite que, no caso de f_{ck} obtido a partir de testemunhos extraídos da estrutura, seja adotado:

$$\gamma_c = \frac{\gamma_{c,original}}{1,1} \quad (8)$$

Portanto, nos casos usuais, $\gamma_c = 1,4/1,1 = 1,27$, o que equivale matematicamente, a multiplicar o resultado obtido de resistência do testemunho por 1,1, ou seja, aumentá-lo em 10%, uma vez que o testemunho representa melhor a resistência efetiva do concreto na obra, no entorno daquela região de extração. Para fins de verificação dos ELS, deve ser adotado $\gamma_c = 1,0$.

Caso a segurança verificada com esse novo γ_c de 1,27 ou 1,0 seja atendida, o processo pode encerrar-se neste momento.

4.1.3 Terceiro passo

Caso a conformidade ainda não seja atendida, a verificação da segurança pode prosseguir com o **terceiro passo**, que é a observação cuidadosa da estrutura acabada conferindo medidas geométricas, posição de armadura, taxa de armadura, tolerâncias de excentricidade, de nível e de prumo, espessura de lajes, ou seja, conferir o rigor de execução da estrutura.

Nesta última etapa também é conveniente revisar por amostragem as massas específicas dos materiais, calcular a variabilidade da resistência do concreto, revisar cuidadosamente as cargas médias e sua variabilidade e também verificar a simultaneidade de cargas.

Caso o rigor da execução esteja dentro dos limites de tolerância conforme descritos na *ABNT NBR 14931:2004* [19] (equivalente aos Capítulos 5 e 6 do *ACI 318-11* e ao Capítulo 8 do *fib Model Code 2010*), a verificação da segurança poderá adotar coeficientes de minoração da resistência do concreto γ_c menores que 1,27 e do aço, γ_s de 1,05 para ELU, além de realizar a verificação com os valores efetivos das cargas (massa específica efetiva), simultaneidade efetiva, etc.

4.1.4 Quarto passo

Permanecendo a não conformidade da segurança estrutural para aquelas condições de uso, escolher entre as seguintes alternativas:

- determinar as restrições de uso da estrutura;
- providenciar o projeto de reforço;
- decidir pela demolição parcial ou total.

Tabela 3 – Fatores de redução das resistências (ϕ) segundo o ACI 318-11

Fator de redução das resistências		Capítulo 9 (projeto de novas estruturas)	Capítulo 20 (avaliação de estruturas existentes)	Diferença %
Seções submetidas à tração		0,9	1,0	11,1
Seções submetidas à compressão	Membros com armadura em espiral	0,75	0,9	20,0
	Outros membros armados	0,65	0,8	23,1
Cisalhamento e torção		0,75	0,8	6,7
Regiões sujeitas à fendilhamento (exceto regiões de ancoragens)		0,65	0,8	23,1

4.2 Normalização Internacional

Normas internacionais apresentam uma metodologia de análise de estruturas existentes similares e aderentes a esses conceitos, principalmente com os dois primeiros passos, sendo aplicáveis também os dois últimos passos.

4.2.1 ACI 318-11 Building code requirements for structural concrete and commentary [20] e ACI 214.4R-10 Guide for obtaining cores and interpreting compressive strength results [21]

4.2.1.1 Estruturas em construção, primeiro passo

Durante o controle do concreto numa obra em construção e frente a resultados baixos de resistências à compressão do concreto, o ACI 318-11 (Capítulo 5, item 5.6.5) solicita a extração de três testemunhos da região afetada.

Caso a média dos três testemunhos seja superior a 85% da resistência do projeto (f'_c) e nenhum testemunho apresente resistência inferior a 75% de f'_c , a estrutura deve ser considerada adequada e o processo encerra-se aqui, e pode-se associar essa etapa a um **primeiro passo**. Observa-se que esta prescrição equivale a multiplicar, respectivamente, a média e o menor valor do testemunho extraído por 1,18 e 1,33, ou seja, $f_{ck, equivalente} = 1,18 \cdot f_{cm, ext}$ ou $f_{ck, equivalente} = 1,33 \cdot f_{c, mínimo, ext}$.

4.2.1.2 Estruturas existentes, primeiro passo

Quando o primeiro passo não alcança a conformidade ou sempre que se trate de estruturas existentes, o ACI 318-11 (Capítulo 20) prescreve a estimativa de uma resistência equivalente f'_c de uma forma mais apurada, através do ACI 214.4R-10, onde devem ser considerados alguns coeficientes de correção, relativos a fatores de ensaio, geometria e sazonalidade do testemunho, sendo:

$$f_c = F_{l/d} \cdot F_{dia} \cdot F_{mc} \cdot F_d \cdot f_{core} \quad (9)$$

onde:

f_c = resistência do testemunho corrigida;

f_{core} = resistência do testemunho, obtida diretamente no ensaio de compressão;

$F_{l/d}$ = fator de correção devido à relação altura/diâmetro do testemunho;

F_{dia} = fator de correção devido ao diâmetro do testemunho;

F_{mc} = fator de correção devido à umidade/sazonamento;

F_d = fator de correção devido ao efeito deletério do broqueamento.

Após a correção da resistência de cada testemunho, relativa às variáveis de ensaio e questões intrínsecas do concreto, o ACI 214.4R-10 recomenda dois métodos para se obter a resistência equivalente final do concreto. São eles:

Tolerance factor method

$$f'_{c,eq} = \bar{f}_c - \sqrt{(K \cdot s_c)^2 + (Z \cdot s_a)^2} \quad (10)$$

Onde:

$f'_{c,eq}$ = resistência equivalente da amostra;

$\bar{f}_c$ = média das resistências equivalentes dos testemunhos ensaiados;

K = fator que leva em conta o limite de tolerância unilateral para um quantil de 10% (ACI 214.4R-10, Tabela 9.2) que depende do nível de confiança desejado no cálculo;

s_c = desvio padrão da amostra;

Z = fator que leva em conta as incertezas do uso de fatores de correção da resistência (ACI 214.4R-10, Tabela 9.3) e também depende do nível de confiança desejado;

s_a = desvio padrão dos fatores de correção da resistência (ACI 214.4R-10, Tabela 9.1).

Alternative method

$$(\bar{f}_c)_{CL} = \bar{f}_c - \sqrt{\frac{(T \cdot s_c)^2}{n} + (Z \cdot s_a)^2} \quad (11)$$

$$f'_{c,eq} = C \cdot (\bar{f}_c)_{CL} \quad (12)$$

Onde:

$f'_{c,eq}$ = resistência equivalente da amostra;

$\bar{f}_c$ = média das resistências equivalentes dos testemunhos ensaiados;

T = fator obtido via distribuição t de Student com $n-1$ graus de liberdade, depende do nível de confiança desejado (ACI 214.4R-10, Tabela 9.4);

s_c = desvio padrão da amostra;

Z = fator que leva em conta as incertezas do uso de fatores de correção da resistência (ACI 214.4R-10, Tabela 9.3) e também depende do nível de confiança desejado;

s_a = desvio padrão dos fatores de correção da resistência (ACI 214.4R-10, Tabela 9.1);

n = número de testemunhos ensaiados;

C = coeficiente atrelado à variabilidade intrínseca das resistências na estrutura (ACI 214.4R-10, Tabela 9.5).

4.2.1.3 Segundo passo, estruturas novas em construção ou existentes

Caso a resistência equivalente, obtida pelo ACI 214.4R-10 não atenda à resistência de projeto, deve ser verificada a segurança adotando-se novos coeficientes de minoração das resistências do concreto, denominados de fatores de redução das resistências (ϕ), constantes no ACI 318-11, Capítulo 20, conforme se apresenta na Tabela 3.

Apesar de estarem contidos nos mesmos conceitos do caso geral adotado pela normalização brasileira, o ACI 318-11 não prescreve um único coeficiente de minoração da resistência do concreto, γ_c , e na verificação da segurança em estruturas existentes varia a redução desse coeficiente de 6,7% a 23,1%, segundo a natureza do esforço principal, enquanto no Brasil essa redução é fixa, conservadora e igual a apenas 10% (apesar que a antiga ABNT NBR 6118, de 1978 a 2003, permitia reduzir de 15% em certos casos). Entretanto, observa-se no ACI 318-11 que a forma de introdução da segurança no projeto estrutural difere da adotada pela ABNT NBR 6118. Na norma norte americana, o coeficiente redutor (ϕ) é aplicado uma única vez sobre a soma das parcelas resistentes do aço e do concreto. Diferentemente do procedimento adotado pela norma brasileira, onde se aplica separadamente os coeficientes redutores de resistência do concreto (γ_c) e do aço (γ_s).

A título de exemplo, a capacidade resistente à força normal centrada, de um pilar curto se calculado pela ABNT NBR 6118:2014,

é dada pelo exposto na eq.13, enquanto que no ACI-318-11, a mesma capacidade é dada pela eq. 14.

$$N_d = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c + \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot A_s \quad (13)$$

Onde:

N_d = Esforço normal máximo, valor de cálculo;

f_{ck} = resistência característica do concreto;

γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto;

A_c = área bruta da seção de concreto;

f_{yk} = resistência característica de escoamento do aço;

γ_s = coeficiente de minoração da resistência do aço;

A_s = área de aço.

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0,80 \cdot \phi \cdot [0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad (14)$$

Onde:

$\phi \cdot P_{n,max}$ = Esforço axial resistente máximo, valor de cálculo;

ϕ = Coeficiente de redução da resistência;

f'_c = resistência característica do concreto;

A_g = área bruta da seção de concreto;

A_{st} = área de aço;

f_y = resistência característica do aço.

Assim, se compararmos um pilar curto com dimensões 50x50cm, com f_{ck} de 35MPa e uma área de hipotética de armadura de aço CA-50 de 37,70cm², pela norma ABNT NBR 6118:2014, seu esforço normal máximo de cálculo seria 6951,8kN, ao passo que o mesmo elemento avaliado pelo método do ACI-318-11, com coeficiente (ϕ) igual a 0,65, resulta em um esforço normal resistente de 4789,48kN.

Tal constatação demonstra que, a norma norte americana é mais conservadora frente a brasileira, quando se trata da introdução da segurança na fase de projeto.

Entretanto, ao se avaliar a segurança dentro do Capítulo 20 do ACI-318-11, o fator de redução de resistência, ou coeficiente

Tabela 4 – Índices de confiabilidade (β) segundo o fib Model Code 2010 (p. 31 e 32) (10)

Estado limite	Modelo de verificação da segurança	Período de referência	Novas estruturas	Estruturas existentes	Comentário
Serviço (ELS)	Método probabilístico de segurança	50 anos	$\beta = 1,5$	-	Considera o mesmo critério de avaliação da segurança para estruturas novas e existentes
	Método dos coeficientes parciais de segurança	Vida útil residual	-	$\beta = 1,5$	
Último (ELU)	Método probabilístico de segurança	50 anos	$3,1 \leq \beta \leq 4,3$	$3,1 \leq \beta \leq 3,8$	Permite reduzir a confiabilidade para estruturas existentes
	Método dos coeficientes parciais de segurança	50 anos	$\beta = 3,8$	$3,1 \leq \beta \leq 3,8$	

reduzidor (ϕ), pode ser majorado, o que significa assumir um aumento da capacidade resistente da peça, devido ao maior conhecimento do estado da estrutura e redução da variabilidade admitida. No caso do exemplo hipotético, o item 20.2.5 do *ACI-318-11* limita o aumento do coeficiente (ϕ) a no máximo 0,80, ou seja, um acréscimo de 23% na capacidade resistente da peça.

Já pelo modelo da *ABNT NBR 6118*, é permitido reduzir o coeficiente γ_c de 1,4 para 1,27, quando se trata da análise de testemunhos extraídos. Nessa situação, alterando apenas o coeficiente relativo ao concreto, haveria um acréscimo de 7,8% na capacidade resistente do mesmo pilar, e o coeficiente γ_s também fosse alterado, de 1,15 para 1,0, em conjunto com o 1,27 do concreto, o acréscimo então seria de 11,3%, ambos os casos muito abaixo do valor assumido pelo *ACI*.

O **terceiro e o quarto passos**, citados anteriormente no caso geral, não são explícitos no *ACI 318-11*, mas, obviamente, são aplicáveis.

4.2.2 ACI 562-13 Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Building and Commentary [22]

Este novo documento propõe uma *avaliação preliminar*, que inclui a revisão de plantas, dados da construção, relatórios e outros documentos disponíveis (obtenção de informações sobre os materiais) e a comparação das informações obtidas com as prescrições da norma utilizada na época do projeto.

Caso não seja possível obter informações suficientes por meio de projetos, especificações e outros documentos, considerar valor de resistência à compressão do concreto estrutural conforme *Tabela 6.3.1a*, ou partir para ensaios *in loco* de extração de testemunhos e em laboratório, no intuito de conhecer as características do concreto. Quando se decidir por ensaiar testemunhos extraídos, recomenda-se estimar a resistência equivalente ($f_{c,eq}$) através da equação:

$$f_{ceq} = 0,9 \cdot \bar{f}_c \cdot \left[1 - 1,28 \cdot \sqrt{\frac{(k_c \cdot V)^2}{n}} + 0,0015 \right] \quad (15)$$

Onde:

f_{ceq} = resistência à compressão equivalente do concreto;

$\bar{f}_c$ = média das resistências dos testemunhos, já modificadas para considerar os diâmetros e as condições de sazonalidade dos testemunhos;

V = coeficiente de variação das resistências efetivas dos testemunhos;

n = número de testemunhos ensaiados;

Tabela 5 – Fatores γ_c utilizados na análise de estruturas existentes (EUROCODE 2)

γ_c original	γ_c reduzido	Diferença (%)
1,5	1,4	7,1
1,5	1,45	3,4
1,5	1,35	11,1
1,5	1,3	15,4

k_c = fator de modificação do coeficiente de variação (depende de conforme *ACI 562 Tabela 6.4.3*).

Após a determinação da resistência equivalente, deve-se então avaliar a estrutura e verificar a segurança conforme capítulo 20 do *ACI 318-11*. Portanto este documento do *ACI* não acrescenta muito ao *ACI 318-11* e ao *ACI 214.4R-10*, e apenas modifica um pouco a forma de obter a resistência equivalente (**primeiro passo**) do concreto em estruturas existentes, mantendo o **segundo passo**, e ainda sendo aplicáveis os **terceiro e quarto passos** do caso geral.

4.2.3 fib Model code for concrete structures 2010

Na avaliação de estruturas existentes, o *fib Model Code 2010* [10] recomenda que valores reduzidos de γ_m sejam adotados quando o intuito for avaliar uma estrutura existente, de modo a levar em conta as ações reais atuantes, as dimensões efetivas e as propriedades reais dos materiais empregados na estrutura. Para o fator γ_{Rd} , que representa o produto $\gamma_{Rd1} \cdot \gamma_{Rd2}$, equivalente ao produto do $\gamma_{c2} \cdot \gamma_{c3}$, a norma recomenda adotar o valor de 1,0.

O fator γ_{Rd} expressa as incertezas no modelo de cálculo e geometria. Percebe-se claramente que, na análise de uma estrutura existente, estas incertezas são menores, permitindo reduzir este fator de 1,10 para 1,00.

Para uma análise probabilística pura, o *fib Model Code 2010* [10] orienta que se realize a análise baseada em índices de confiabilidade, a partir de onde se obterão novos coeficientes de segurança. A Tabela 4 apresenta as diferenças entre os índices de confiabilidade (β) a se considerar no projeto de novas estruturas e na análise de estruturas existentes.

4.2.4 EUROCODE 2. EN 1992. Dec. 2004. Design of concrete structures. General rules and rules for buildings [23] e EN 13791. Jan. 2007. Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components [24]

De modo similar, também o *EUROCODE 2* recomenda que valores reduzidos de γ_c e γ_s sejam adotados, desde que sejam mitigadas as incertezas no cálculo da resistência.

No que tange à determinação da resistência equivalente (**primeiro passo**), aplica-se a *EN 13791*, que traz os modelos de cálculo expostos a seguir nas eqs. 16 e 17 abaixo (adota-se, sempre, o menor dos dois valores).

15 testemunhos ou mais

$$f_{ck, is} = f_{m(n), is} - 1,48 \cdot s \quad \text{or} \quad f_{ck, is} = f_{is, lowest} + 4 \quad (16)$$

Onde:

$f_{ck, is}$ = resistência equivalente da amostra;

$f_{m(n), is}$ = média das resistências equivalentes dos testemunhos ensaiados;

s = desvio padrão da amostra;

$f_{is, lowest}$ = menor valor de resistência à compressão obtido no ensaio dos testemunhos.

Tabela 6 – Conjunto de dados de testemunhos extraídos

n	1	2	3	4	5	6	7	8
$f_{cl,ext}$	15,4	15,4	17,6	19,1	19,5	19,9	16,6	17,6

3 a 14 testemunhos

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - k \quad \text{or} \quad f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4 \quad (17)$$

Onde:

$f_{ck,is}$ = resistência equivalente da amostra;

$f_{m(n),is}$ = média das resistências corrigidas dos testemunhos ensaiados;

k = fator que depende do número de testemunhos ensaiados (EN 13791 Tabela 2);

$f_{is,lowest}$ = menor valor de resistência à compressão obtido no ensaio dos testemunhos.

A EN 13791 também recomenda corrigir as resistências dos testemunhos extraídos precedentemente ao cálculo da resistência equivalente, de maneira análoga ao ACI 214.4R-10, levando em conta relação h/d, diâmetro, sazonalidade, broqueamento, entre outros. Caso a execução da estrutura tenha sido submetida a um rigoroso controle da qualidade, garantindo que desvios desfavoráveis nas dimensões das seções transversais se encontrem dentro dos limites da EN 1992 Tabela A.1, e desde que o coeficiente de variação da resistência do concreto não seja superior a 10%, γ_c pode ser reduzido de 1,5 para 1,4 (**segundo passo**).

Ainda, se o cálculo da resistência de projeto se baseia em dados geométricos críticos (reduzidos por desvios e medidos na estrutura acabada), a recomendação é reduzir γ_c para 1,45. Neste mesmo caso, desde que o coeficiente de variação da resistência do concreto não seja superior a 10%, pode-se adotar $\gamma_c = 1,35$.

Quando a avaliação da estrutura existente for baseada em ensaios e testes *in loco* na estrutura acabada (como, por exemplo, extração de testemunhos), γ_c deve ainda ser reduzido pelo fator de conversão $\eta = 0,85^5$.

A Tabela 5 indica os percentuais de redução sugeridos pelo EUROCODE 2 para o coeficiente de segurança γ_c .

Percebe-se que, no caso do EUROCODE, o novo coeficiente de minoração da resistência do concreto para verificação da segurança em estruturas existentes, desde que baseada na extração de

Tabela 7 – Correção segundo o ACI 214.4R-10 (resultados em MPa)

n	$f_{cl,ext}$	Fatores de correção ACI-214.4R-10 Cap.9.1				f_c corrigida Cap. 9.1
		$F_{l/d}$	F_{dia}	F_{mc}	F_d	
1	15,4	1 (V=0%)	1 (V=0%)	1,09 (V=2,5%)	1,06 (V=2,5%)	17,8
2	15,4					17,8
3	17,6					20,3
4	19,1					22,1
5	19,5					22,5
6	19,9					23,0
7	16,6					19,2
8	17,6					20,3

Tabela 8 – Valores de $f_{c,equivalente}$ propostos pelo ACI 214.4R-10, pelo ACI 562-13 e pela EN 13791

ACI 214.4R-10		ACI 562-13	EN 13791
$f'_{c,eq}$ Cap. 9.4.1	$f'_{c,eq}$ Cap. 9.4.2	f_{ceq} Cap.6.4.3	$f_{ck,is}$
Tolerance factor method	Alternate method		
15,0	15,4	17,1	14,4

NOTA: A EN 13791:2007 prevê as mesmas correções para fatores que influenciam a resistência de testemunho, como: relação h/d, diâmetro, sazonalidade, broqueamento, e outros.

5 Segundo o próprio Eurocode o valor resultante de γ_c não deveria ser inferior a 1,3, porém, aplicando esta redução ao γ_c de 1,5, daria um valor de 1,27 para o novo γ_c .

Tabela 9 – Valores da resistência equivalente do concreto para verificação da segurança, segundo o ACI 318-11

ACI 318-11 Cap.20		
ACI-214.4R-10		ACI 562-13
$f'_{c,eq}$ Cap. 9.4.1	$f'_{c,eq}$ Cap. 9.4.2	f_{ceq} Cap.6.4.3
Tolerance factor method	Alternate method	
18,4	19,0	21,0

Tabela 10 – Valores de f_{ck} para verificação da segurança, segundo a EN 13791:2007 (partindo de $\gamma_c = 1,5$)

EN 1992-1-1 EUROCODE 2		
$f_{ck,ls}$ EN 13791	A.2.2 (2) $\gamma_{c,Red3} = 1,35$	A.2.3 (1) $\gamma_{c,Red3} = 1,19$
14,4	16,0 ^a	18,8 ^a

^a Os valores apresentados estão majorados, considerando que em A.2.2 (2) $f_{ck} = f_{ck,ls} \cdot (\gamma_c / \gamma_{c,Red3})$, e em A.2.3 (1) $f_{ck} = f_{ck,ls} \cdot (\gamma_c / \gamma_{c,Red4})$.

testemunhos, é equivalente ao da norma brasileira e igual a 1,27. Finalizado esse **segundo passo**, caso a segurança não venha a ser atendida, ainda restam os **terceiro** e **quarto passos** do caso geral.

5; Exemplo de aplicação

De modo a se realizar uma análise comparativa com os diferentes códigos, apresenta-se abaixo um exemplo de uma estrutura que é conhecido que foi projetada com um f_{ck} de 25MPa, onde se tomou um conjunto de dados provenientes de extração de testemunhos de concreto (Tabela 6) e, em seguida, aplicou-se os conceitos de análise apresentados para as diferentes normas.

Da região em análise foram retirados 8 testemunhos, quantidade que atende aos mínimos recomendados das normas citadas. Para essa análise foram utilizados testemunhos padrão com 10cm de diâmetro e relação $h/d = 2$. Todos os valores de f_c são expressos em MegaPascal (MPa).

5.1 Primeiro passo: resistência equivalente

Caso se tratasse de uma estrutura em construção, para a análise segundo o ACI 318-11 (Capítulo 5), deve-se utilizar apenas 3 resultados da região com problemas. Por razões de conservadorismo, dos oito disponíveis utilizou-se apenas os 3 de menores valores.

A partir dos resultados 15,4; 15,4 e 16,6MPa, obtém-se $f_{c,equivalente} = 18,6$ MPa (multiplicando a média dos resultados por 1,18). Esta condição não atende os critérios da norma, portanto, há necessidade de se encontrar um novo $f_{c,equivalente}$ para continuar a análise. Na Tabela 7 apresenta-se a correção de $f_{ci,ext}$ proposta pelo ACI 214.4R-10, Capítulo 9.1. Para este exemplo prático, adotou-se um nível de confiança de 95%.

A partir dos valores corrigidos de f_c , há necessidade de encontrar o valor de $f_{c,equivalente}$. Este parâmetro também pode ser obtido através do ACI 214.4R-10, ACI 562-13 e EN 13791:2007, como se expõe na Tabela 8.

5.2 Segundo passo: análise da segurança

Em seguida às correções e obtenção do $f_{c,equivalente}$, deve-se proceder com a análise ou verificação da segurança, conforme o Capítulo 20 do ACI 318-11 (ou Cap. 5.4 do ACI 562-13⁶) ou o EUROCODE 2.

Segundo o ACI 318-11, admitindo que se trata de pilares sem armadura em espiral, caberia a modificação do fator de segurança ϕ de 0,65 para 0,80, ou seja, equivalente a majorar a resistência equivalente (f_{ceq}) obtida na Tabela 8 em 1,23 (e continuar utilizando $\phi = 0,65$ na verificação de projeto).

Dessa forma, os valores de resistência a serem adotados segundo esse conceito seriam os expressos na Tabela 9.

Do ponto de vista do EUROCODE 2, obtido o valor de $f_{ck,ls}$ através da EN 13791 (mesmo f_{ceq} do ACI), deve-se então aplicar os critérios

Tabela 11 – Valores da resistência do concreto a serem adotados na verificação da segurança (MPa)

ACI 318-11	ACI 214.4R-10		ACI 562-13	ABNT NBR 7680:2015	EN 1992-1-1 EUROCODE 2	
	Tolerance factor method	Alternate method			A.2.2 (2) $\gamma_{c,Red3} = 1,35$	A.2.3 (1) $\gamma_{c,Red4} = 1,19$
18,6	18,4	19,0	21,0	19,6	16,0	18,8

6 A análise de segurança do Cap. 5.4 do ACI 562-13 é a mesma contida no Cap. 20 do ACI 318-11.

de análise de segurança, conforme já descrito. De forma análoga ao executado nas análises anteriores, na Tabela 10 são expostas as correções de cada um dos itens contemplados em seu Anexo A. Verifica-se, numa análise global e tomando como referência este exemplo, que a resistência final de cálculo variou de 16MPa a 21MPa, segundo o critério que se adote, como se apresenta na Tabela 11.

Essa variabilidade demonstra, uma vez mais, a necessidade de sempre utilizar o bom senso na tomada de decisões e de buscar considerar o problema com uma visão holística que vise abarcar todas as variáveis sem se prender exageradamente a um número obtido matematicamente que, sabe-se e foi demonstrado, pode ter significado relativo e não absoluto.

Na análise de segurança, verifica-se que todas as normas consultadas, sem exceções, permitem grandes reduções em seus coeficientes parciais, uma vez que as variáveis após uma estrutura estar pronta são passíveis de serem medidas e consideradas no cálculo como valores efetivos. Dessa forma, como não há mais tantos desconhecimentos e incertezas, pode-se trabalhar com uma margem de segurança menor e mais racional.

6. Considerações finais

No universo da normalização existente foi possível verificar diferentes critérios de análise, entretanto todas as normas analisadas têm em comum o fato de que a redução de algumas parcelas dos coeficientes parciais é plenamente viável, sem prejuízo da segurança estrutural.

Entretanto, para lançar mão de novos coeficientes, faz-se necessário ter um conhecimento maior da estrutura, e nesse aspecto entra a importante atividade de inspeção, na qual o rigor da execução, e os parâmetros geométricos e de qualidade dos materiais devem ser adequadamente verificados.

O *fib Model Code 2010*, na composição do coeficiente de minoração da resistência do material, considera, de forma explícita, além da parcela relativa ao desconhecimento da resistência do material, a parcela que leva em conta as incertezas geométricas que podem eventualmente ocorrer durante a execução. Nesse aspecto, ao se constatar que a estrutura foi executada com geometria dentro de padrões considerados aceitáveis e tendo conhecimento da resistência do concreto na estrutura (através de testemunhos), poder-se-ia efetuar a redução do γ_m .

Na norma norte-americana, no tocante a resistência do concreto, fica evidente a separação da análise do material e análise de segurança, sendo o primeiro item especificado pelo *ACI 214.4R-10* ou pelo *ACI 562-13*, que tratam de corrigir variáveis inerentes a ensaio e a propriedades intrínsecas do concreto, enquanto a segurança é tratada de acordo com o Capítulo 20 do *ACI 318-11*.

O *EUROCODE 2* atua de forma análoga ao *fib Model Code 2010*, permitindo a redução dos coeficientes γ_c desde que se a geometria da estrutura tenha sido executada de forma rigorosa e tais medidas sejam consideradas no cálculo (característica medida por um controle efetivo da qualidade na construção).

O novo texto da *ABNT NBR 7680:2015*, demonstra-se alinhado com as principais normas, e a correção dos valores de resistência de testemunhos extraídos resulta próximo aos calculados pelas diferentes metodologias. Entretanto, para a análise e redução do coeficiente de segurança (γ_c), deve-se ainda proceder com o prescrito na *ABNT NBR 6118:2014*.

Sobre as considerações referentes à influência da idade e das

cargas de longa duração na avaliação da resistência do concreto, estes pesquisadores não encontraram na bibliografia disponível, nenhuma menção à necessidade de retroagir a resistência do concreto a 28 dias. Nenhum texto foi encontrado considerando o crescimento ou o decréscimo da resistência do concreto após 28 dias, quando analisado em estruturas existentes e com idades muito ou pouco superiores a 28 dias.

Uma recomendação de ordem prática dos autores, seria considerar, na verificação do projeto, a resistência obtida na idade de ensaio, sem qualquer regressão, e proceder com os cálculos conforme a teoria normalizada.

De forma geral e com visão holística, constatou-se nesse artigo que a verificação da segurança de uma estrutura existente é uma análise complexa e diferenciada, que depende do conhecimento profundo da estrutura e da tecnologia do concreto, assim como dos conceitos de segurança.

Em suma, é necessário que o profissional de engenharia responsável pela análise da estrutura existente conheça as variáveis envolvidas no processo e saiba desprezar aquelas que já atuaram, garantindo uma avaliação confiável e que resulte em decisões seguras e econômicas.

Além disso, para garantir o desempenho estrutural, deve ser frequentemente realizado o monitoramento das edificações, bem como as inspeções e manutenções necessárias e periódicas.

Para obras novas, a racionalização da construção, o Controle de Qualidade de Projeto (CQP) e o Controle Tecnológico (CT) das obras devem ser incentivados e realizados, de modo a obter obras seguras, dentro das condições projetadas e das regras de bem construir.

7. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5674: Manutenção de edificações. Requisitos para o sistema de gestão de manutenção. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575: Edificações habitacionais – Desempenho. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- [3] HELENE, P. Contribuição à análise da resistência do concreto em estruturas existentes para fins de avaliação da segurança. ABECE Informa, São Paulo, n. 90, p.16-23, Mar/Abr 2012.
- [4] Comité Euro-International du Béton. Bulletin d'information n°. 192: Design and Assessment of Concrete Structures. Lausanne: CEB, 1989.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681 (Versão Corrigida: 2004): Ações e segurança nas estruturas. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.
- [7] SILVA FILHO, L. C. P. & HELENE, P. Análise de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência e Fissuração. Capítulo 32. In: Geraldo C. Isaia. (Org.): Concreto: Ciência e Tecnologia. 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2011, v. 2, p. 1129-1174.
- [8] Comité Euro-International du Béton. Bulletin d'information n°. 162: Assessment of Concrete Structures and Design Procedures for Upgrading (Redesign). Lausanne: CEB, 1983.

- [9] ZAGOTTIS, D. L. de. Introdução da Segurança no Projeto Estrutural. São Paulo, EPUSP-PEF, 1974. 116 p.
- [10] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. fib (CEB-FIP) Model Code for Concrete Structures 2010. Lausanne: Ernst & Sohn, 2013.
- [11] CREMONINI, R. A. Análise de Estruturas Acabadas: Contribuição para a Determinação da Relação entre as Resistências Potencial e Efetiva do Concreto. São Paulo, EPUSP, 1994 (tese de doutoramento)
- [12] FUSCO, P. B. Controle da resistência do concreto. ABECE Informa, São Paulo, n. 89, p.12-19, Jan/Fev. 2012.
- [13] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Concreto. Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto. Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- [15] GRAZIANO, F. P. Segurança estrutural e controle da resistência das estruturas de concreto. ABECE Informa, São Paulo, n. 91, p.16-23, Mai/Jun. 2012.
- [16] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655: Concreto de cimento Portland. Preparo, controle e recebimento. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- [17] RÜSCH, H. Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete. ACI Journal, July 1960. p. 1-28.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7680: Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Parte 1: Resistência à compressão axial. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.
- [19] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- [20] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills: ACI, 2011.
- [21] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 214.4R-10: Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. Farmington Hills: ACI, 2010.
- [22] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 562-13: Code Requirements for Evaluation, Repair, and Rehabilitation of Concrete Building and Commentary. Farmington Hills: ACI, 2013.
- [23] COMITE EUROPÉEN DE NORMALISATION. EUROCODE 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.
- [24] COMITE EUROPÉEN DE NORMALISATION. EN 13791: Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete componentes. Brussels: CEN, 2007.

Serviceability limit state related to excessive lateral deformations to account for infill walls in the structural model

Estado limite de serviço de deformações horizontais excessivas com a consideração das alvenarias de preenchimento no modelo estrutural



G. M. S. ALVA^a
alva_gerson@yahoo.com.br

J. KAMINSKI JR^a
jkj@ufsm.br

G. MOHAMAD^a
gihad.civil@gmail.com

L. R. SILVA^b
liriane.reis@gmail.com

Abstract

Brazilian Codes NBR 6118 and NBR 15575 provide practical values for interstory drift limits applied to conventional modeling in order to prevent negative effects in masonry infill walls caused by excessive lateral deformability, however these codes do not account for infill walls in the structural model. The inclusion of infill walls in the proposed model allows for a quantitative evaluation of structural stresses in these walls and an assessment of cracking in these elements (sliding shear diagonal tension and diagonal compression cracking).

This paper presents the results of simulations of single-story one-bay infilled R/C frames. The main objective is to show how to check the serviceability limit states under lateral loads when the infill walls are included in the modeling. The results of numerical simulations allowed for an evaluation of stresses and the probable cracking pattern in infill walls. The results also allowed an identification of some advantages and limitations of the NBR 6118 practical procedure based on interstory drift limits.

Keywords: infilled frames, masonry infill walls, diagonal strut model, finite element method, serviceability limit states.

Resumo

Para evitar efeitos negativos em walls de vedação produzidos pela deformabilidade horizontal excessiva, a NBR 6118 e a NBR 15575 apresentam valores práticos de limites de deslocamentos horizontais aplicados à modelagem convencional (sem a consideração das walls de preenchimento no modelo estrutural). Entretanto, a inclusão das walls no modelo permite a avaliação quantitativa das tensões solicitantes nas alvenarias de preenchimento e a avaliação da ocorrência de fissuras nas mesmas (por cisalhamento, tração diagonal ou compressão diagonal).

Neste trabalho são apresentados resultados de simulações numéricas de quadros de concreto armado considerando a presença da alvenaria de preenchimento. O objetivo principal do trabalho é demonstrar como pode ser realizada a verificação do estado limite de serviço produzido por ações horizontais quando as walls são incluídas na modelagem. Os resultados das simulações permitiram a avaliação das tensões solicitantes e do provável tipo de fissuração nas alvenarias. Os resultados também permitiram identificar algumas vantagens e limitações do procedimento prático da NBR 6118 em termos de deslocamentos limites.

Palavras-chave: pórticos preenchidos, alvenarias de preenchimento, modelo de diagonal equivalente, método dos elementos finitos, estados limites de serviço.

^a Universidade Federal de Santa Maria, Departamento de Estruturas e Construção Civil, Santa Maria-RS, Brasil;

^b Universidade Federal de Santa Maria, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria-RS, Brasil.

1. Introduction

Masonry infill walls in building frame structures are normally considered only as gravity loads applied to the main structure. In other words, the stiffness of these walls is overlooked in models of structural analysis. When fixed to the concrete frame structure, infill walls act as resistant elements to lateral loads of the building. However, it is not a current design practice in Brazil to consider masonry panels in the structural model for verifying Limit States of the structure.

There are few Brazilian studies on the structural behavior of masonry-infilled frames subjected to lateral loads. Alvarenga [1] carried out a theoretical and experimental study of steel frames with concrete masonry infills, while Santos [2], Tanaka [3] and Madia [4] focused on numerical simulations in concrete buildings.

On the other hand, there is an extensive international literature on the behavior of concrete and steel framed structures with masonry infill walls. Research in this area began to draw interest more than four decades ago, much of it focusing on analyses to respond to seismic loads. Briefly, three types of research contributions related to this subject are described below.

The first contribution is related to macromodeling research, which investigates the utilization and improvement of diagonal-strut models. A number of important studies have been published since the 1970s. Relevant studies among the more recent of these include, Asteris *et al.* [5], Chrysostomou and Asteris [6], El-Dakhkhni *et al.* [7], Amato *et al.* [8], Doudoumis [9], Crisafulli and Carr, [10] and Uva *et al.* [11]. The second line of research is related to utilization and improvement of micromodeling, in which the structure and masonry are modeled with plane or spatial elements via the finite element method, including the case of openings in the walls. Some of the more recent relevant studies include Doudoumis [12], Mondal and Jain [13], Asteris [14], Ghosh and ADSM [15], Mohyeddin *et al.* [16], Stavidris and Shing [17], Baloevic *et al.* [18] and Koutromanos *et al.* [19]. The third research contribution is comprised of a vast number of specialized publications focusing on experimental investigations. Among these, some noteworthy studies include those of Mehrabi *et al.* [20], Durrani and Haider [21], Flanagan and Bennett [22], Al-Chaar *et al.* [23], Asteris *et al.* [24], Tasnimi and Mohebbkhan [25] and Liu and Manesh [26].

According to FEMA 306 [27], FEMA 274 [28] and FEMA 356 [29] guidelines, there are specific detailed procedures for analyzing concrete and steel frames with masonry infill walls. Chapter 8 of FEMA 306 [27] summarizes the main studies on the topic and presents equations for obtaining equivalent strut width for panels without openings and for obtaining strength capacity of the equivalent diagonal strut with regard to possible failure modes. These guidelines have been widely cited in related international studies over the last 15 years.

The Brazilian norms NBR 6118 [30] and NBR 15575 [31] provide interstory drift limits under service conditions for preventing negative effects on seals produced by excessive interstory drift ratio. These limits are practical values to be applied in conventional modeling (without accounting for infill walls as resistant elements) and are a simple way to minimize lateral deformability of the structure, regardless of the mechanical characteristics of the wall.

Evidently, the above-mentioned verification does not allow a quantitative evaluation of stresses in the masonry panels, nor does it account for geometric influences (dimensions, openings) or me-

chanical characteristics of the walls. This evaluation can only be performed if the stiffness of the masonry panels is included in the structural model. With an assessment of stresses in the masonry panels, it is possible to examine the occurrence of possible failure modes (cracking) in walls subjected to lateral loads: by shear, by diagonal tension or by diagonal compression.

The main objective of this study is to demonstrate a way of verifying the service limit state produced by lateral loads when infill walls are included in the structural model. Numerical examples were carried out, using the equivalent diagonal strut method (DSM) and a

Table 1 – Analytical equations for obtaining the equivalent strut width

Authors	Equation
Mainstone (32)	$a = 0,175.(\lambda_H)^{-0,4}.D$
Hendry (34)	$a = \frac{\sqrt{\alpha_p^2 + \alpha_v^2}}{2}$ $\alpha_p = \frac{\pi}{2.\lambda}$ $\alpha_v = \frac{\pi}{2.\lambda_v}$ α_p = contact length between column and masonry wall; α_v = contact length between beam and masonry wall.
Liau e Kwan (35)	$a = \frac{0,95.\text{sen}(2\theta)}{2\sqrt{\lambda_H}}.D$
Decanini e Fantin (36)	Uncracked panels: $\lambda_H \leq 7,85$: Uncracked panels: $\lambda_H \leq 7,85$: $a = \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H}\right)D$ $\lambda_H > 7,85$: $\lambda_H > 7,85$: $a = \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H}\right)D$
Paulay e Priestley (37)	$a = \frac{D}{4}$
Durrani e Luo (38)	$a = \gamma.\text{sen}(2\theta)D$ $\gamma = 0,32.\sqrt{\text{sen}(2\theta)}\left(\frac{H^4.E_t}{m.E_p.I_p.L}\right)^{-0,1}$ $m = 6\left(1 + \frac{6.E_v.I_v.H}{\pi.E_p.I_p.L}\right)$ E_v = elasticity modulus of the beam; I_v = second moment of area of the beam.
Chrysostomou e Asteris (6)	$a = 0,270.(\lambda_H)^{-0,4}.D$

model that employs the finite element method (FEM). The comparison between acting stresses and strength capacity of the walls allowed to make inferences with regard to the integrity of the walls in the face of possible failure modes (cracking) and evaluate the appropriateness of the practical drift limit values of the NBR 6118 [30] for conventional modeling. FEMA 306 guidelines [27] were used to calculate equivalent strut width and masonry strength parameters.

2. Evaluation of stiffness and strength capacity of masonry panels

2.1 Diagonal strut model

The most widely used model for simulating the contribution of masonry panels to the stiffness of framed structures under lateral loads is the equivalent strut model, which entails the introduction of pin-jointed diagonal struts with axial stiffness calculated from the mechanical and geometric properties of the walls and from the elements that compose frame structures (beams and columns). The key parameter for obtaining this axial stiffness is equivalent strut width, which can be obtained using the analytical equations proposed by a number of authors in the specialized literature and presented in item 2.2 and summarized in Table 1.

In a linear elastic analysis, with data for thickness and longitudinal elastic modulus of the wall, the problem consists of determining the width of the cross section bar that simulates the presence of the wall. In other words, it is necessary to find the axial stiffness of the diagonal equivalent strut, which produces effects similar to that of the real structure.

The main advantage of the equivalent diagonal strut model is its simplicity, making it an attractive alternative for structural design purposes.

2.2 Equations for calculating equivalent diagonal strut

This item presents the formulation for obtaining equivalent diagonal strut (only one single-strut element), according to the specialized literature, for panels under lateral loads.

Figure 1 illustrates the dimensions involved in the equivalent diagonal strut model for masonry-infilled frames.

Most of the formulas found in the literature employ the parameter of *relative stiffness of the frame to the infill* (λ), calculated by:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad (1)$$

where

E = modulus of elasticity of the masonry panel;

E_p = modulus of elasticity of the column;

I_p = second moment of area of the column;

t = thickness of the infill panel;

h = height of infill panel (see Figure 1);

θ = slope of the infill diagonal to the horizontal (see Figure 1).

As a matter of nomenclature, it is useful to express the product of relative stiffness (λ) and height between beam axes (H) as:

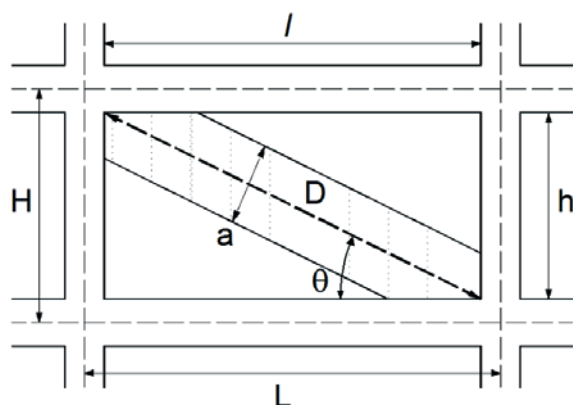
$$\lambda_H = \lambda \times H \quad (2)$$

Table 1 presents equations for the case of walls without openings. These equations are discussed in Asteris *et al.* [5].

There are usually considerable differences observed between the values obtained through the equations in Table 1. The equation proposed by Mainstone [32] is the most well-known and is included in normative guidelines of FEMA 306 [27], FEMA 274 [28], FEMA 356 [29] and in Al-Chaar [33]. However, this equation, when compared to the others, supplies the lowest values for equivalent diagonal strut width, as emphasized in Asteris *et al.* [5] and Chrysostomou and Asteris [6].

For the case of walls with openings, there are two analytical equations for the purposes of a global analysis. Al-Chaar [33] proposes a reduction factor for the width obtained by Mainstone's equation

Figure 1 - Single Diagonal-Strut Model for masonry-infilled frames



a = equivalent strut width

t = thickness of the infill panel

D = equivalent strut length

h = height of the infill panel

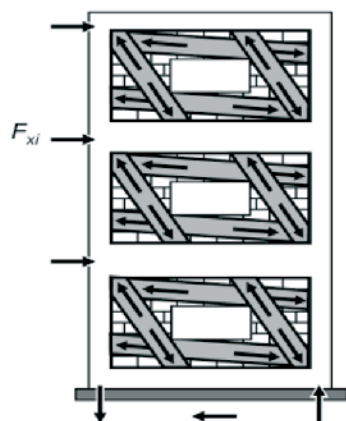
l = height of the infill panel

θ = angle whose tangent is the infill height-to-length aspect ratio

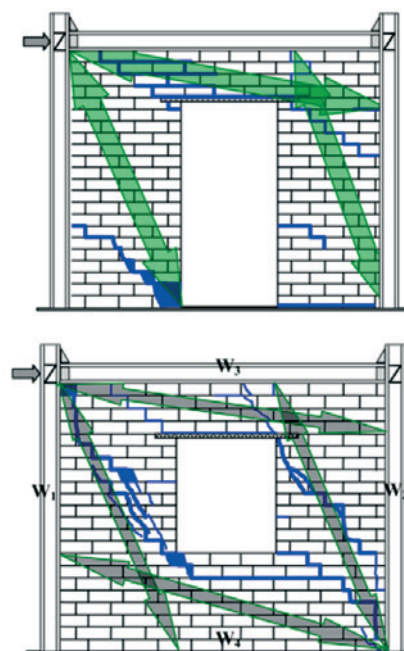
H = distance between centerlines of beams

L = distance between centerlines of columns

Figure 2 – Diagonal-Strut Models for masonry-infilled frames with openings



FEMA 356 (29)



Tasnimi e Mohebkhah (25)

[32], as a function of the relation between the opening area and the area of the wall without openings, regardless of the position of the opening in the masonry panel:

$$R = 0,6 \cdot \left(\frac{A_{op}}{A_{infill}} \right)^2 - 1,6 \cdot \left(\frac{A_{op}}{A_{infill}} \right) + 1 \quad (3)$$

where

R is the width reduction factor;

A_{op} is the area of opening;

A_{infill} is the area of infill panel (without opening).

Mondal and Jain [13] proposed a simple equation to obtain a similar reduction factor, but applicable only to central openings:

$$R = 1 - 2,6 \cdot \left(\frac{A_{op}}{A_{infill}} \right) \quad (4)$$

However, as underlined in Asteris [14], the position of the openings exerts a good deal of influence on the lateral stiffness of the panel-frame structure, underlining the need for calibration in models that employ plane or tridimensional finite elements.

Another model that can be used is the equivalent diagonal model defining compression struts to account for existent openings, as suggested in FEMA 356 [29] and Tasnimi and Mohebkhah [25] and illustrated in Figure 2. In this case, the equivalent widths of diagonal struts can be evaluated from the dimensions of the portions of the wall that are separated by the openings. However, to obtain equivalent diagonal strut width with greater precision, the ideal evaluation would employ the FEM.

2.3 Equations for evaluation of the strength capacity of infill panels (stresses)

This item presents equations for calculating the strength capacity of infill walls (stresses), which were used in the analyses via FEM in item 4. Strength capacity was extracted from FEMA 306 guidelines [27].

2.3.1 Shear Strength of the infill – f_v

According to Equation 8-4 of FEMA 306 [27], lateral load on the wall that produces sliding-shear failure (F_{Rv}) can be evaluated by:

$$F_{Rv} = f_v \cdot l \cdot t = (\tau_0 + \mu \cdot \sigma) \cdot l \cdot t \quad (5)$$

where

l and t are respectively the length and the thickness of the infill panel;
 f_v is the shear strength (average) of the infill panel, which follows the Coulomb criterion:

$$f_v = \tau_0 + \mu \cdot \sigma \quad (6)$$

being

τ_0 = cohesive capacity of the mortar beds;

μ = coefficient of sliding friction along the bed joint;

σ = vertical compressive stress in the wall.

The vertical stress σ results from the self-weight of the panel and the compression vertical component imposed on the wall by the panel-frame interaction (distortion cause by the lateral loads).

The axial compressive force in diagonal strut is obtained by:

$$D_{Rv} = \frac{F_{Rv}}{\cos \theta} \quad (7)$$

The vertical component of the resultant diagonal compression is obtained by:

$$D_{Rv} \cdot \sin \theta = \frac{F_{Rv} \cdot \sin \theta}{\cos \theta} = F_{Rv} \cdot \tan \theta$$

Thus, stress σ at the average height of the wall can be calculated by:

$$\sigma = \frac{F_{Rv} \cdot \tan \theta}{l \cdot t} + 0,5 \cdot \frac{W_{alv}}{l \cdot t}$$

where W_{alv} is the self-weight of the panel.

Knowing that $f_v = \frac{F_{Rv}}{l \cdot t}$, compression vertical stress σ can be rewritten as:

$$\sigma = f_v \cdot \tan \theta + 0,5 \cdot \sigma_g \quad (8)$$

being σ_g the compression vertical stress due to the self-weight of the panel.

From Equations 8 and 6:

$$f_v = \tau_0 + \mu \cdot (f_v \cdot \tan \theta + 0,5 \cdot \sigma_g)$$

Isolating f_v , leads to the equation of masonry shear strength:

$$f_v = \frac{\tau_0 + 0,5 \cdot \sigma_g \cdot \mu}{1 - \mu \cdot \tan \theta} \quad (9)$$

In the absence of experimental results, cohesion can be obtained by:

$$\tau_0 = \frac{f_{c,0}}{20} \quad (10)$$

where $f_{c,0}$ is the strength of masonry in the horizontal direction, which, according to FEMA 306 [27], can be considered 50% of the stacked prism strength (f_p).

Thus, cohesion can be obtained simply by:

$$\tau_0 = \frac{f_p}{40} \quad (11)$$

2.3.2 Diagonal Tension Strength of the infill – $f_{t,\theta}$

FEMA 306 [27] recognizes, in item 8.3.1, that masonry tensile strength depends on the angle of tensile principal stresses in relation to the bed joints. In the absence of experimental results, masonry tensile strength can be obtained according to Equation 8-12 of FEMA 306 [27]:

$$f_{t,0} = \frac{f_{c,0}}{20} \quad (12)$$

Thus, diagonal tension strength can be obtained simply by:

$$f_{t,\theta} = \frac{f_p}{40} \quad (13)$$

2.3.3 Diagonal Compression Strength of the infill – $f_{c,\theta}$

Based on Equation 8-10 of FEMA 306 [27], diagonal compression strength assumed for the panel is:

$$f_{c,\theta} = f_{c,0} \quad (14)$$

Thus:

$$f_{c,\theta} = \frac{f_p}{2} \quad (15)$$

2.4 Equations for evaluating the strength capacity of infill panels (diagonal forces)

This item presents equations for calculating axial force strengths associated to the three failure modes, for analyses with the equivalent diagonal strut model (DSM). These equations were used in the simulations in item 4.1 and are in accordance with FEMA 306 [27].

2.4.1 Shear strength of the infill – D_{Rv}

The axial force strength in the equivalent diagonal strut associated to sliding-shear failure is the same as that presented in Equation 7:

$$D_{Rv} = \frac{F_{Rv}}{\cos \theta}$$

where F_{Rv} is the lateral load on the wall that produces sliding-shear failure, which can be obtained with the formulation presented in Equations 5 to 11.

2.4.2 Diagonal tension strength of the infill – D_{Rt}

According to Equation 8-11 of FEMA 306 [27], lateral loads on the wall that produce diagonal tensile failure (F_{Rt}) can be evaluated by:

$$F_{Rt} = \frac{2\sqrt{2} \cdot f_{t,\theta} \cdot l \cdot t}{\frac{l}{h} + \frac{h}{l}} \quad (16)$$

where

$f_{t,\theta}$ is the diagonal tension strength of the panel, calculated according to item 2.3.2.

l , h and t are geometric parameters of the wall, as shown in Figure 1. Thus, the axial force strength in the equivalent diagonal strut associated to diagonal tensile failure of the wall is obtained by:

$$D_{Rt} = \frac{F_{Rt}}{\cos \theta} \quad (17)$$

2.4.3 Diagonal compression strength of the infill – $f_{c,\theta}$

According to Equation 8-10 of FEMA 306 [27], lateral loads on the wall that produce diagonal compression failure (F_{Rc}) can be evaluated by:

$$F_{Rc} = a \cdot t \cdot f_{c,\theta} \cdot \cos \theta \quad (18)$$

where

a is equivalent strut width;

t is wall thickness;

$f_{c,\theta}$ is diagonal compression strength.

FEMA 306 [27] considers that diagonal compression strength is equal to strength of masonry in the horizontal. Thus, axial force strength in the equivalent diagonal strut associated to diagonal compression failure is obtained by:

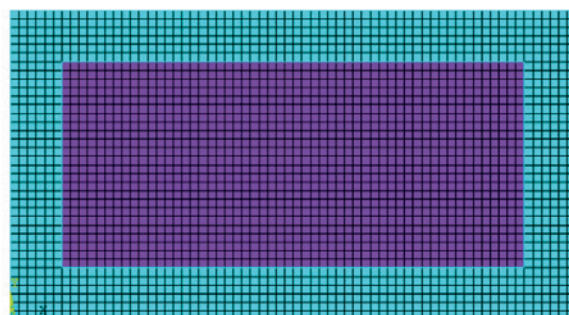
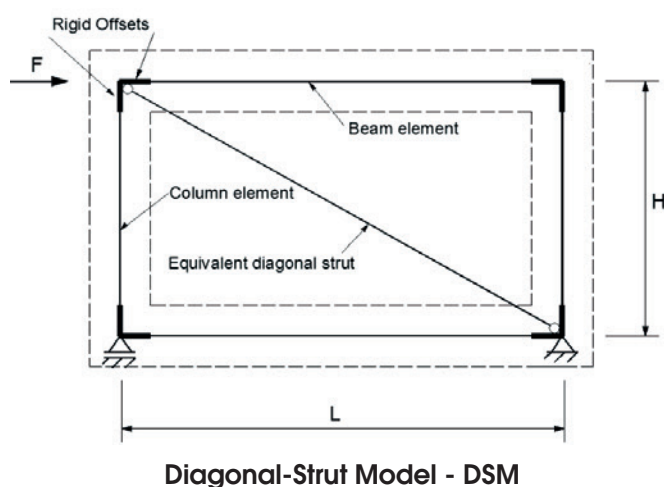
$$D_{Rc} = \frac{F_{Rc}}{\cos \theta} \quad (19)$$

3. Methodology and modeling

Numerical simulations were performed in this study to analyze single-story one-bay infilled frames. Each reinforced concrete frame was composed of two columns and two beams.

In order to include the masonry panels as resistant elements, diagonal strut (DSM) models using plane stress state finite elements (see Figure 3) were employed. For the diagonal strut structural

Figure 3 – Models used for modelling of the frame and infill-panel elements



analysis, a software program for solving plane frames was utilized. The equivalent strut width was calculated according to Mainstone's equation [32] (see Table 1). To account for beam-column nodes dimensions, rigid-end-offsets in beams and pillars were defined according to NBR 6118.

Analysis of infilled frames via FEM was performed using the ANSYS program. The element PLANE182 was used for modeling both the concrete structure and the infilled frame. This finite element possesses four nodes, each with two degrees of freedom: translation in nodal X and Y directions (the XY plane, in this case, being the plane of the infilled frame). In terms of discretization, 10cm x 10cm finite elements were defined and, as needed, 5cm x 5cm elements.

The elements CONTAT171/TARGE169 were used to account for the possibility of contact, separation and sliding between concrete frame structures and infill walls, in the surface-to-surface contact simulation. Normal contact stiffness factor (FKN) values were found for each model, not only in regard to numeric convergence but also to the stabilization of values for contact pressure and penetration among surfaces. In all the models, the maximum penetration between concrete frame structures and masonry was lower than 0.1mm. Friction between the concrete structure and the wall was considered using the

Coulomb model, limiting the maximum contact friction to $\alpha \cdot f_v$. A value of $\alpha = 1.5$ was adopted to convert average (conventional) shear stress on the wall to shear stress in the finite element.

Initially, lateral loads were applied to produce interstory drifts equal to H/850 in the models with no walls. These forces were reapplied in the models with walls to analyze stresses in the masonry panels, in order to verify their stress level when two consecutive stories are subjected to the drift limit recommended by NBR 6118 [30].

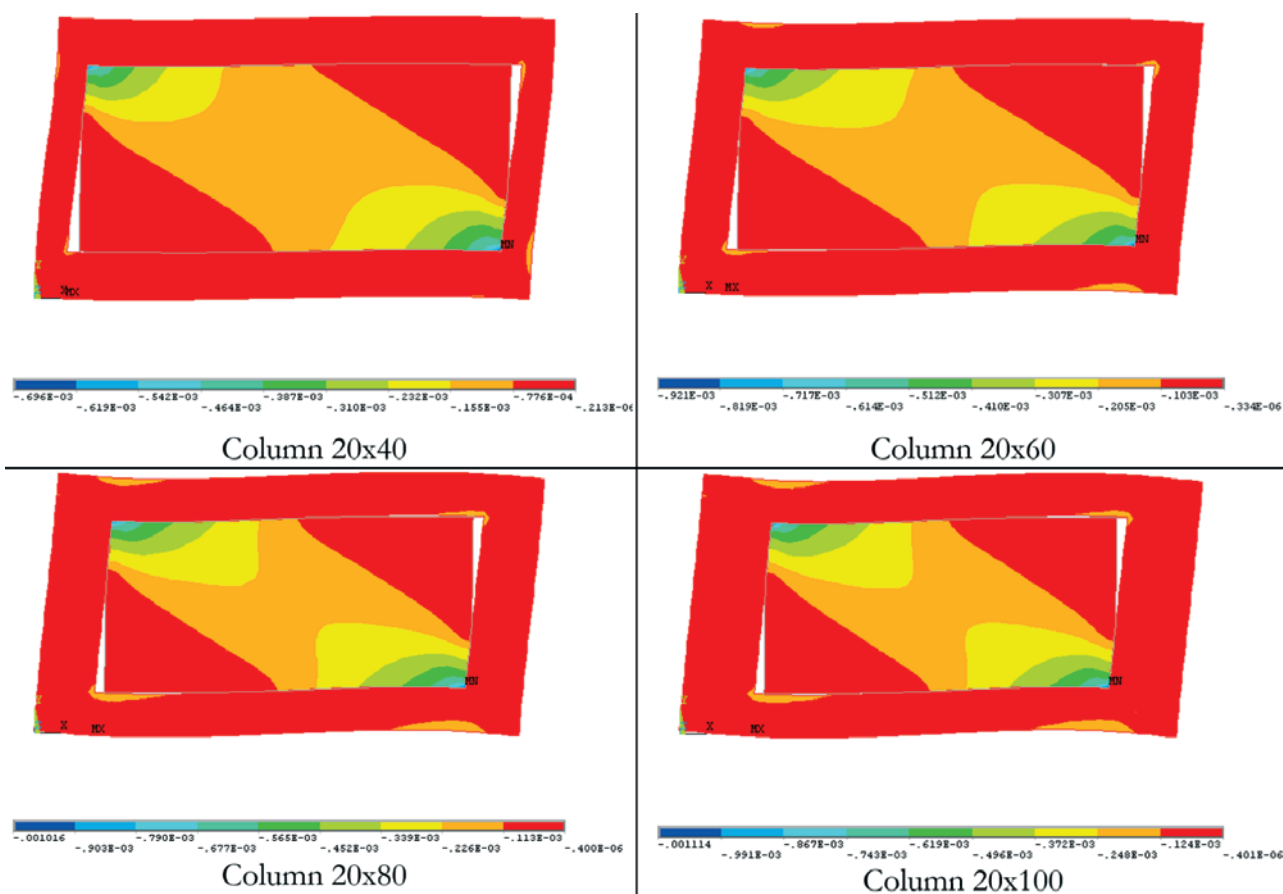
In all the analyses, the materials were considered isotropic and of an elastic-linear behavior. A material linear analysis was employed because of the stress level applied to infilled frames (corresponding to service conditions of the structure). The materials were considered isotropic because of simulations carried out by Doudoumis [12], which showed the insignificant effects of the orthotropy of the wall on the behavior of the infilled frames with L/H > 1.5.

4. Numeric simulations

4.1 Example 1: Infilled frames without openings

In this example, four masonry-infilled frames were analyzed. The

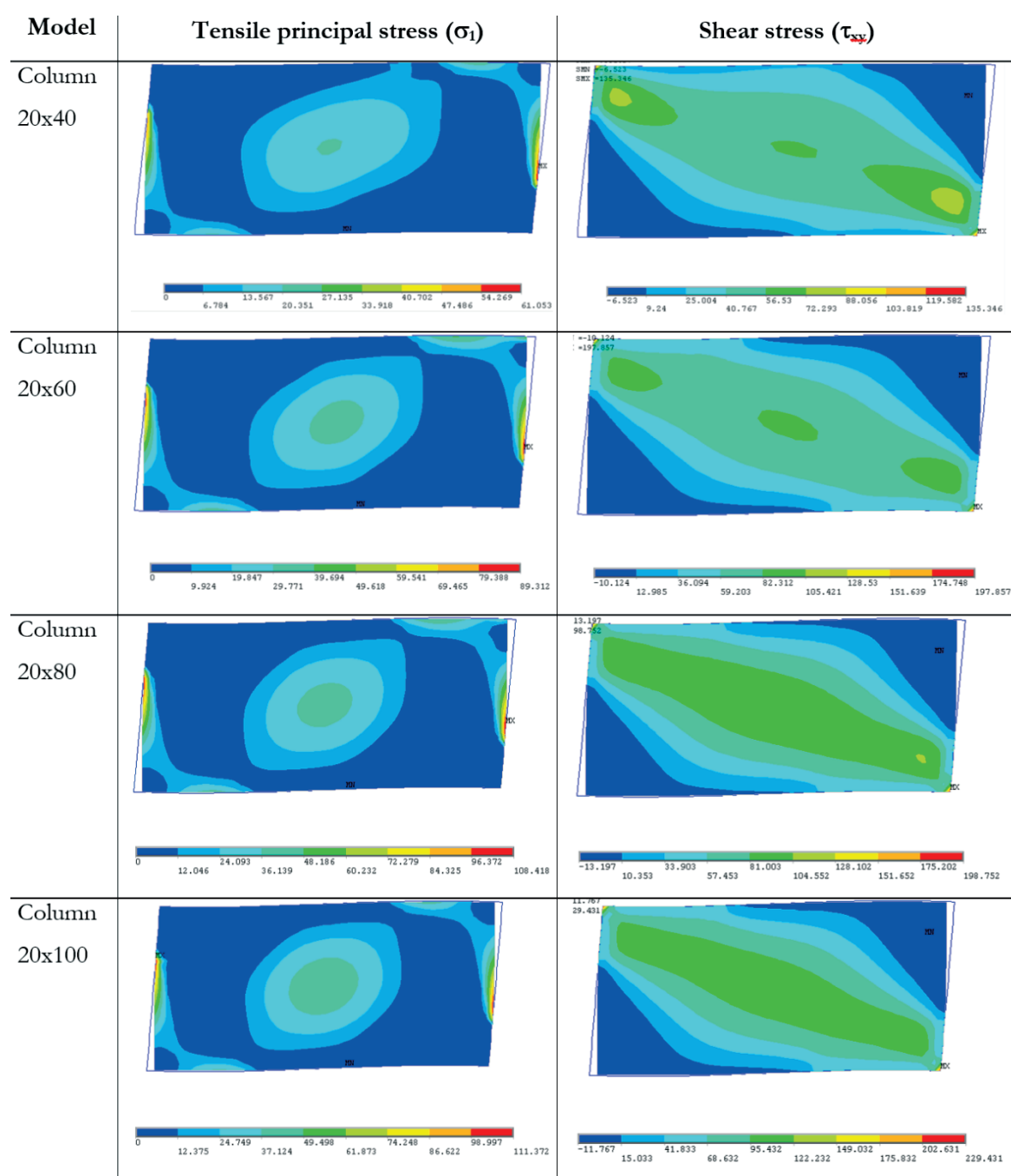
Figure 4 - Compressive principal elastic strains- FEM Models



theoretical span of the beams (L) was set at 6.0m and the distance between the beam axes (H) was set at 3.0m. The columns presented rectangular cross sections with the following dimensions (cm): 20x40, 20x60, 20x80 and 20x100. The rectangular cross section of the beams was set at 20x60. A 28.000 MPa longitudinal elastic

modulus was assumed for the concrete structure, corresponding to a concrete with compressive strength of C25. The infill walls were 20cm in thickness and a value of 1.50 MPa was assumed for stacked prism strength (f_p). The longitudinal elastic modulus of the wall (E) was obtained from the NBR 15812 equation [39] ($E=600$).

Figure 5 – Acting stresses related to diagonal tension and shear in infill walls – FEM models (values in kN/m²)



f_p). A value of $\mu = 0.7$ was considered for the coefficient of friction between the concrete structure and the infill frame.

Results and conclusions of the simulations

Figure 4 presents diagrams of the compressive principal elastic strains for the four infilled frames and shows the deformed shapes of the frames. It is possible to confirm the occurrence of separation between the concrete structure and the infill wall in certain places and the formation of struts in regions of contact.

Figures 5 and 6 show, respectively, the results for stresses related to diagonal tension, shear and diagonal compression. In the FEM results, σ_1 is the tensile principal stress, τ_{xy} is the shear stress at the plane of the wall and σ_3 is the compressive principal stress.

Table 2 shows a summary of the results presented in Figures 5 and 6 (FEM) and the results obtained with the diagonal strut model. It is important to note that in Table 2, the values for σ_3 were extracted at a distance of 10 cm from the internal contour of the concrete frame structures, in order to prevent the extraction of values owing to the concentration of stresses. Extraction of the tensile principal stresses σ_1 and shear stresses τ_{xy} proceeded in a similar way.

The main findings for this example are:

- The greater the stiffness of the column, the greater the stress imposed in the infill walls, even when the interstory drift ratio is the same. This is an important aspect for the designer to consider, since even when complying with interstory drift limits recommended in design norms for conventional modeling, it is possible for walls fixed to framed structures with robust columns to suffer damage under elevated stresses.
- In the models with 20cmx80cm and 20cmx100cm columns, cracking would have occurred had the frame structures been subjected to the interstory drift ratio limits from NBR 6118 (1/850 rad) for conventional modeling. Greater caution is therefore recommended in employing the interstory drift limit of H/850 to columns with significantly greater stiffness than that of the beams. In this case, modeling of the walls, even in single-story one-bay infilled frames, can provide approximate information as to their stress level.
- The expected failure modes occurred by diagonal tension and shearing, while diagonal compression failure did not occur. Acting axial forces for the diagonal strut model were between 31% and 40% of the compressive axial force strength (diagonal

Figure 6 – Acting stresses related to diagonal compression in infill walls – FEM models (values in kN/m²)

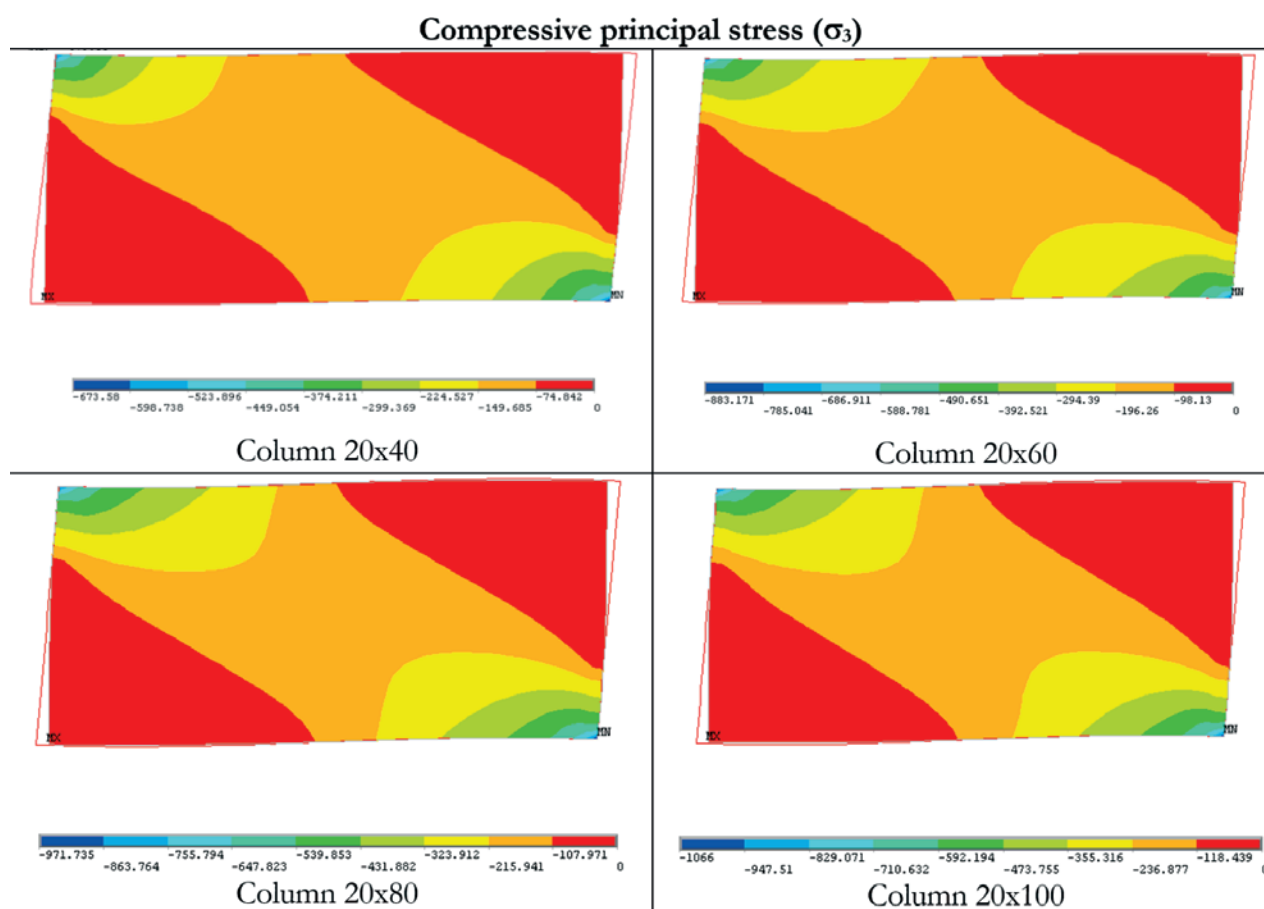


Table 2 – Summary of the results of the Example 1 – Maximum Internal Forces (Stresses) vs. Strength (Forces in kN and stresses in kN/m²)

Model		Diagonal tension	Shear	Diagonal compression	Probable type of failure
Column 20x40	DSM	$D_{sd} = 34,44$ $D_{Rt} = 46,80$	$D_{sd} = 34,44$ $D_{Rv} = 83,56$	$D_{sd} = 34,44$ $D_{Rc} = 111,51$	Does not occurs
	FEM	$\sigma_1 = 21,00$ $f_{t,0} = 37,50$	$\tau_{xy} = 75,00$ $\alpha \cdot f_v = 102,86$	$\sigma_3 = 374,00$ $f_{c,0} = 750,00$	Does not occurs
Column 20x60	DSM	$D_{sd} = 44,56$ $D_{Rt} = 46,52$	$D_{sd} = 44,56$ $D_{Rv} = 82,35$	$D_{sd} = 44,56$ $D_{Rc} = 121,85$	Does not occurs
	FEM	$\sigma_1 = 32,00$ $f_{t,0} = 37,50$	$\tau_{xy} = 93,00$ $\alpha \cdot f_v = 104,52$	$\sigma_3 = 490,00$ $f_{c,0} = 750,00$	Does not occurs
Column 20x80	DSM	$D_{sd} = 49,97$ $D_{Rt} = 46,23$	$D_{sd} = 49,97$ $D_{Rv} = 81,22$	$D_{sd} = 49,97$ $D_{Rc} = 128,41$	Diagonal tension
	FEM	$\sigma_1 = 40,00$ $f_{t,0} = 37,50$	$\tau_{xy} = 128,10$ $\alpha \cdot f_v = 106,37$	$\sigma_3 = 540,00$ $f_{c,0} = 750,00$	Diagonal tension/ Shear
Column 20x100	DSM	$D_{sd} = 53,07$ $D_{Rt} = 45,90$	$D_{sd} = 53,07$ $D_{Rv} = 80,19$	$D_{sd} = 53,07$ $D_{Rc} = 132,63$	Diagonal tension
	FEM	$\sigma_1 = 44,00$ $f_{t,0} = 37,50$	$\tau_{xy} = 120,00$ $\alpha \cdot f_v = 108,44$	$\sigma_3 = 592,00$ $f_{c,0} = 750,00$	Diagonal tension/ Shear

compression). In the FEM, the maximum compressive principal stresses were between 50% and 79% of the diagonal compression strength of the infill.

Observations on determining diagonal strut width

As mentioned in item 2.2, there are usually considerable differences among the values provided by the diagonal strut width equations from Table 1. For this example, width values obtained from the different equations were calculated and summarized in Table 3. For structural design purposes, it is more important to evaluate the differences in terms of interstory drifts and internal forces (especially the latter, in order to predict the failure modes in the panels).

Table 4 shows the average compression stress in equivalent diagonals struts (obtained from the ratio between compressive axial force and diagonal strut cross section area). Table 4 also shows compressive principal stresses near the center of the wall obtained by FEM (see Figure 6), for comparison with the compression principal stresses obtained by DSM. Table 5 shows values for relative lateral deflections between beam axes for both models (DSM and FEM).

Despite the considerable differences in diagonal strut width values shown in Table 3, such differences were not found in regard to stresses, which can be noted from the results shown in Table 4. For this example, Mainstone's equation [32] gave the greatest diagonal strut compression stress values, thus proving to be the most conservative. The Liauw and Kwan equation [35] gave stress

Table 3 – Equivalent strut width - values in cm

Equation	Column 20x40	Column 20x60	Column 20x80	Column 20x100
Mainstone (32)	74,34	81,23	85,61	88,42
Hendry (34)	186,61	203,72	222,21	241,27
Liauw e Kwan (35)	133,52	154,07	169,99	182,95
Decanini e Fantin (36)	180,95	234,37	278,76	316,17
Paulay e Priestley (37)	152,32	147,73	143,18	138,65
Durrani e Luo (38)	97,55	102,67	108,93	115,34
Chrysostomou e Asteris (6)	114,70	125,33	132,08	136,42

Table 4 – Compressive average stresses (DSM) and compressive principal stresses near to the center of the infill walls (FEM) – values in kN/m²

Model	Column 20x40	Column 20x60	Column 20x80	Column 20x100
DSM: Mainstone (32)	231,63	274,28	291,85	300,09
DSM: Hendry (34)	139,54	181,23	197,68	204,23
DSM: Liauw e Kwan (35)	171,84	210,10	225,48	232,58
DSM: Decanini e Fantin (36)	142,38	167,04	174,38	176,58
DSM: Paulay e Priestley (37)	158,85	214,47	243,05	259,96
DSM: Durrani e Luo (38)	203,84	251,63	269,91	277,18
DSM: Chrysostomou e Asteris (6)	187,23	231,48	251,13	261,54
FEM: ANSYS	149,69	196,26	215,94	236,88

Table 5 – Interstorey drifts – values in mm

Model	Column 20x40	Column 20x60	Column 20x80	Column 20x100
DSM: Mainstone (32)	1,910	2,233	2,356	2,407
DSM: Hendry (34)	1,159	1,484	1,603	1,645
DSM: Liauw e Kwan (35)	1,422	1,716	1,826	1,870
DSM: Decanini e Fantin (36)	1,182	1,370	1,417	1,425
DSM: Paulay e Priestley (37)	1,316	1,752	1,966	2,088
DSM: Durrani e Luo (38)	1,684	2,051	2,181	2,225
DSM: Chrysostomou e Asteris (6)	1,548	1,888	2,031	2,101
FEM: ANSYS	1,562	1,990	2,227	2,276

results closer to those given by the FEM. In terms of interstorey drift, there were not substantial differences, and the Durrani and Luo [38] equation gave results closer to those of the FEM.

4.2 Example 2: Infilled frames with openings

For the second example, masonry-infilled frames similar to those in item 4.1 were analyzed. These frames were investigated by Silva [40], however only for models with central openings. The main objective of this example is to demonstrate the influence of the openings on the panel-frame structure.

The theoretical span of the beams (L) was set at 6.0 m and the distance between beam axes (H) was set at 2.80m. Columns and beams were 20x40 and 20x50 rectangular sections, respectively. A 25.000 MPa longitudinal elastic modulus was assumed for the concrete structure. The infill walls were 19cm in thickness and a value of 1.50 MPa was assumed for stacked prism strength (fp). The remaining masonry parameters were the same as though presented in the example in item 4.1.

Figure 7a) illustrates the geometry of model L1 (wall without openings). The remaining models - L1J1C, L1J2C and L1J3C – pres-

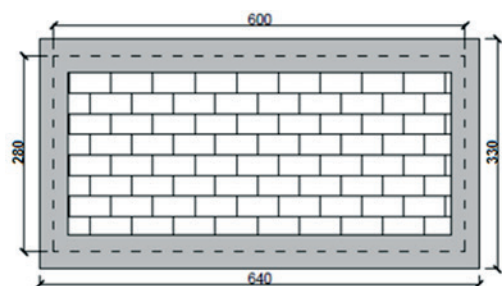
ent the same dimensions as model L1, however with openings as shown in Figure 7b.

Table 6 shows the values for relative lateral deflections between beam axes. Although it is expected that lateral deflections increase with an increasing area of opening in the wall, quantifying the effects of the openings on the lateral stiffness of the structure can be important in analyses of excessive vibrations of structures using DSM. In this case, calibrations of diagonal strut axial stiffness can be carried out in regard to interstorey drift given in FEM analyses, since the equations shown in Table 1 apply only to walls without openings. Examples of this type of calibration are presented in Silva *et al.* [41].

Figure 8 shows diagrams for compressive principal elastic strains and the deformed shapes of the frames. Figures 9 to 11 demonstrate, respectively, the results for stresses related to diagonal tension, shear and diagonal compression.

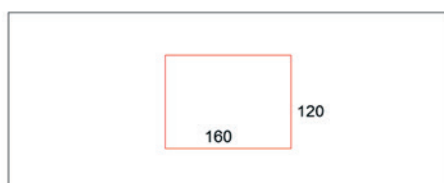
Table 7 shows a summary of results presented in Figures 9 to 11. As in item 4.1, the values in Table 7 were obtained from a distance of 10 cm from the internal contour of the concrete frame structures, in order to prevent extracting values resultant from the concentration of stresses.

Figure 7 – Models analyzed in Example 2 (units of measurement in cm)

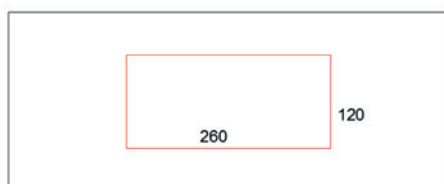


A Model L1 (without openings)

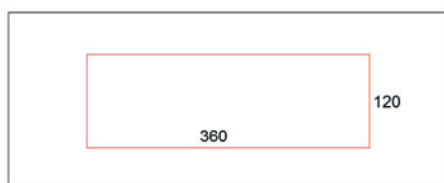
L1J1C



L1J2C



L1J3C



B Models L1 with openings

The results in Figures 9 to 11 and Table 7 suggest that the presence of openings, in addition to forming two main diagonal struts, leads to a reduction of values for compressive principal stresses when compared to models without openings (L1). In contrast, the introduction of openings led to a notable increase in tensile principal stresses and shear stresses, when compared to model L1. Therefore, shear failure and diagonal tensile failure can be expected in walls with openings, in the case of the interstorey drift limit presented in NBR 6118 (1/850 rad).

5. Conclusions and final considerations

The main aim of this study was to demonstrate how to verify the service limit state associated to excessive lateral deflections when infill panels are included in the structural model, in order to evaluate possible states of cracking in seals.

Even if the main structure is designed without considering the contribution of masonry as resistant elements, it may be important to utilize modeling that includes infill walls when verifying the service limit states. This modeling has the advantage of allowing for an identification of building panels that may potentially present problems as a result of the masonry-structure interaction.

In conventional modeling (structural model without walls), this verification is carried out in a more practical manner, controlling for lateral deflections of the structure, which should not exceed the drift limits recommended by codes (NBR 6118 and NBR 15575).

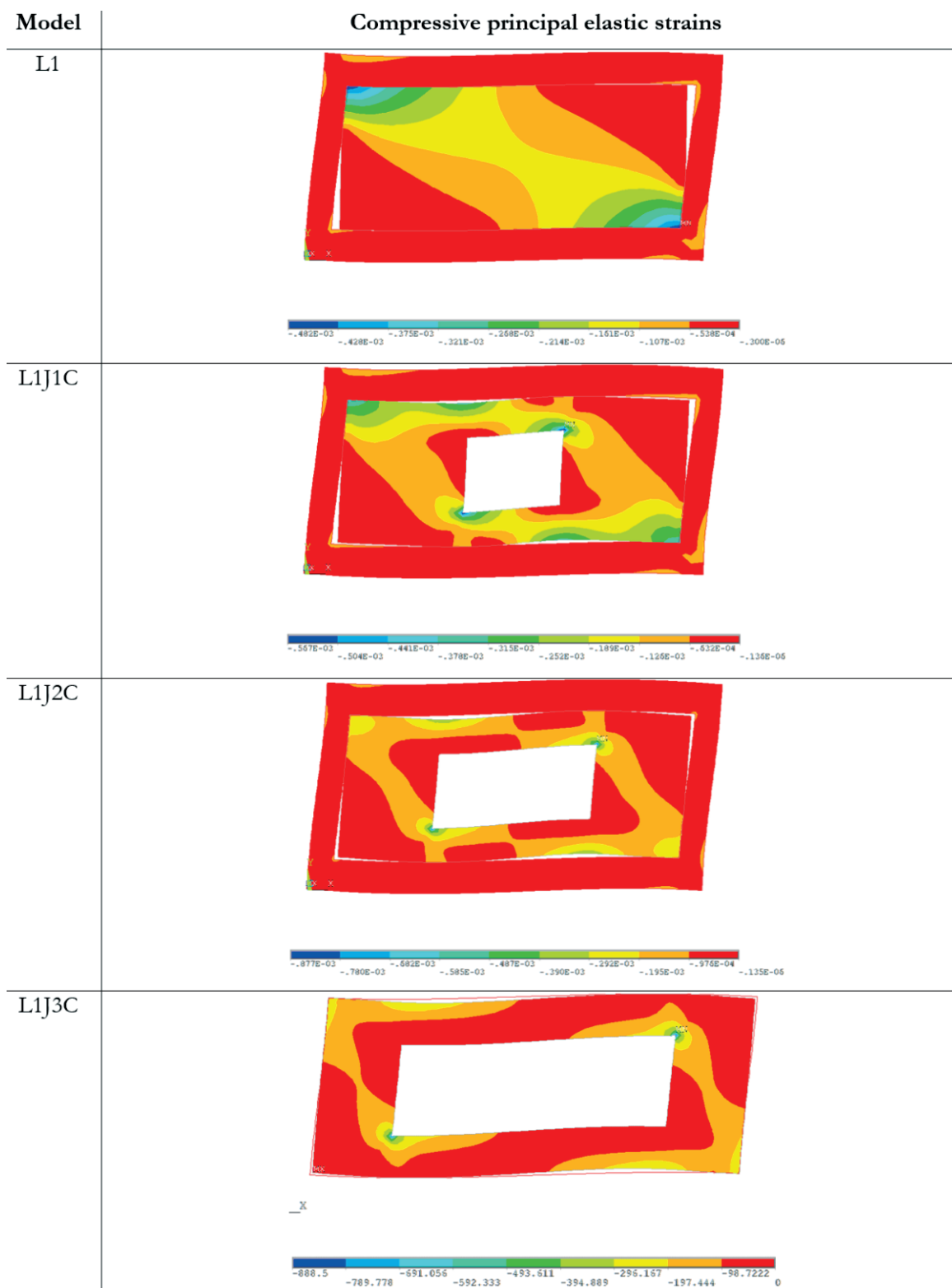
Infill walls can be included in the structural model by using equivalent diagonal struts or by using plane or tridimensional finite elements (FEM). In both cases, in order to verify excessive vibrations of excessive lateral deflections, it is necessary to know a number of geometric and mechanical parameters of the infill walls, including: thickness (t); height (h); length (l); position and dimensions of openings (when present); longitudinal elastic modulus (E); shear strength (D_{Rv} ou f_v); diagonal tension strength (D_{Rt} ou $f_{t\theta}$) and diagonal compression strength (D_{Rc} ou $f_{c\theta}$). In this type of modeling, greater attention should be given to the comparison between acting internal forces (or stresses) and strength capacity (axial forces or stresses), in regard to the three possible failure modes (diagonal tension, shear and diagonal compression).

Clearly, conventional modeling is advantageous due to its simplicity and because it does not require the knowledge of geometric and mechanical parameters of the masonry. However, as the results from Example 1 of this study indicate, it is possible that walls fixed to frames with pillars presenting great stiffness are

Table 6 – Influence of the area of opening on lateral stiffness of the models

Model	Area of opening (m ²)	Area of opening/ Area of infill	Interstorey drift (mm)
L1	0	0	1,377
L1J1C	1,92	0,149	1,691
L1J2C	3,12	0,242	1,993
L1J3C	4,32	0,335	2,360
L1 without wall	12,88	1	3,294

Figure 8 – Deformed shape and compressive principal strains – FEM models



**Figure 9 – Acting stresses related to diagonal tension in infill walls – FEM models
(values in kN/m²)**

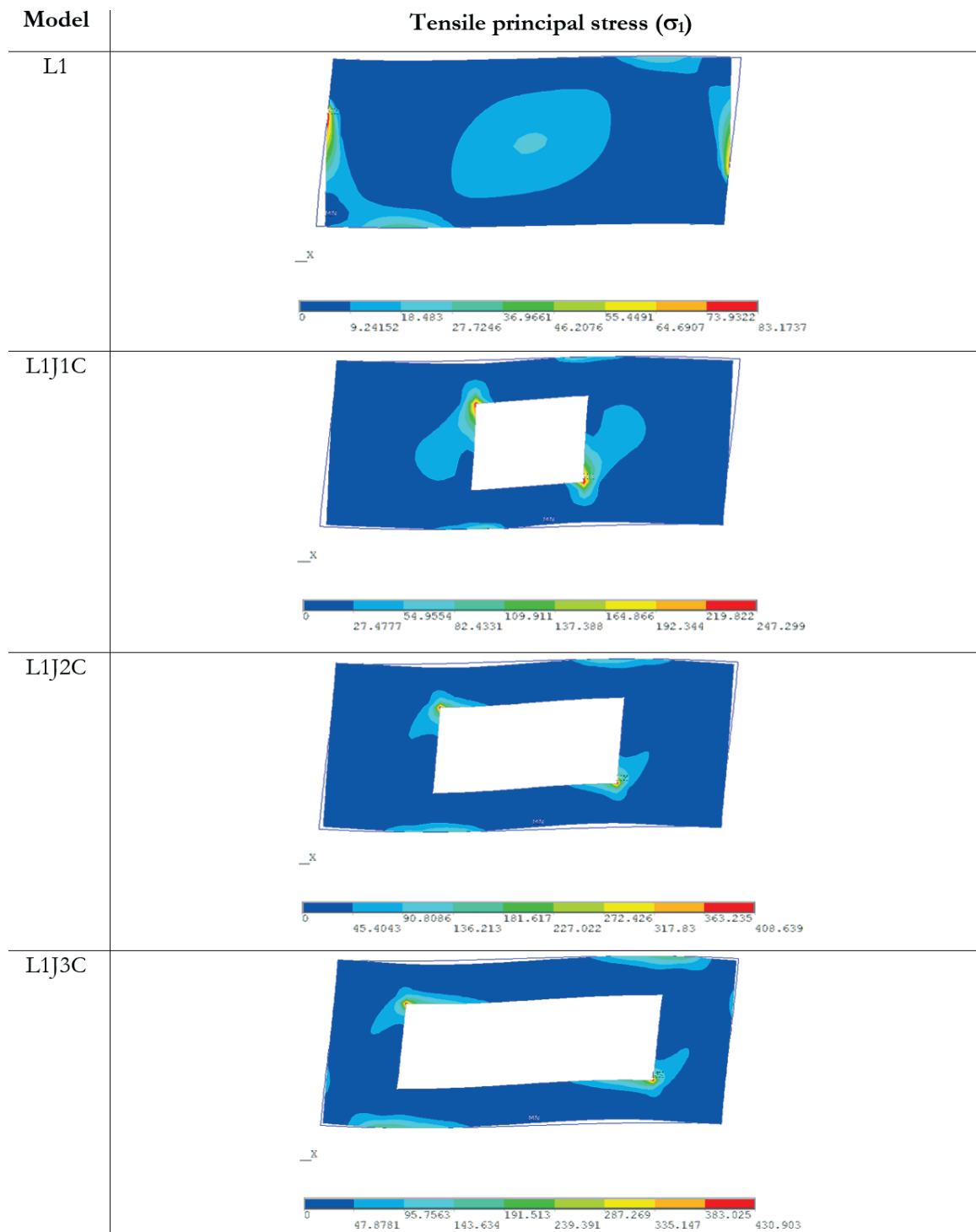


Figure 10 – Acting stresses related to shear in infill walls – FEM models
(values in kN/m²)

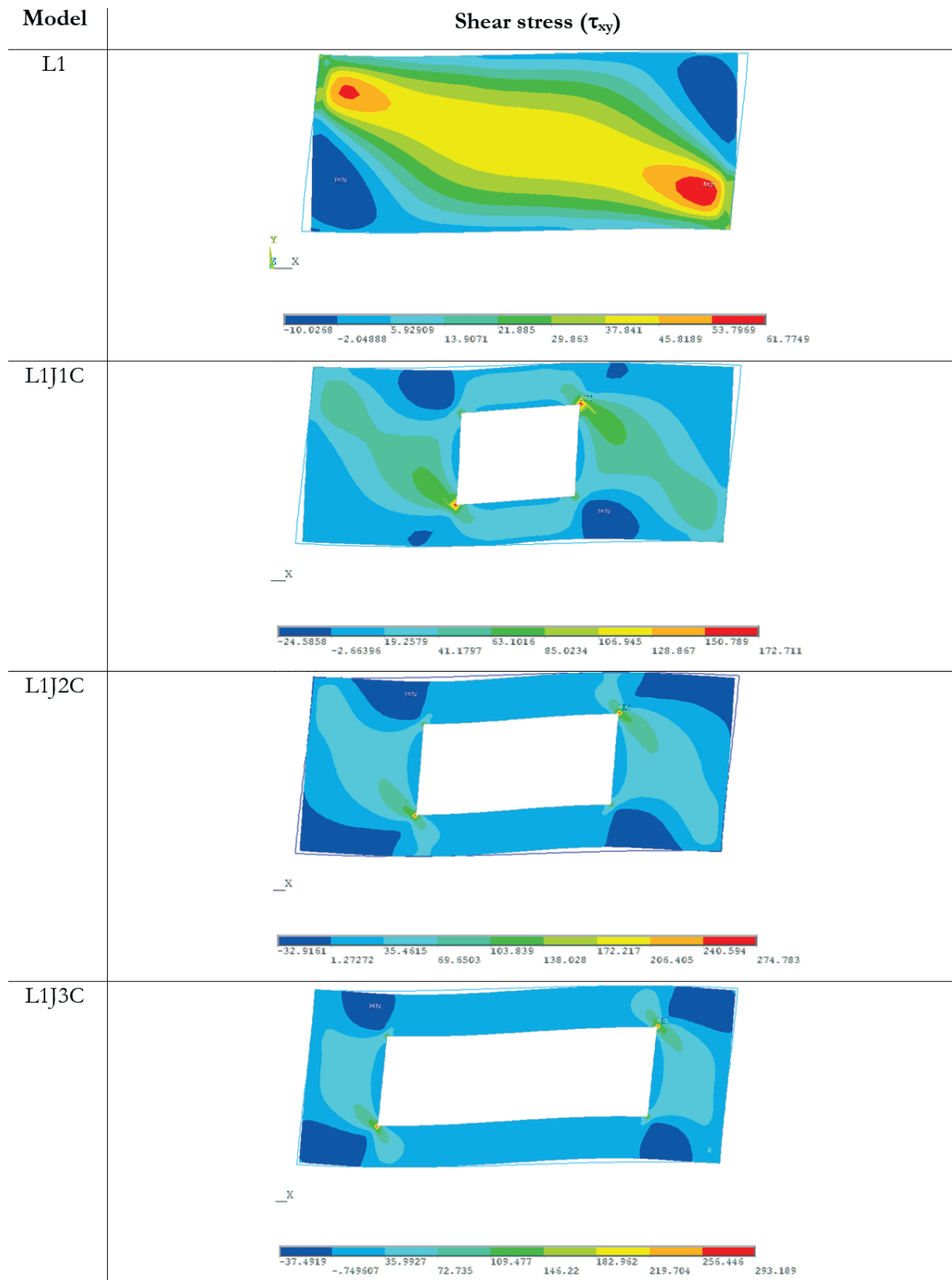


Figure 11 – Acting stresses related to diagonal compression in infill walls – FEM models (values in kN/m²)

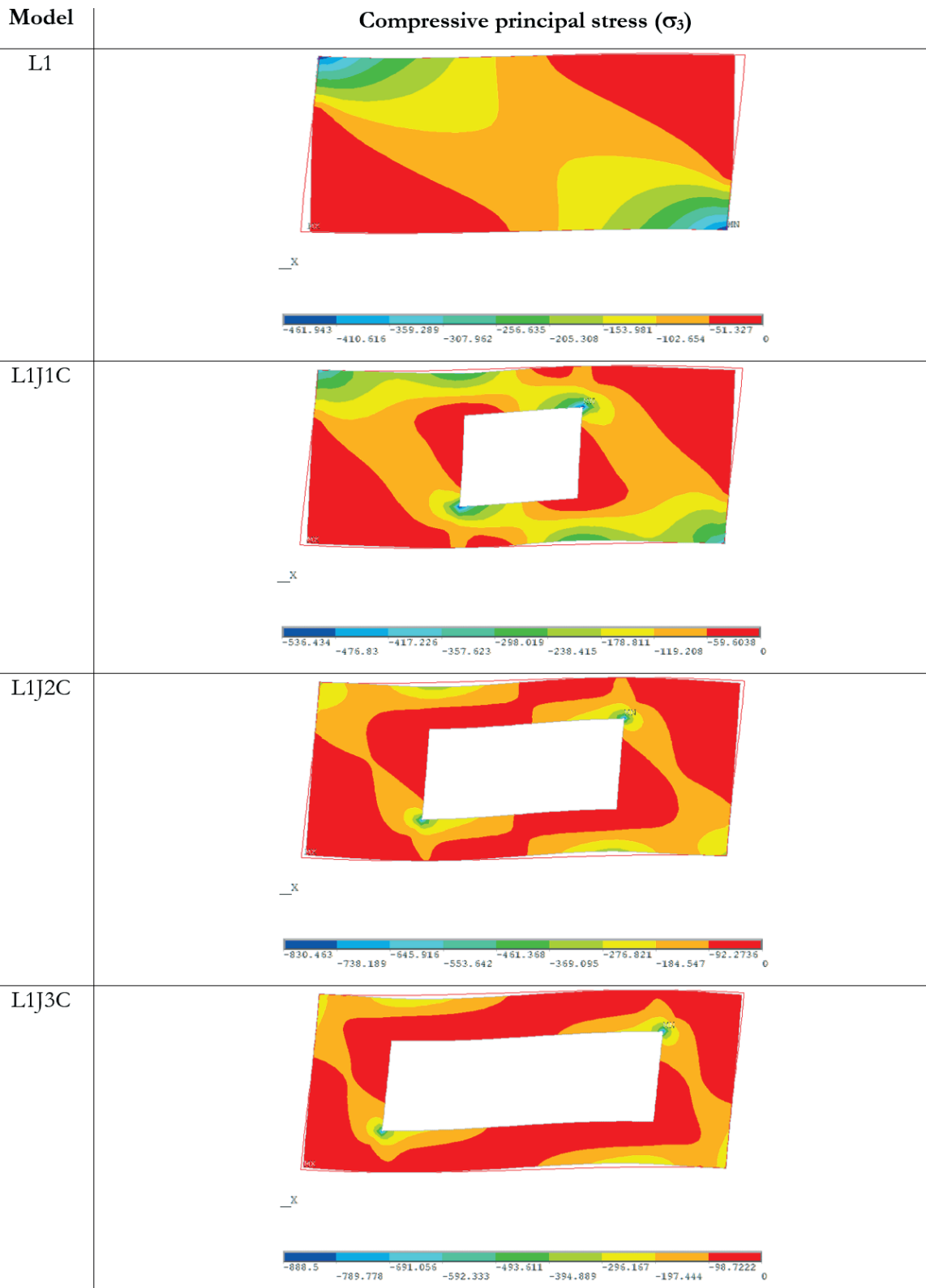


Table 7 – Summary of the results of the Example 2 – Maximum Acting Stresses vs. Strength (kN/m²)

Model	Maximum acting stresses			Strength capacity			Probable type of failure
	σ_1	τ_{xy}	σ_3	$f_{t,0}$	σ_{tV}	$f_{c,0}$	
L1	18,48	61,77	359,29	37,50	103,00	750,00	Does not occurs
L1J1C	82,43	63,10	298,02	37,50	103,00	750,00	Diagonal tension
L1J2C	90,81	103,84	184,55	37,50	103,00	750,00	Diagonal tension/Shear
L1J3C	95,76	109,48	197,44	37,50	103,00	750,00	Diagonal tension/Shear

submitted to high stresses, even when satisfies the interstory drift limits from NBR 6118 in conventional modeling. To minimize uncertainties, it may be useful to carry out a complementary verification of the service limit state with modeling that includes the infill walls. The analysis of single-story one-bay infilled frames that simulates consecutive stories, following the method presented in Example 2, may provide important information related to the level of stresses in the walls. In the case of walls with openings, this analysis can be performed using the finite elements method, following Example 2 and the work of Silva [40].

6. Acknowledgements

The authors thank CNPq for research funding (Edital Universal).

7. References

- [1] ALVARENGA, R.C. Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado. 331p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- [2] SANTOS, E.M. Influência da alvenaria no structural behavior de edifícios altos de concreto armado. 132p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.
- [3] TANAKA, E.S. Influência da alvenaria dotada de aberturas na stiffness global de um edifício. 90p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.
- [4] MADIA, F.C. Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria. 142p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.
- [5] ASTERIS, P.G.; ANTONIOU, S.T.; SOPHIANOPOULOS, D.S.; CHRYSOSTOMOU, C.Z. Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art. *Journal of the Structural Engineering*, v.137, n.12, p.1508-1517, 2011.
- [6] CHRYSOSTOMOU, C.Z.; ASTERIS, P.G. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. *Engineering Structures*, v.41, Aug, p.385-402, 2012.
- [7] EL-DAKHAKHNI, W.W.; ELGAALY, M.; HAMID, A.A. Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.129, n.2, p.177-185, 2003.
- [8] AMATO, G.; FOSSETTI, M.; CAVALERI, L.; PAPIA, M. An Updated Model of Equivalent Diagonal Strut for Infill Panels, Proc. Final Conference of Progetto ReLuis-DPC, Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, Naples, 1-3 April 2009, pp. 119-128.
- [9] DOUDOMIS, I.N. Improving Lateral Stiffness Estimation in the Diagonal Strut Model of Infilled Frames. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008, Beijing.
- [10] CRISAFULLI, F.J.; CARR, A.J. Proposed Macro-Model for the Analysis of Infilled Frame Structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, v.40, n.2, p.69-77, 2007.
- [11] UVA, G.; RAFFAELE, D.; PORCO, F.; FIORE, A. On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings. *Engineering Structures*, v.42, p.83-94, 2012.
- [12] DOUDOMIS, I.N. Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frame under monotonic loading. *Engineering Structures*, v.29, p.1004-1024, 2007.
- [13] MONDAL, G.; JAIN, S.K. Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening. *Earthquake Spectra*, v.24, n.3, p.701-723, 2008.
- [14] ASTERIS, P.G. Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.129, n.8, p.1071-1079, 2003.
- [15] GOSH, A.K.; ADSM, A.M. Finite Element Analysis of Infilled Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.128, n.7, p.881-889, 2002.
- [16] MOHYEDDIN, A.; GOLDSWORTHY, H.M.; GAD, E.F. FE modelling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading. *Engineering Structures*, v.51, p.73-87, 2013.
- [17] STAVRIDIS, A.; SHING, P.B. Finite-Element Modeling of Nonlinear Behavior of Masonry-Infilled RC Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.136, n.3, p.285-296, 2010.
- [18] BALOEVIC, G.; RADNIC, J.; HARAPIN, A. Numerical dynamic tests of masonry-infilled RC frames. *Engineering Structures*, v.50, p.43-55, 2013.
- [19] KOUTROMANOS, I.; STAVRIDIS, A.; SHING, P.B.; WILLAM, K. Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. *Computers and Structures*, v.89, p.1026-1037, 2011.
- [20] MEHRABI, A.B.; SHING, P.B.; SCHULLER, M.P.; NOLAND, J.L. Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.122, n.3, p.228-237, 1996.
- [21] DURRANI, A.J.; HAIDER, S. Seismic Response of R/C

- Frames with Unreinforced Masonry Infills. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, 1996, Acapulco.
- [22] FLANAGAN, R.D.; BENETT, R.M. In-Plane Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames. *Journal of Structural Engineering*, v.125, n.6, p.590-599, 1999.
- [23] AL-CHAAR, G.; ISSA, M.; SWEENEY, S. Behavior of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced Concrete Frames. *Journal of Structural Engineering*, v.128, n.8, p.1055-1063, 2002.
- [24] ASTERIS, P.G.; KAKALETSI, D.J.; CHRYSOSTOMOU, C.Z.; SMYROU, E.E. Failure Modes of In-filled Frames. *Electronic Journal of Structural Engineering*, v.11, n.1, p.11-20, 2011.
- [25] TASNIMI, A.A.; MOHEBKHAH, A. Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. *Engineering Structures*, v.33, p.968-980, 2011.
- [26] LIU, H.; MANESH, P. Concrete masonry infilled steel frames subjected to combined in-plane lateral and axial loading – An experimental study. *Engineering Structures*, v.52, p.331-339, 2013.
- [27] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 306: Evaluation of earthquake damage concrete and masonry wall buildings, Basic Procedures Manual, Washington, DC, 1998.
- [28] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 274: NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, BSSC Seismic Rehabilitation Project, Washington, DC, 1997.
- [29] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 356: Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings, Chapter 7: Masonry, Washington, DC, 2000.
- [30] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.
- [31] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-2: Edificações habitacionais - Desempenho – Parte 2: Sistemas Estruturais. Rio de Janeiro, 2013.
- [32] MAINSTONE, R.J. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames. Building Research Station, Garston, UK, 1974.
- [33] AL-CHAAR, G. Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures, ERDC/CERL TR-02-1, US Army Corps of Engineers, Construction Engineering Research Laboratory, 2002.
- [34] HENDRY, A. *Structural Brickwork*. MacMillan, London, 1981.
- [35] LIAUW, T.C.; KWAN, K.H. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. *Computers and Structures*, v.18, n.3, p.551-560, 1984.
- [36] DECANINI, L.D.; FANTIN, G.E. Modelos simplificados de la mampostería incluída en porticos. Características de stiffnessy resistencia lateral en estado limite. *Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, v.2, Buenos Aires, Argentina, p.817-836, 1987.
- [37] PAULAY, T.; PRIESTLEY, M.J.N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley, New York, 744, 1992.
- [38] DURRANI, A.J.; LUO, Y.H. Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills, National Center for Engineering Earthquake, Buffalo, N.Y., 1994.
- [39] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15812-1: Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos. Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.
- [40] SILVA, L. R. Modelingde pórticos de concreto armado preenchidos com a consideração de aberturas nos painéis de alvenaria. 139p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.
- [41] SILVA, L.R.; ALVA, G.M.S.; KAMINSKI JUNIOR, J.. Avaliação e aprimoramento do modelo de diagonal equivalent strutna structural analysis de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria. In: 55º Congresso Brasileiro do Concreto, Gramado, 2013, Anais... IBRACON, 2013.

Serviceability limit state related to excessive lateral deformations to account for infill walls in the structural model

Estado limite de serviço de deformações horizontais excessivas com a consideração das alvenarias de preenchimento no modelo estrutural



G. M. S. ALVA^a
alva_gerson@yahoo.com.br

J. KAMINSKI JR^a
jkj@ufsm.br

G. MOHAMAD^a
gihad.civil@gmail.com

L. R. SILVA^b
liriane.reis@gmail.com

Abstract

Brazilian Codes NBR 6118 and NBR 15575 provide practical values for interstory drift limits applied to conventional modeling in order to prevent negative effects in masonry infill walls caused by excessive lateral deformability, however these codes do not account for infill walls in the structural model. The inclusion of infill walls in the proposed model allows for a quantitative evaluation of structural stresses in these walls and an assessment of cracking in these elements (sliding shear diagonal tension and diagonal compression cracking).

This paper presents the results of simulations of single-story one-bay infilled R/C frames. The main objective is to show how to check the serviceability limit states under lateral loads when the infill walls are included in the modeling. The results of numerical simulations allowed for an evaluation of stresses and the probable cracking pattern in infill walls. The results also allowed an identification of some advantages and limitations of the NBR 6118 practical procedure based on interstory drift limits.

Keywords: infilled frames, masonry infill walls, diagonal strut model, finite element method, serviceability limit states.

Resumo

Para evitar efeitos negativos em walls de vedação produzidos pela deformabilidade horizontal excessiva, a NBR 6118 e a NBR 15575 apresentam valores práticos de limites de deslocamentos horizontais aplicados à modelagem convencional (sem a consideração das walls de preenchimento no modelo estrutural). Entretanto, a inclusão das walls no modelo permite a avaliação quantitativa das tensões solicitantes nas alvenarias de preenchimento e a avaliação da ocorrência de fissuras nas mesmas (por cisalhamento, tração diagonal ou compressão diagonal).

Neste trabalho são apresentados resultados de simulações numéricas de quadros de concreto armado considerando a presença da alvenaria de preenchimento. O objetivo principal do trabalho é demonstrar como pode ser realizada a verificação do estado limite de serviço produzido por ações horizontais quando as walls são incluídas na modelagem. Os resultados das simulações permitiram a avaliação das tensões solicitantes e do provável tipo de fissuração nas alvenarias. Os resultados também permitiram identificar algumas vantagens e limitações do procedimento prático da NBR 6118 em termos de deslocamentos limites.

Palavras-chave: pórticos preenchidos, alvenarias de preenchimento, modelo de diagonal equivalente, método dos elementos finitos, estados limites de serviço.

^a Universidade Federal de Santa Maria, Departamento de Estruturas e Construção Civil, Santa Maria-RS, Brasil;

^b Universidade Federal de Santa Maria, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria-RS, Brasil.

1. Introdução

Usualmente, as paredes de alvenaria com função de vedação nos sistemas estruturais reticulados de edifícios são encaradas apenas como cargas verticais aplicadas sobre a estrutura principal, ou seja, a rigidez dessas paredes é desprezada nos modelos de análise estrutural. Quando fixadas à estrutura reticulada de concreto, as paredes de alvenaria participam como elementos resistentes frente às ações horizontais no edifício. Entretanto, não é prática atual em projetos no Brasil a consideração dos painéis de alvenaria no modelo estrutural para a verificação dos Estados Limites da Estrutura.

Poucas pesquisas nacionais são encontradas sobre o comportamento estrutural de pórticos preenchidos com alvenaria submetidos a ações horizontais. Dentre as principais pesquisas nacionais, podem ser citados o trabalho de Alvarenga [1] – que consistiu num estudo teórico e experimental de pórticos de aço preenchidos com paredes de concreto – e os trabalhos de Santos [2], Tanaka [3] e Madia [4] mais voltados a simulações numéricas em edifícios de concreto.

Por outro lado, encontra-se extensa bibliografia internacional sobre o comportamento de estruturas aporticadas de concreto e aço preenchidas com paredes de alvenaria. As pesquisas sobre o tema começaram a ter mais destaque há mais de quatro décadas, sendo boa parte delas voltadas a análise frente às ações de sismos. De forma resumida, são encontrados três tipos de contribuições de pesquisa sobre o assunto, os quais são descritos a seguir.

O primeiro tipo de contribuição refere-se a pesquisas que envolvem a denominada macromodelagem, as quais abordam a utilização e o aprimoramento dos modelos de diagonal equivalente. São encontrados diversos trabalhos importantes desde a década de 70. Dentre as pesquisas mais recentes, consideraram-se relevantes os trabalhos de Asteris *et al.* [5], Chrysostomou e Asteris [6], El-Dakhkhni *et al.* [7], Amato *et al.* [8], Doudoumis [9], Crisafulli e Carr, [10] e Uva *et al.* [11]. O segundo tipo de contribuição refere-se à utilização e ao aprimoramento da denominada micromodelagem, na qual a estrutura e a alvenaria são modeladas com elementos planos ou espaciais via método dos elementos finitos, incluindo o caso de aberturas nas paredes. Dentre as pesquisas mais recentes e consideradas relevantes, podem ser citados os trabalhos de Doudoumis [12], Mondal e Jain [13], Asteris [14], Ghosh e Amde [15], Mohyeddin *et al.* [16], Stavdris e Shing [17], Baloevic *et al.* [18] e Koutromanos *et al.* [19]. O terceiro tipo de contribuição está relacionado com as investigações experimentais, havendo uma vasta publicação de pesquisas na bibliografia especializada. Merecem destaque os trabalhos de Mehrabi *et al.* [20], Durrani e Haider [21], Flanagan e Bennett [22], Al-Chaar *et al.* [23], Asteris *et al.* [24], Tanimi e Mohebkah [25] e Liu e Manesh [26].

Nas recomendações da FEMA 306 [27], FEMA 274 [28] e FEMA 356 [29] encontram-se detalhados procedimentos específicos para a análise de pórticos de concreto e de aço preenchidos com alvenaria. O capítulo 8 da FEMA 306 [27] resume as principais pesquisas sobre o tema e apresenta as expressões para a obtenção da largura equivalente para painéis sem aberturas e para a obtenção da capacidade resistente das diagonais equivalentes frente aos possíveis tipos de ruptura. Tais recomendações são amplamente citadas nas pesquisas internacionais dos últimos quinze anos que tratam do assunto.

As normas brasileiras NBR 6118 [30] e NBR 15575 [31] apresentam deslocamentos horizontais limites em regime de serviço para a prevenção de efeitos negativos em vedações produzidos pela distorção ho-

rizontal excessiva. Tais limites são valores práticos a serem aplicados na modelagem convencional (sem a contribuição das paredes como elementos resistentes), sendo uma forma simples de limitar a deformabilidade horizontal da estrutura, independente das características mecânicas da parede.

Evidentemente, a verificação mencionada anteriormente não permite uma avaliação quantitativa das solicitações nos painéis de alvenaria, nem tampouco considerar a influência da geometria (dimensões, aberturas) e das características mecânicas das paredes.

Tabela 1 – Expressões analíticas para o cálculo da largura da diagonal equivalente

Autores	Expressão
Mainstone (32)	$a = 0,175 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$
Hendry (34)	$a = \frac{\sqrt{\alpha_p^2 + \alpha_v^2}}{2} \cdot D$ $\alpha_p = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_H}$ $\alpha_v = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_v}$ α_p = comprimento de contato entre pilar e alvenaria; α_v = comprimento de contato entre viga e alvenaria.
Liau e Kwan (35)	$a = \frac{0,95 \cdot \sin(2\theta)}{2 \sqrt{\lambda_H}} \cdot D$
Decanini e Fantin (36)	Para painéis não fissurados: $\lambda_H \leq 7,85$: $a = \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H} \right) \cdot D$ Para painéis fissurados: $\lambda_H \leq 7,85$: $a = \left(0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H} \right) \cdot D$ $\lambda_H > 7,85$: $a = \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H} \right) \cdot D$ $\lambda_H > 7,85$: $a = \left(0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H} \right) \cdot D$
Paulay e Priestley (37)	$a = \frac{D}{4}$
Durrani e Luo (38)	$a = \gamma \cdot \sin(2\theta) \cdot D$ $\gamma = 0,32 \cdot \sqrt{\sin(2\theta)} \cdot \left(\frac{H^4 \cdot E_t}{m \cdot E_p \cdot I_p \cdot h} \right)^{-0,1}$ $m = 6 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot E_v \cdot I_v \cdot H}{\pi \cdot E_p \cdot I_p \cdot L} \right)$ E_v = módulo de elasticidade da viga; I_v = momento de inércia à flexão da viga.
Chrysostomou e Asteris (6)	$a = 0,270 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$

Esta avaliação somente pode ser feita se a rigidez dos painéis de alvenaria for incluída no modelo estrutural. Com a avaliação das solicitações nas alvenarias, é possível fazer a verificação da ocorrência dos possíveis tipos de ruptura (fissuração) em paredes submetidas a ações horizontais: por cisalhamento, por tração diagonal e por compressão diagonal.

O principal objetivo deste trabalho é demonstrar como pode ser realizada a verificação do estado limite de serviço produzido por ações horizontais quando as paredes são incluídas no modelo estrutural. Foram realizados exemplos numéricos empregando-se o modelo de diagonal equivalente (MDE) e um modelo que emprega o método dos elementos finitos (MEF). A comparação entre solicitações e resistências das paredes permitiu inferir sobre a integridade das mesmas frente aos possíveis tipos de ruptura (fissuração) e avaliar a adequabilidade dos valores práticos de deslocamentos limites da NBR 6118 [30] para a modelagem convencional. Foram utilizadas neste trabalho as recomendações da FEMA 306 [27] para o cálculo da largura da diagonal equivalente e para o cálculo dos parâmetros resistentes da alvenaria.

2. Avaliação da rigidez e da resistência dos painéis de alvenaria

2.1 Modelo de diagonal equivalente

O modelo mais utilizado para simular a contribuição dos painéis de alvenaria na rigidez de estruturas aporticadas submetidas a ações horizontais é o modelo da diagonal equivalente. O modelo consiste em introduzir barras (escoras) diagonais articuladas com rigidez axial calculada a partir das propriedades mecânicas e geométricas das paredes e dos elementos que compõe o pórtico (vigas e pilares). O parâmetro chave para a obtenção dessa rigidez axial é a largura da diagonal equivalente, a qual pode ser obtida segundo expressões analíticas propostas por diversos autores na bibliografia especializada, apresentadas no item 2.2 e resumidas na Tabela 1. Em análises elásticas-lineares, conhecendo-se a espessura e o módulo de elasticidade da parede, o problema consiste em encontrar a largura da seção da barra que simula a presença da parede.

Em outras palavras, deve-se encontrar a rigidez axial da diagonal equivalente que produz efeitos similares ao da estrutura real.

A principal vantagem do modelo de diagonal equivalente é a simplicidade, tornando-o atrativo para a prática de projetos estruturais.

2.2 Expressões para o cálculo da largura da diagonal equivalente

Neste item apresenta-se a formulação para a obtenção da largura da diagonal equivalente (apenas uma biela de compressão) encontrada na bibliografia especializada para painéis submetidos a forças horizontais.

A Figura 1 ilustra as dimensões envolvidas no modelo de diagonal equivalente para pórticos preenchidos com alvenaria.

A maioria das formulações encontradas na bibliografia especializada emprega o parâmetro rigidez relativa entre painel de alvenaria e pórtico (λ), calculada por:

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{E \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad (1)$$

onde

E = módulo de elasticidade da parede;

E_p = módulo de elasticidade do pilar;

I_p = momento de inércia à flexão do pilar;

t = espessura da parede;

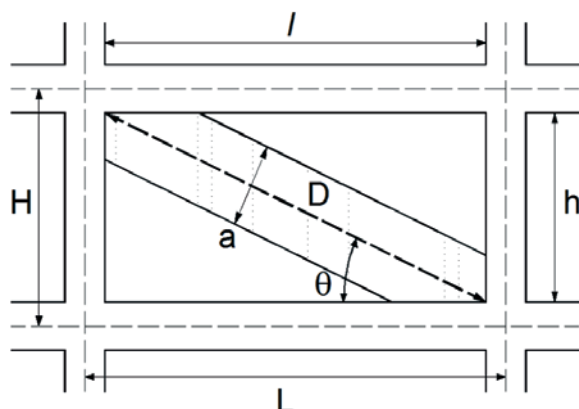
h = altura da parede (vide Figura 1);

θ = ângulo de inclinação da diagonal equivalente (vide Figura 1).

Por questão de nomenclatura, convém expressar o produto entre a rigidez relativa (λ) e a altura entre eixos de vigas (H) por:

$$\lambda_H = \lambda \times H \quad (2)$$

Figura 1 – Modelo de diagonal equivalente em pórticos preenchidos com alvenaria



a = largura da diagonal equivalente

t = espessura da parede

D = comprimento da diagonal da parede

h = altura da parede

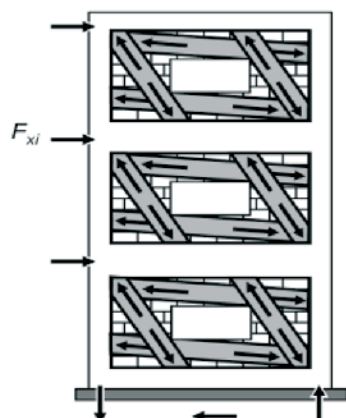
L = comprimento da parede

θ = ângulo de inclinação da diagonal equivalente

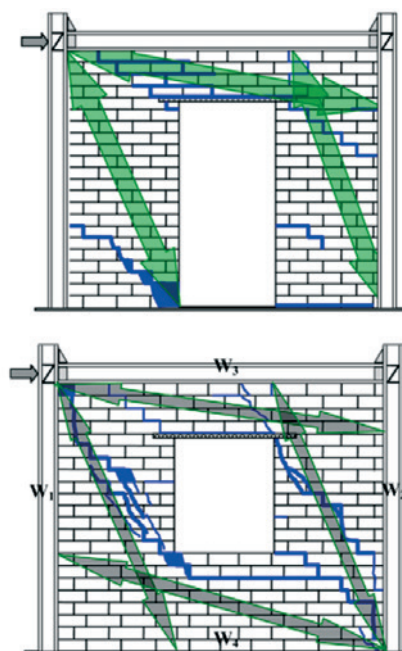
H = distância entre eixos de vigas

L = distância entre eixos de pilares

Figura 2 – Emprego do modelo de diagonais equivalentes para o caso de paredes com aberturas



FEMA 356 (29)



Tasnimi e Mohebkah (25)

Na Tabela 1 são apresentadas as expressões para o caso de paredes sem aberturas. Tais expressões são encontradas e comentadas em Asteris *et al.* [5].

Usualmente são observadas diferenças consideráveis entre os valores fornecidos pelas expressões da Tabela 1. A expressão de Mainstone [32] é a mais conhecida entre os pesquisadores, sendo incluída nas recomendações normativas da FEMA 306 [27], FEMA 274 [28], FEMA 356 [29] e em Al-Chaar [33]. Entretanto, tal expressão, quando comparada com as demais, é a que fornece os menores valores para a largura da diagonal equivalente, conforme destacado em Asteris *et al.* [5] e Chrysostomou e Asteris [6].

Para o caso de paredes com aberturas, encontram-se duas expressões analíticas para fins de análise global. Em Al-Chaar [33] propõe-se um fator de redução sobre a largura obtida pela expressão de Mainstone [32], em função da relação entre a área da abertura e a área da parede sem abertura, independente da posição da abertura no painel de alvenaria:

$$R = 0,6 \cdot \left(\frac{A_{op}}{A_{inf ill}} \right)^2 - 1,6 \cdot \left(\frac{A_{op}}{A_{inf ill}} \right) + 1 \quad (3)$$

onde

R é o fator de redução da largura equivalente;

$A_{abertura}$ é a área da abertura;

A_{painel} é a área bruta do painel de alvenaria (sem abertura).

Mondal e Jain [13] propuseram uma expressão simples para a obtenção de um fator de redução similar, porém aplicável apenas para aberturas centrais:

$$R = 1 - 2,6 \cdot \left(\frac{A_{op}}{A_{inf ill}} \right) \quad (4)$$

Entretanto, conforme destacado no trabalho de Asteris [14], a posição das aberturas nas paredes exerce bastante influência na rigidez lateral do conjunto pórtico-painel, o que reforça a necessidade de calibração com modelos que empreguem elementos finitos planos ou tridimensionais.

Pode-se ainda utilizar o modelo de diagonais equivalentes definindo as bielas comprimidas em função das aberturas existentes, conforme sugerido na FEMA 356 [29] e em Tasnimi e Mohebkah [25] e ilustrado na Figura 2. Neste caso, as larguras equivalentes das diagonais podem ser avaliadas a partir das dimensões das porções da parede que ficam separadas pelas aberturas. Entretanto, para obter as larguras das diagonais equivalentes com maior realismo, o ideal seria uma avaliação com o emprego do MEF.

2.3 Expressões para o cálculo das tensões resistentes nos painéis

Neste item são apresentadas as expressões de cálculo das tensões resistentes das paredes, as quais foram utilizadas nas análises via MEF do item 4. Tais tensões resistentes foram retiradas das recomendações da FEMA 306 [27].

2.3.1 Resistência (convencional) ao cisalhamento da parede – f_v

De acordo com a Equação 8-4 da FEMA 306 [27], a força horizontal na parede que produz a ruptura por cisalhamento das juntas (F_{Rv}) pode ser avaliada por:

$$F_{Rv} = f_v \cdot l \cdot t = (\tau_0 + \mu \cdot \sigma) \cdot l \cdot t \quad (5)$$

onde

l e t são, respectivamente, o comprimento e a espessura da parede. f_v é a resistência ou tensão resistente (convencional ou média) ao cisalhamento da parede, a qual segue o critério de Coulomb:

$$f_v = \tau_0 + \mu \cdot \sigma \quad (6)$$

sendo

τ_0 = coesão;

μ = coeficiente de atrito da junta de argamassa;

σ = tensão vertical de compressão na parede.

A rigor, a tensão vertical σ é decorrente do peso próprio da parede e da componente vertical de compressão imposta à parede pela interação pórtico-painel (distorção causada pelas ações horizontais).

A força normal de compressão na diagonal da parede é obtida por:

$$D_{Rv} = \frac{F_{Rv}}{\cos \theta} \quad (7)$$

A componente vertical da resultante de compressão diagonal é obtida por:

$$D_{Rv} \cdot \sin \theta = \frac{F_{Rv} \cdot \sin \theta}{\cos \theta} = F_{Rv} \cdot \tan \theta$$

Logo, a tensão σ na altura média da parede pode ser calculada por:

$$\sigma = \frac{F_{Rv} \cdot \tan \theta}{l \cdot t} + 0,5 \cdot \frac{W_{alv}}{l \cdot t}$$

onde W_{alv} é o peso próprio da parede.

Sabendo que $f_v = \frac{F_{Rv}}{l \cdot t}$, pode-se reescrever a tensão vertical de compressão σ por:

$$\sigma = f_v \cdot \tan \theta + 0,5 \cdot \sigma_g \quad (8)$$

sendo σ_g a tensão vertical de compressão decorrente do peso próprio da parede.

A partir das Equações 8 e 6:

$$f_v = \tau_0 + \mu \cdot (f_v \cdot \tan \theta + 0,5 \cdot \sigma_g)$$

Isolando f_v , chega-se à expressão da resistência ao cisalhamento da alvenaria:

$$f_v = \frac{\tau_0 + 0,5 \cdot \sigma_g \cdot \mu}{1 - \mu \cdot \tan \theta} \quad (9)$$

Na falta de resultados experimentais para a coesão, pode-se obtê-la por:

$$\tau_0 = \frac{f_{c,0}}{20} \quad (10)$$

onde $f_{c,0}$ é a resistência à compressão da parede na direção horizontal, a qual, segundo a FEMA 306 [27], pode ser admitida como 50% da resistência à compressão do prisma (f_p).

Dessa forma, a coesão pode ser obtida simplesmente por:

$$\tau_0 = \frac{f_p}{40} \quad (11)$$

2.3.2 Resistência à tração diagonal da parede – $f_{t,\theta}$

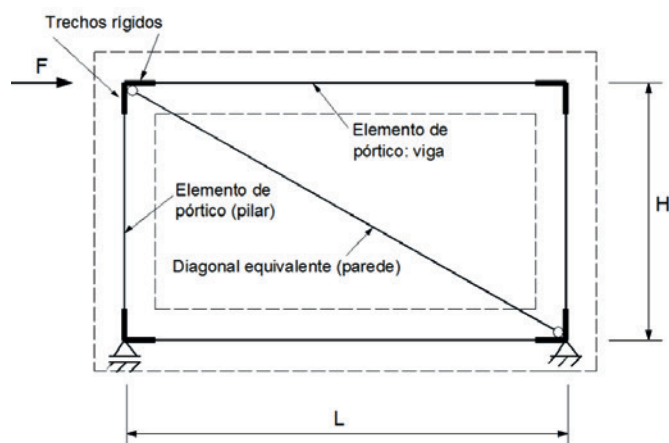
A FEMA 306 [27] reconhece, no seu item 8.3.1, que a resistência à tração da alvenaria depende do ângulo das tensões principais de tração em relação às juntas horizontais. Na falta de resultados experimentais, a resistência à tração da alvenaria pode ser obtida de acordo com a Equação 8-12 da FEMA 306 [27]:

$$f_{t,0} = \frac{f_{c,0}}{20} \quad (12)$$

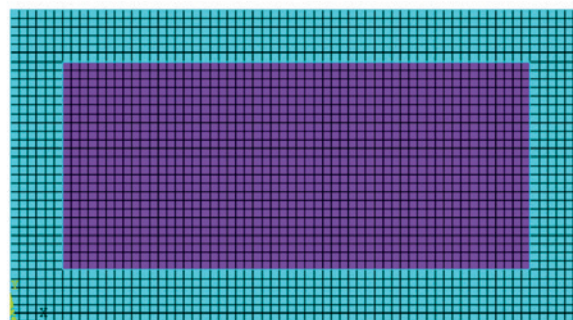
Dessa forma, a resistência à tração diagonal pode ser obtida simplesmente por:

$$f_{t,\theta} = \frac{f_p}{40} \quad (13)$$

Figura 3 – Modelos empregados para a consideração das paredes como elemento resistente



Modelo de diagonal equivalente - MDE



Modelo MEF: estado plano de tensões

2.3.2 Resistência à compressão diagonal da parede – $f_{c,\theta}$

Com base na Equação 8-10 da FEMA 306 [27], a resistência (ou tensão resistente) à compressão diagonal assumida para a parede é:

$$f_{c,\theta} = f_{c,0} \quad (14)$$

Logo:

$$f_{c,\theta} = \frac{f_p}{2} \quad (15)$$

2.4 Expressões para o cálculo das forças resistentes nos painéis

Neste item são apresentadas as expressões de cálculo dos esforços normais resistentes associados aos três tipos de ruptura das paredes, para análises com o modelo de diagonal equivalente (MDE). Tais expressões foram utilizadas nas simulações do item 4.1 e retiradas das recomendações da FEMA 306 [27].

2.4.1 Resistência ao cisalhamento da parede – D_{Rv}

A força normal resistente de compressão na diagonal equivalente associada à ruptura por cisalhamento das juntas é a mesma da apresentada na Equação 7:

$$D_{Rv} = \frac{F_{Rv}}{\cos \theta}$$

onde F_{Rv} é a força horizontal na parede que produz a ruptura por cisalhamento das juntas, a qual pode ser obtida com a formulação apresentada nas Equações 5 à 11.

2.4.2 Resistência à tração diagonal da parede – D_{Rt}

De acordo com a Equação 8-11 da FEMA 306 [27], a força horizontal na parede que produz a ruptura por tração diagonal (F_{Rt}) pode ser avaliada por:

$$F_{Rt} = \frac{2\sqrt{2} \cdot f_{t,\theta} \cdot l \cdot t}{\frac{l}{h} + \frac{h}{l}} \quad (16)$$

onde

$f_{t,\theta}$ é a resistência à tração diagonal da parede, calculada conforme o item 2.3.2.

l , h e t são parâmetros geométricos da parede, conforme Figura 1. Logo, a força normal resistente na diagonal equivalente associada à ruptura por tração diagonal da parede é obtida por:

$$D_{Rt} = \frac{F_{Rt}}{\cos \theta} \quad (17)$$

2.4.3 Resistência à compressão diagonal da parede – $f_{c,\theta}$

De acordo com a Equação 8-10 da FEMA 306 [27], a força horizontal na parede que produz a ruptura por compressão diagonal (F_{Rc}) pode ser avaliada por:

$$F_{Rc} = a \cdot t \cdot f_{c,\theta} \cdot \cos \theta \quad (18)$$

onde

a é a largura da diagonal equivalente;

t é a espessura da parede;

$f_{c,\theta}$ é a resistência à compressão diagonal da parede.

A FEMA 306 [27] admite que a resistência à compressão diagonal seja igual à resistência à compressão da parede na direção horizontal. Logo, a força normal resistente na diagonal equivalente associada à ruptura por compressão diagonal é obtida por:

$$D_{Rc} = \frac{F_{Rc}}{\cos \theta} \quad (19)$$

3. Metodologia e modelagem

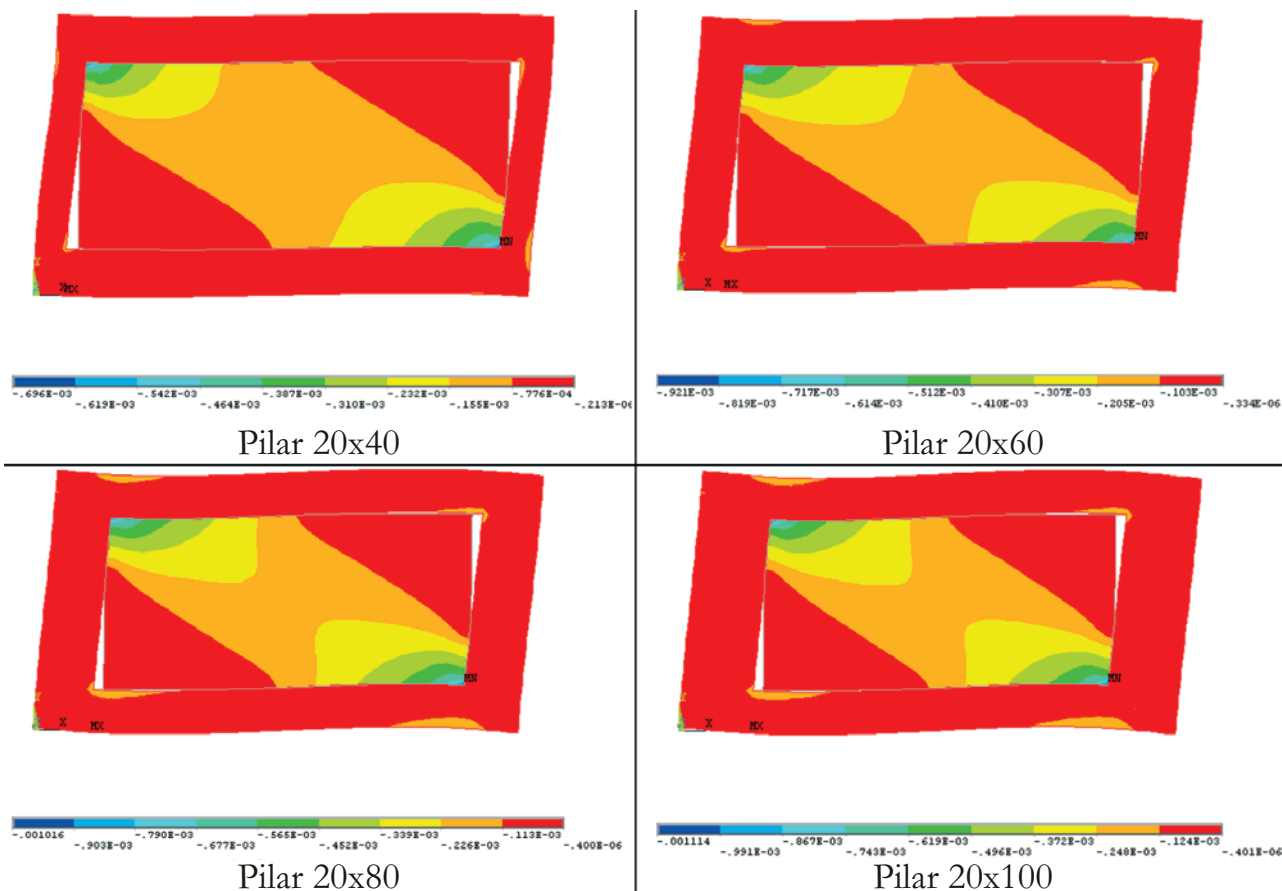
Nas simulações numéricas deste trabalho foram analisados pórticos (quadros) isolados preenchidos com alvenaria. Cada pórtico de concreto armado foi constituído por dois elementos de pilares e dois elementos de vigas.

Para a inclusão dos painéis de alvenaria como elementos resistentes, foram utilizados modelos que empregam diagonais equivalentes (MDE) e modelos que empregam o MEF com elementos finitos de estado plano de tensões (vide Figura 3).

Para a análise estrutural com o método da diagonal equivalente, utilizou-se um programa computacional de resolução de pórticos planos. A largura da diagonal equivalente foi calculada conforme a expressão de Mainstone [32] (vide Tabela 1). Para considerar as dimensões dos nós de pórtico, foram definidos trechos rígidos em vigas e pilares, conforme recomendações da NBR 6118.

A análise dos pórticos preenchidos via MEF foi realizada utilizando-se o programa ANSYS. Utilizou-se o elemento PLANE182 para a modelagem tanto da estrutura de concreto quanto da parede de alvenaria. O referido elemento finito possui quatro nós, cada um

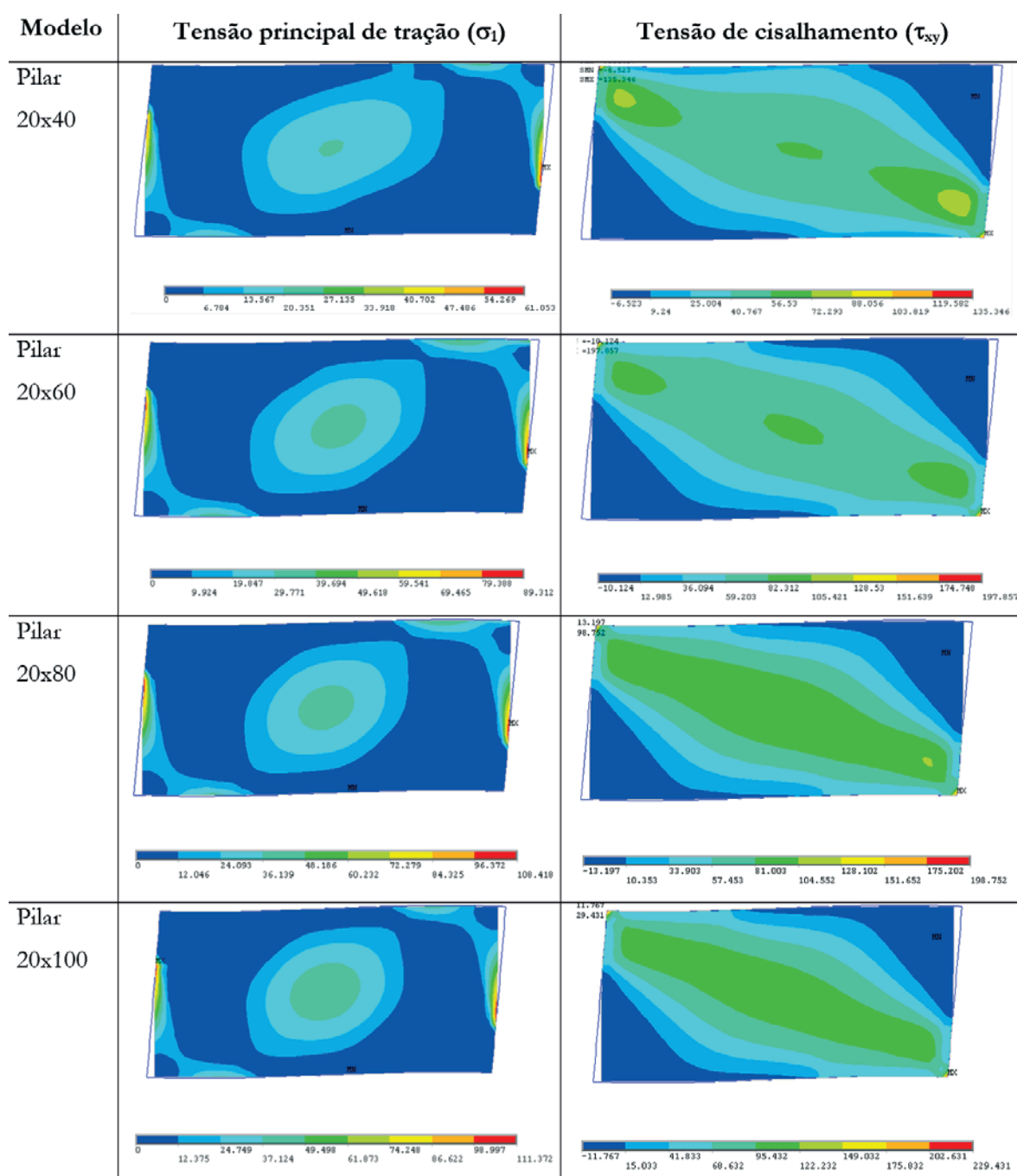
Figura 4 – Deformações principais elásticas de compressão do conjunto pórtico de concreto/parede de alvenaria – modelos MEF



com dois graus de liberdade: translações nas direções X e Y (sendo o plano XY, neste caso, o plano do pórtico preenchido). Com relação à discretização, foram definidos elementos finitos com dimensões de 10cm x 10cm e conforme a necessidade, elementos com dimensões 5cm x 5cm.

Para considerar a possibilidade de contato, separação e deslizamento entre pórtico de concreto e parede de alvenaria, foram utilizados os elementos CONTAT171/TARGE169 na simulação do contato superfície-a-superfície. Os valores de fator de rigidez normal de contato (FKN) foram encontrados para cada modelo,

Figura 5 – Solicitações associadas à tração diagonal e ao cisalhamento nas paredes – modelos MEF (valores em kN/m²)



procurando-se não somente a convergência numérica, mas também a estabilização dos valores de pressão de contato e penetração entre as superfícies. Em todos os modelos, a penetração máxima entre o pórtico de concreto e a alvenaria foi inferior a 0,1mm. O atrito entre a estrutura de concreto e a parede foi considerado empregando-se o modelo de Coulomb, limitando-se a tensão máxima de cisalhamento entre superfícies à $\alpha.f_v$. Adotou-se $\alpha = 1,5$ para converter a tensão de cisalhamento média ou convencional na parede em tensão de cisalhamento no elemento finito.

Inicialmente, foram aplicadas forças horizontais que produzissem deslocamentos horizontais relativos iguais a $H/850$ nos modelos sem paredes. Essas forças foram reaplicadas nos modelos com paredes para a análise das solicitações nas alvenarias, a fim de verificar o nível de tensões das mesmas quando dois andares consecutivos estão submetidos ao deslocamento limite recomendado pela NBR 6118 [30].

Em todas as análises, os materiais foram admitidos como isotrópicos e de comportamento elástico-linear. A justificativa para o emprego de análise linear dos materiais é o nível de tensões aplicado nos pórticos preenchidos (correspondente ao regime de serviço da estrutura). A justificativa para admitir os materiais como iso-

tropicos consiste nas simulações realizadas por Doudoumis [12], as quais revelaram os efeitos pouco relevantes da ortotropia da parede no comportamento de pórtico preenchidos com $L/H > 1,5$.

4. Simulações numéricas

4.1 Exemplo 1: Pórticos preenchidos sem aberturas nas paredes

Neste exemplo foram analisados quatro pórticos preenchidos com alvenaria. O vão teórico das vigas (L) foi fixado em 6,0m e a distância entre eixos de vigas (H) foi fixada em 3,0m. Os pilares apresentaram seções retangulares com as seguintes dimensões (cm): 20x40, 20x60, 20x80 e 20x100. As seções das vigas (retangulares) foram fixadas em 20x60. Para a estrutura de concreto assumiu-se um módulo de elasticidade de 28.000 MPa, correspondente a um concreto de resistência C25. Com relação às alvenarias, as paredes apresentaram espessura de 20cm, assumindo-se para a resistência à compressão do prisma (f_p) o valor de 1,50 MPa. O módulo de elasticidade da alvenaria (E) foi obtido a partir da expressão da NBR 15812 [39] ($E=600.f_p$). Admitiu-se

Figura 6 – Solicitações associadas à compressão diagonal nas paredes – modelos MEF (valores em kN/m²)

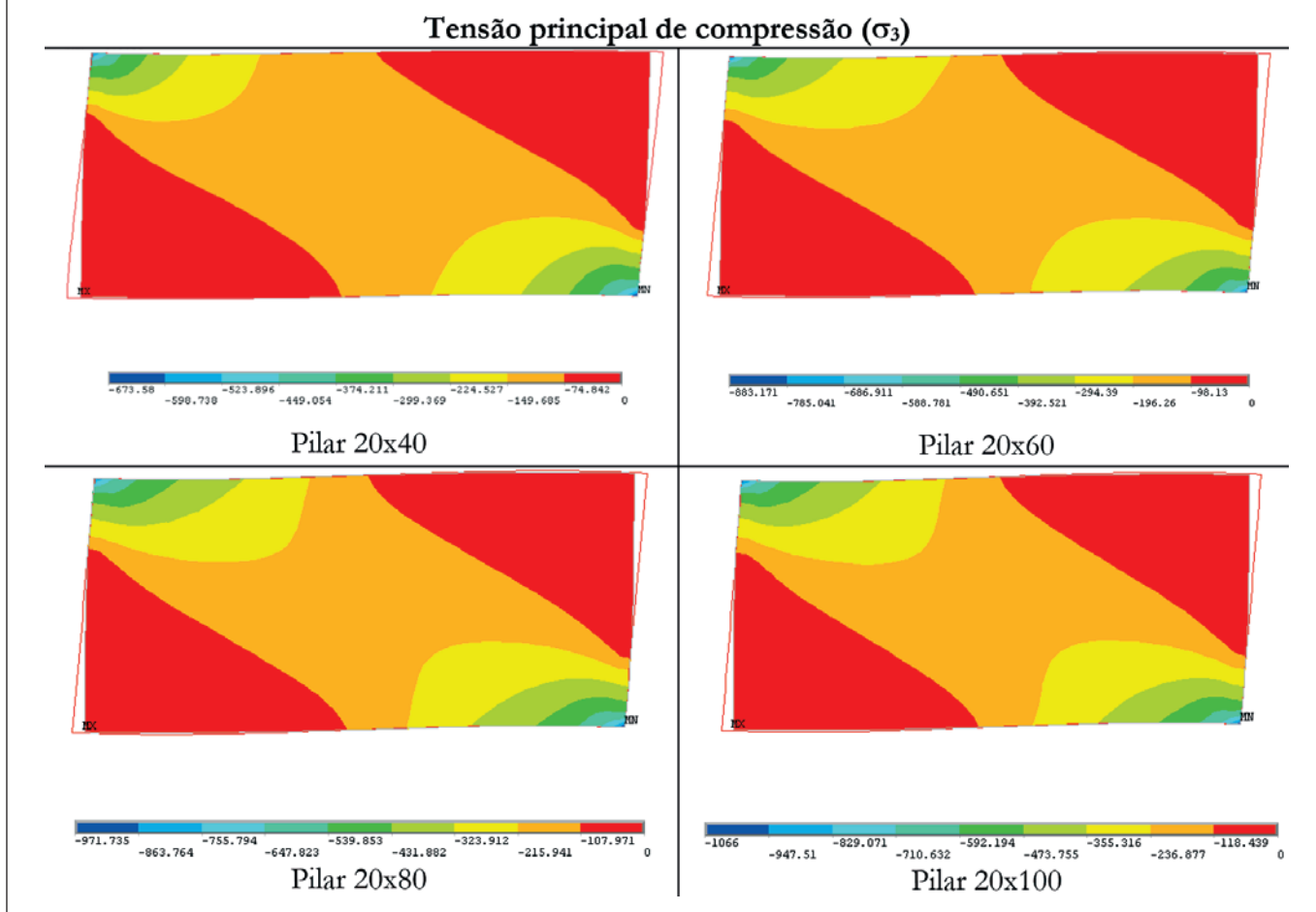


Tabela 2 – Resumo de resultados do Exemplo 1 – Solicitações máximas vs. Resistências (forças em kN e tensões em kN/m²)

Modelo		Tração diagonal	Cisalhamento	Compressão diagonal	Possível ruptura
Pilar 20x40	MDE	$D_{sd} = 34,44$ $D_{Rt} = 46,80$	$D_{sd} = 34,44$ $D_{Rv} = 83,56$	$D_{sd} = 34,44$ $D_{Rc} = 111,51$	Não ocorre
	MEF	$\sigma_1 = 21,00$ $f_{t,\theta} = 37,50$	$\tau_{xy} = 75,00$ $\alpha \cdot f_v = 102,86$	$\sigma_3 = 374,00$ $f_{c,\theta} = 750,00$	Não ocorre
Pilar 20x60	MDE	$D_{sd} = 44,56$ $D_{Rt} = 46,52$	$D_{sd} = 44,56$ $D_{Rv} = 82,35$	$D_{sd} = 44,56$ $D_{Rc} = 121,85$	Não ocorre
	MEF	$\sigma_1 = 32,00$ $f_{t,\theta} = 37,50$	$\tau_{xy} = 93,00$ $\alpha \cdot f_v = 104,52$	$\sigma_3 = 490,00$ $f_{c,\theta} = 750,00$	Não ocorre
Pilar 20x80	MDE	$D_{sd} = 49,97$ $D_{Rt} = 46,23$	$D_{sd} = 49,97$ $D_{Rv} = 81,22$	$D_{sd} = 49,97$ $D_{Rc} = 128,41$	Tração diagonal
	MEF	$\sigma_1 = 40,00$ $f_{t,\theta} = 37,50$	$\tau_{xy} = 128,10$ $\alpha \cdot f_v = 106,37$	$\sigma_3 = 540,00$ $f_{c,\theta} = 750,00$	Tração diagonal/ Cisalhamento
Pilar 20x100	MDE	$D_{sd} = 53,07$ $D_{Rt} = 45,90$	$D_{sd} = 53,07$ $D_{Rv} = 80,19$	$D_{sd} = 53,07$ $D_{Rc} = 132,63$	Tração diagonal
	MEF	$\sigma_1 = 44,00$ $f_{t,\theta} = 37,50$	$\tau_{xy} = 120,00$ $\alpha \cdot f_v = 108,44$	$\sigma_3 = 592,00$ $f_{c,\theta} = 750,00$	Tração diagonal/ Cisalhamento

$\mu = 0,7$ para o coeficiente de atrito entre a estrutura de concreto e a parede de alvenaria.

Resultados e conclusões das simulações

A Figura 4 contém os diagramas de deformações elásticas principais de compressão dos quatro pórticos preenchidos. Nessa figura também é possível visualizar as deformadas dos pórticos e confirmar a ocorrência da separação entre a estrutura de concreto e a parede em certos trechos e a ocorrência de formação de bielas nas regiões de contato estrutura de concreto-parede.

As Figuras 5 e 6 contêm, respectivamente, os resultados de solicitações nas paredes referentes à tração diagonal, cisalhamento e compressão diagonal. Nos resultados via MEF, σ_1 é a tensão

principal de tração, τ_{xy} é a tensão de cisalhamento no plano da parede e σ_3 é a tensão principal de compressão.

A Tabela 2 contém um resumo dos resultados apresentados nas Figuras 5 e 6 (modelos MEF) e os resultados obtidos com o modelo de diagonal equivalente (MDE).

Cabe ressaltar que, na Tabela 2, os valores de σ_3 foram extraídos a partir de 10 cm de distância do contorno interno do pórtico de concreto, a fim de evitar a extração de valores decorrentes de concentração de tensões. De forma similar procedeu-se na leitura das tensões principais de tração σ_1 e das tensões de cisalhamento τ_{xy} . As principais constatações obtidas dos resultados deste exemplo são:

- Quanto maior a rigidez do pilar, maiores são as solicitações impostas às alvenarias, ainda que a distorção angular seja a mesma. Este fato requer a atenção do projetista, pois ainda

Tabela 3 – Largura da diagonal equivalente - valores em cm

Expressão	Pilar 20x40	Pilar 20x60	Pilar 20x80	Pilar 20x100
Mainstone (32)	74,34	81,23	85,61	88,42
Hendry (34)	186,61	203,72	222,21	241,27
Liau e Kwan (35)	133,52	154,07	169,99	182,95
Decanini e Fantin (36)	180,95	234,37	278,76	316,17
Paulay e Priestley (37)	152,32	147,73	143,18	138,65
Durrani e Luo (38)	97,55	102,67	108,93	115,34
Chrysostomou e Asteris (6)	114,70	125,33	132,08	136,42

Tabela 4 – Tensões médias de compressão (MDE) e tensões principais de compressão próximas do centro das paredes (MEF) – valores em kN/m²

Modelo	Pilar 20x40	Pilar 20x60	Pilar 20x80	Pilar 20x100
MDE: Mainstone (32)	231,63	274,28	291,85	300,09
MDE: Hendry (34)	139,54	181,23	197,68	204,23
MDE: Liauw e Kwan (35)	171,84	210,10	225,48	232,58
MDE: Decanini e Fantin (36)	142,38	167,04	174,38	176,58
MDE: Paulay e Priestley (37)	158,85	214,47	243,05	259,96
MDE: Durrani e Luo (38)	203,84	251,63	269,91	277,18
MDE: Chrysostomou e Asteris (6)	187,23	231,48	251,13	261,54
MEF: ANSYS	149,69	196,26	215,94	236,88

Tabela 5 – Deslocamentos horizontais relativos – valores em mm

Modelo	Pilar 20x40	Pilar 20x60	Pilar 20x80	Pilar 20x100
MDE: Mainstone (32)	1,910	2,233	2,356	2,407
MDE: Hendry (34)	1,159	1,484	1,603	1,645
MDE: Liauw e Kwan (35)	1,422	1,716	1,826	1,870
MDE: Decanini e Fantin (36)	1,182	1,370	1,417	1,425
MDE: Paulay e Priestley (37)	1,316	1,752	1,966	2,088
MDE: Durrani e Luo (38)	1,684	2,051	2,181	2,225
MDE: Chrysostomou e Asteris (6)	1,548	1,888	2,031	2,101
MEF: ANSYS	1,562	1,990	2,227	2,276

que se respeite o deslocamento horizontal relativo entre andares recomendados nas normas de projeto para a modelagem convencional, paredes que estão fixadas em quadro de pórticos com pilares muito robustos podem sofrer com tensões elevadas.

- Nos modelos com pilares de 20cmx80cm e 20cmx100cm, haveria fissuração (ruptura) nas paredes se o pórtico estivesse submetido à distorção angular limite da NBR 6118 (1/850 rad) para a modelagem convencional. Por essa razão, recomenda-se maior cautela em empregar o deslocamento limite de $H/850$ em pilares com rigidez significativamente maior que as vigas. Nesses casos, a modelagem das paredes, ainda que em quadros isolados, pode fornecer informações aproximadas sobre o nível de tensões nas mesmas.
- Os modos de ruptura esperados para as paredes foram por tração diagonal e por cisalhamento, não ocorrendo ruptura por compressão diagonal. As forças normais solicitantes do MDE estiveram entre 31% e 40% das forças normais resistentes à compressão diagonal. Nos modelos MEF, as máximas tensões principais de compressão estiveram entre 50% e 79% da tensão resistente da parede à compressão diagonal.

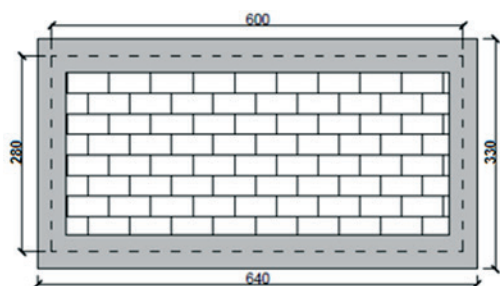
Observações sobre a determinação da largura da diagonal equivalente

Conforme comentado no item 2.2, usualmente são observadas diferenças consideráveis entre os valores fornecidos pelas expressões da Tabela 1 para a largura da diagonal equivalente. Para este exemplo, os valores dessa largura segundo as diferentes expressões foram calculados e resumidos na Tabela 3. Para fins de projeto estrutural é mais importante avaliar as diferenças em termos de deslocamentos relativos e de esforços solicitantes (especialmente estes últimos, para previsão de tipos de rupturas nos painéis).

A Tabela 4 contém os valores das tensões médias de compressão nas diagonais equivalentes (obtidas pela razão entre força normal de compressão e área da seção transversal da diagonal equivalente). Na Tabela 4 também são informadas as tensões principais de compressão próximas ao centro da parede obtidas com o MEF (vide Figura 6), para fins de comparação com as tensões médias de compressão obtidas com o MDE.

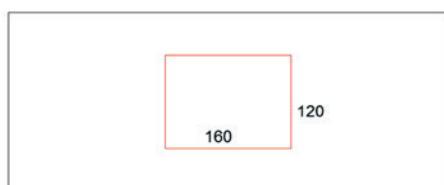
A Tabela 5 contém os valores dos deslocamentos horizontais relativos entre eixos de vigas para ambos os modelos (MDE e MEF). Apesar das diferenças consideráveis entre os valores da largura da

Figura 7 – Modelos analisados no Exemplo 2 (medidas em cm)

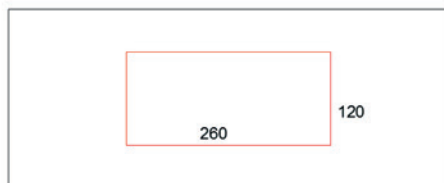


A Modelo L1 (sem abertura)

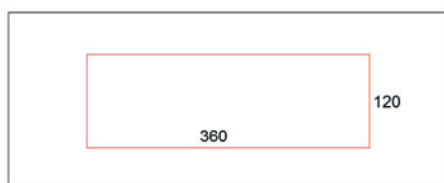
L1J1C



L1J2C



L1J3C



B Modelos L1 com aberturas

diagonal equivalente observadas na Tabela 3, não foram encontradas as mesmas diferenças em termos de tensões, fato que pode ser notado pelos resultados da Tabela 4. Para o exemplo aqui desenvolvido, a expressão de Mainstone [32] foi a que forneceu maiores valores de tensões de compressão nas diagonais equivalentes, sendo portanto a mais conservadora. Por sua vez, a expressão de Liauw e Kwan [35] foi a que apresentou, em termos de tensões, resultados mais próximos aos fornecidos pelo MEF. Em termos de deslocamentos horizontais relativos, também não houve diferenças exageradas entre os resultados, sendo a expressão de Durrani e Luo [38] a que forneceu resultados mais próximos aos do MEF.

4.2 Exemplo 2: Pórticos preenchidos com aberturas nas paredes

Neste exemplo foram analisados pórticos preenchidos com alvenaria similares aos analisados no item 4.1. Tais pórticos fizeram parte das investigações de Silva [40], escolhendo-se porém apenas modelos com a presença de aberturas centrais. O principal objetivo deste exemplo é mostrar a influência da presença de aberturas no comportamento conjunto pórtico-parede.

O vão teórico das vigas (L) foi fixado em 6,0 m e a distância entre eixos de vigas (H) foi fixada em 2,80m. Os pilares e as vigas apresentaram seções retangulares de 20x40 e 20x50, respectivamente. Para a estrutura de concreto assumiu-se um módulo de elasticidade de 25.000 MPa. As paredes de alvenaria apresentaram espessura de 19 cm, assumindo-se para a resistência à compressão do prisma (f_p) o valor de 1,50 MPa. Os demais parâmetros da alvenaria foram definidos da mesma forma que a apresentada no exemplo do item 4.1.

A Figura 7a) ilustra a geometria do modelo L1 (parede sem abertura). Os demais modelos - L1J1C, L1J2C e L1J3C - possuem as mesmas dimensões do modelo L1, porém com aberturas na parede conforme a Figura 7b).

A Tabela 6 contém os valores dos deslocamentos horizontais relativos entre eixos de vigas. Embora seja esperado que deslocamentos horizontais cresçam com o aumento da área da abertura na parede, a quantificação dos efeitos das aberturas sobre a rigidez lateral da estrutura pode ser importante em análises de vibrações excessivas (ELS) de estruturas inteiras com o emprego do MDE. Neste caso, pode-se realizar a calibração da rigidez axial das diagonais equivalentes em função do deslocamento horizontal relativo obtido com as análises via MEF, uma vez que as expressões apresentadas na Tabela 1 aplicam-se apenas à paredes sem

Tabela 6 – Influência da área da abertura na rigidez lateral dos modelos

Modelo	Área da abertura (m ²)	Área da abertura / Área do painel	Deslocamento horizontal relativo (mm)
L1	0	0	1,377
L1J1C	1,92	0,149	1,691
L1J2C	3,12	0,242	1,993
L1J3C	4,32	0,335	2,360
L1 sem parede	12,88	1	3,294

Figura 8 - Deformada do conjunto pórtico-alvenaria e deformações principais de compressão - modelos MEF

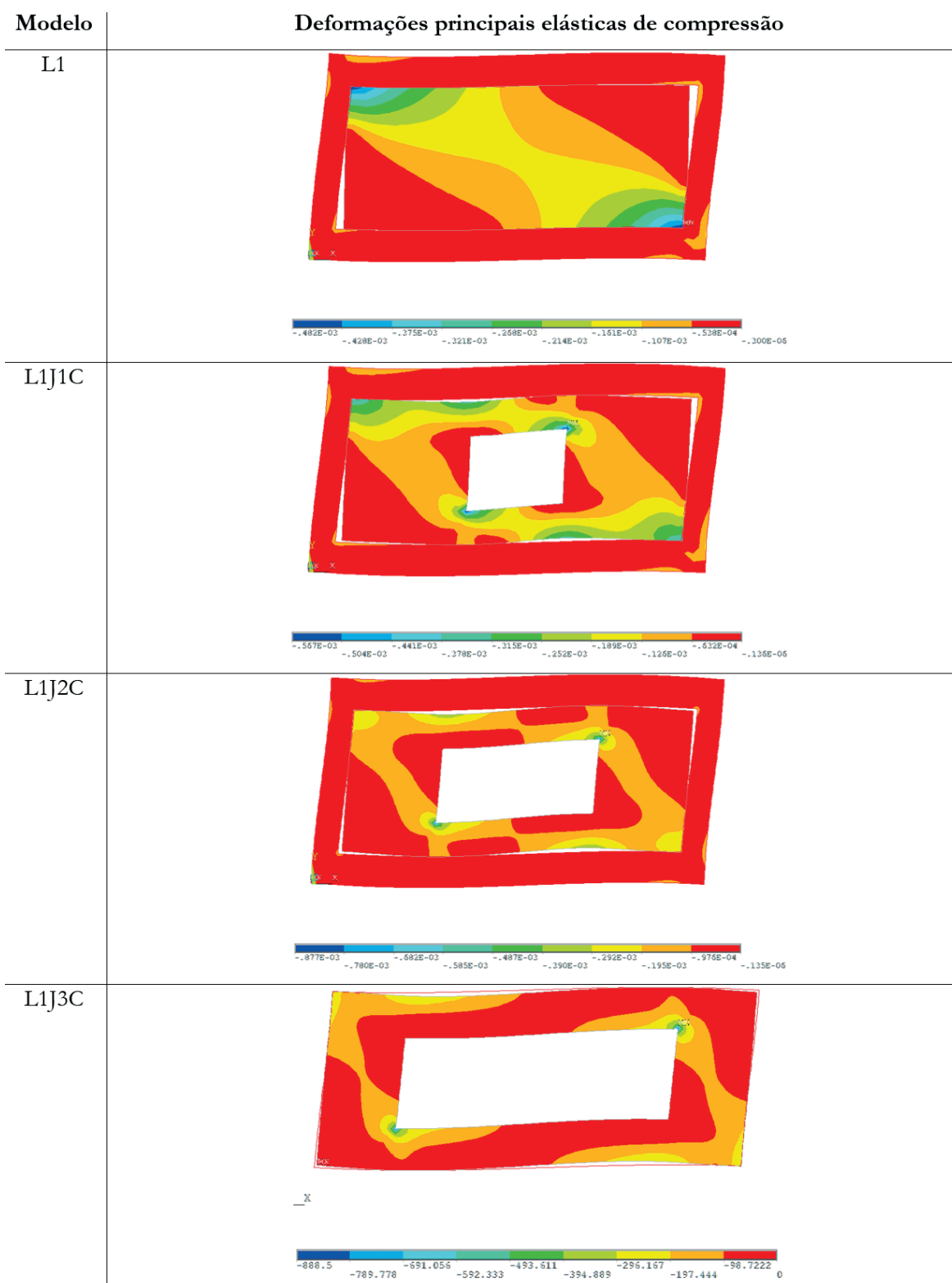


Figura 9 – Solicitações associadas à tração diagonal nas paredes – modelos MEF (valores em kN/m²)

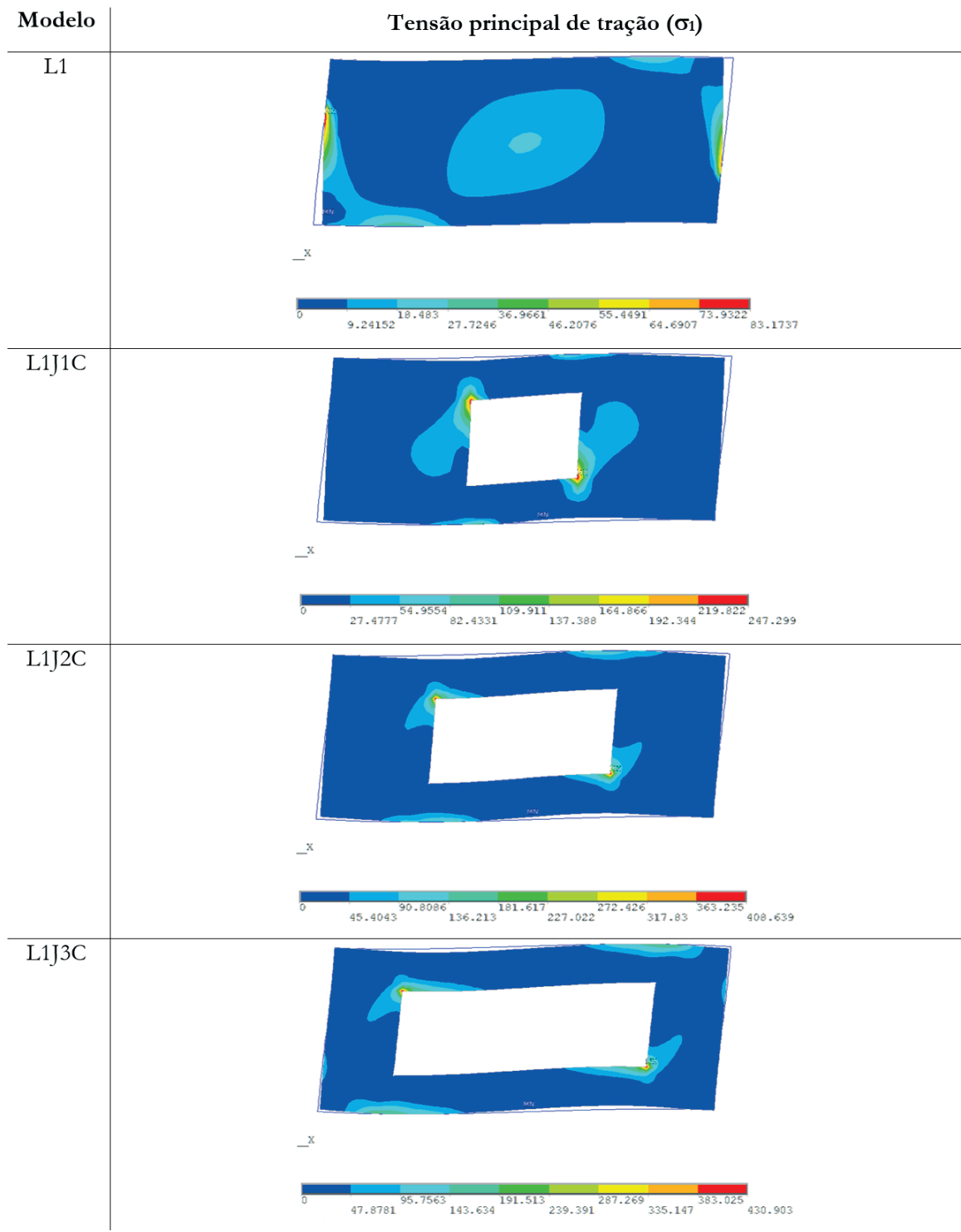


Figura 10 – Solicitações associadas ao cisalhamento nas paredes – modelos MEF
(valores em kN/m²)

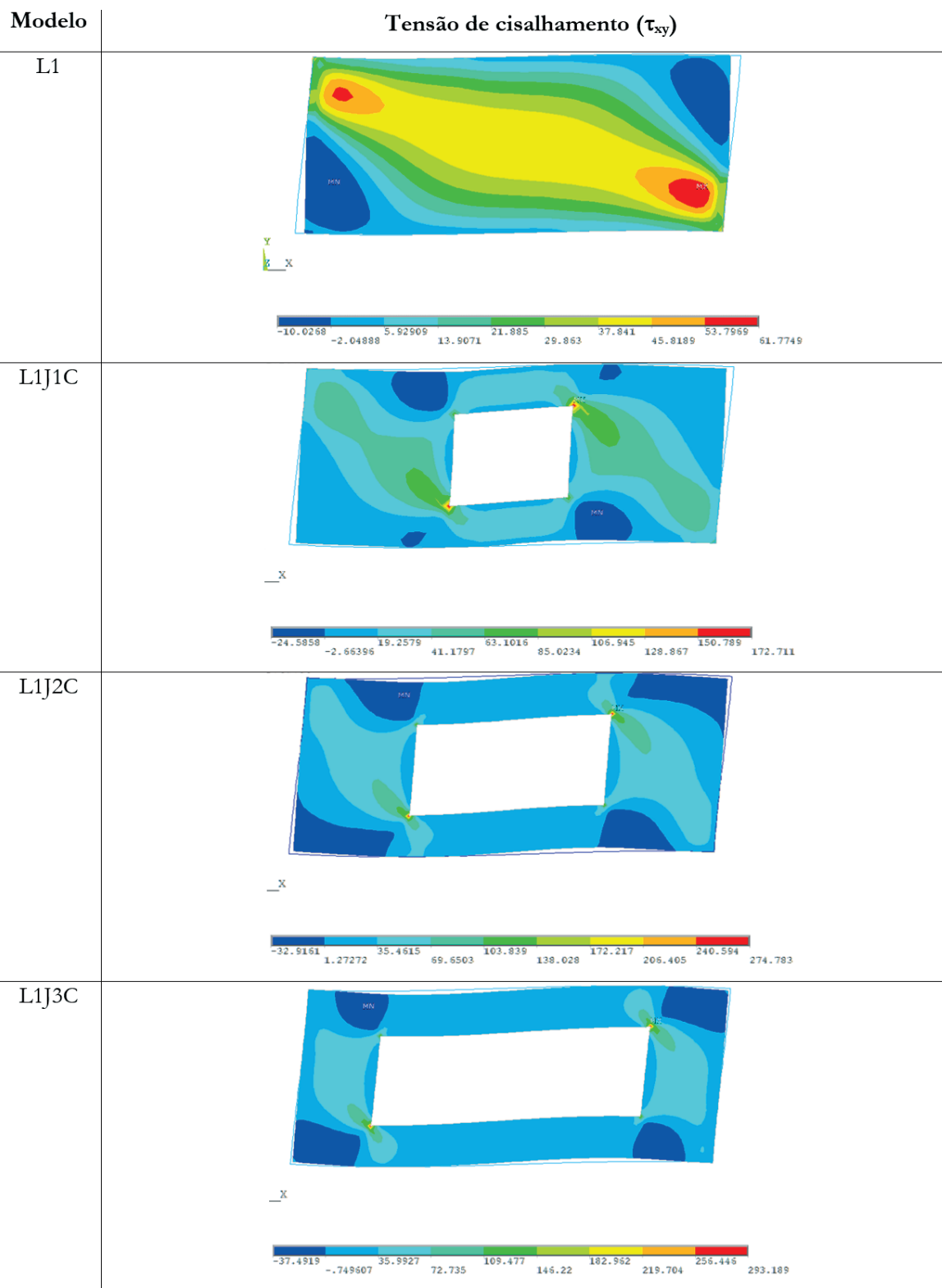


Figura 11 – Solicitações associadas à compressão diagonal nas paredes – modelos MEF (valores em kN/m²)

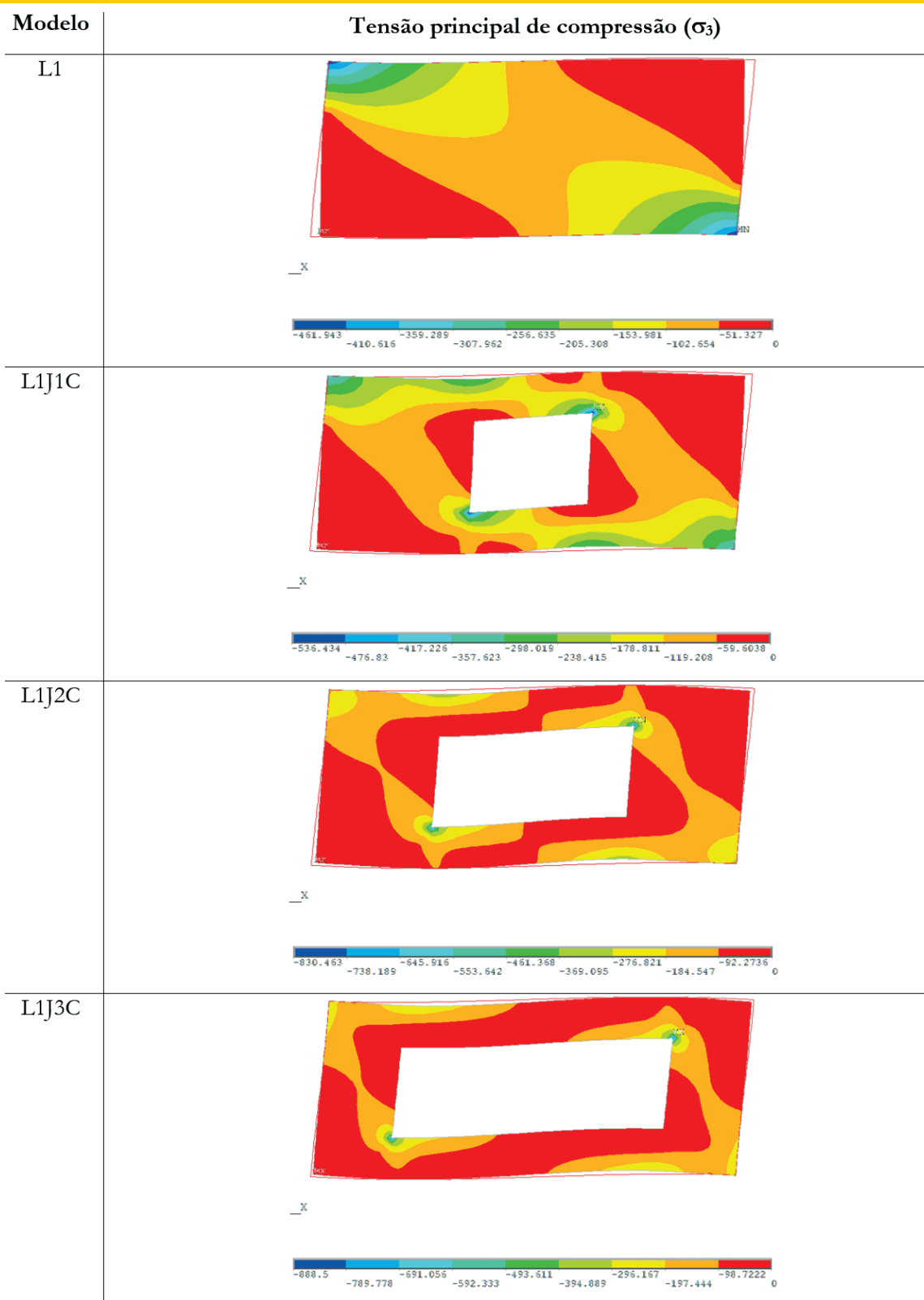


Tabela 7 – Resumo de resultados do Exemplo 2 – Solicitações máximas vs. Resistências (kN/m²)

Modelo	Tensões solicitantes máximas			Tensões resistentes			Possível ruptura
	σ_1	τ_{xy}	σ_3	$f_{t,0}$	$\sigma_{t,v}$	$f_{c,0}$	
L1	18,48	61,77	359,29	37,50	103,00	750,00	Não ocorre
L1J1C	82,43	63,10	298,02	37,50	103,00	750,00	Tração diagonal
L1J2C	90,81	103,84	184,55	37,50	103,00	750,00	Tração diagonal/ Cisalhamento
L1J3C	95,76	109,48	197,44	37,50	103,00	750,00	Tração diagonal/ Cisalhamento

aberturas. Exemplos desse tipo de calibração são apresentados no trabalho de Silva *et al.* [41].

A Figura 8 contém os diagramas de deformações elásticas principais de compressão bem como a visualização das deformadas dos pórticos. As Figuras 9 à 11 contêm, respectivamente, os resultados de solicitações nas paredes referentes à tração diagonal, cisalhamento e compressão diagonal.

A Tabela 7 contém um resumo dos resultados apresentados nas Figuras 9 à 11. Assim como procedido no item 4.1, os valores da Tabela 7 foram obtidos a partir de 10 cm de distância do contorno interno do pórtico de concreto, a fim de evitar a extração de valores decorrentes de concentração de tensões.

Os resultados das Figuras 9 à 11 e da Tabela 7 indicaram que a presença das aberturas produziu, além da formação de duas bielas principais diagonais, uma redução dos valores das tensões principais de compressão em relação ao modelo L1 sem abertura. Em contrapartida, a introdução de aberturas gerou um notável aumento nas tensões principais de tração e nas tensões de cisalhamento, quando comparadas com o modelo L1 sem abertura. Dessa forma, estariam previstas nas paredes com aberturas as rupturas por tração diagonal ou cisalhamento, caso a distorção horizontal entre andares consecutivos fosse igual ao limite da NBR 6118 (1/850 rad).

5. Conclusões e considerações finais

O objetivo principal deste trabalho consistiu em demonstrar como pode ser feita a verificação do Estado Limite de Serviço associado às Deformações Horizontais Excessivas quando se incluem os painéis de alvenaria no modelo estrutural, com a finalidade de avaliação de possíveis estados de fissuração em vedações.

Mesmo que a estrutura principal venha a ser dimensionada sem a consideração de qualquer contribuição das alvenarias como elementos resistentes, pode ser importante utilizar uma modelagem que inclua as alvenarias nas verificações dos Estados Limites de Serviço. Na realidade, tal modelagem tem a vantagem de permitir a identificação de painéis do edifício que tenham potencial de apresentar problemas decorrentes da interação alvenaria-estrutura.

Na modelagem convencional (modelo estrutural sem paredes), a verificação é feita de forma mais prática, controlando-se os deslocamentos horizontais da estrutura, não devendo estes ser superiores aos deslocamentos limites recomendados pelas normas (NBR 6118 e NBR 15575).

As paredes podem ser incluídas no modelo estrutural por meio de barras diagonais equivalentes ou utilizando-se elementos finitos planos ou tridimensionais (MEF). Em ambos os casos, para a verificação do ELS de Deformações Horizontais Excessivas, é necessário conhecer diversos parâmetros geométricos e mecânicos das paredes de alvenaria, tais como: espessura (t); altura (h); comprimento (l); posição e dimensões das aberturas (quando houver); módulo de elasticidade (E); resistência ao cisalhamento (D_{Rv} ou f_v); resistência à tração diagonal (D_{Rt} ou $f_{t,0}$) e resistência à compressão diagonal (D_{Rc} ou $f_{c,0}$). Neste tipo de modelagem, as atenções devem estar mais concentradas na comparação entre esforços (tensões) solicitantes e esforços (tensões) resistentes, segundo os três tipos possíveis de ruptura (cisalhamento, tração diagonal e compressão diagonal).

Evidentemente, pela simplicidade e por não exigir o conhecimento dos parâmetros geométricos e mecânicos das alvenarias, a modelagem convencional torna-se mais atrativa. Entretanto, conforme acenam os resultados do Exemplo 1 deste trabalho, é possível que paredes fixadas a pórticos com pilares de grande rigidez estejam submetidas a tensões elevadas, mesmo que se respeite a distorção angular limite da NBR 6118 na modelagem convencional. Para minimizar as dúvidas, pode ser interessante complementar a verificação do Estado Limite de Serviço com uma modelagem em que os painéis estejam presentes. A análise de quadros isolados que representem andares consecutivos, segundo a metodologia apresentada no Exemplo 2, pode fornecer informações importantes sobre o nível de solicitações nas paredes. No caso de paredes com aberturas, tal análise pode ser realizada com o emprego do método dos elementos finitos, de forma similar à apresentada no Exemplo 2 e no trabalho de Silva [40].

6. Agradecimentos

Ao CNPq pelo auxílio à pesquisa (Edital Universal).

7. Referências bibliográficas

- [1] ALVARENGA, R.C. Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado. 331p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- [2] SANTOS, E.M. Influência da alvenaria no structural behavior de

- edifícios altos de concreto armado. 132p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.
- [3] TANAKA, E.S. Influência da alvenaria dotada de aberturas na stiffness global de um edifício. 90p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.
- [4] MADIA, F.C. Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria. 142p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.
- [5] ASTERIS, P.G.; ANTONIOU, S.T.; SOPHIANOPOULOS, D.S.; CHRYSOSTOMOU, C.Z. Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art. *Journal of the Structural Engineering*, v.137, n.12, p.1508-1517, 2011.
- [6] CHRYSOSTOMOU, C.Z.; ASTERIS, P.G. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. *Engineering Structures*, v.41, Aug, p.385-402, 2012.
- [7] EL-DAKHAKHNI, W.W.; ELGAALY, M.; HAMID, A.A. Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.129, n.2, p.177-185, 2003.
- [8] AMATO, G.; FOSSETTI, M.; CAVALERI, L.; PAPIA, M. An Updated Model of Equivalent Diagonal Strut for Infill Panels, *Proc. Final Conference of Progetto ReLuis-DPC, Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, Naples, 1-3 April 2009*, pp. 119-128.
- [9] DOUDOMIS, I.N. Improving Lateral Stiffness Estimation in the Diagonal Strut Model of Infilled Frames. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008, Beijing.
- [10] CRISAFULLI, F.J.; CARR, A.J. Proposed Macro-Model for the Analysis of Infilled Frame Structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, v.40, n.2, p.69-77, 2007.
- [11] UVA, G.; RAFFAELE, D.; PORCO, F.; FIORE, A. On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings. *Engineering Structures*, v.42, p.83-94, 2012.
- [12] DOUDOMIS, I.N. Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frame under monotonic loading. *Engineering Structures*, v.29, p.1004-1024, 2007.
- [13] MONDAL, G.; JAIN, S.K. Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening. *Earthquake Spectra*, v.24, n.3, p.701-723, 2008.
- [14] ASTERIS, P.G. Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.129, n.8, p.1071-1079, 2003.
- [15] GOSH, A.K.; ADSM, A.M. Finite Element Analysis of Infilled Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.128, n.7, p.881-889, 2002.
- [16] MOHYEDDIN, A.; GOLDSWORTHY, H.M.; GAD, E.F. FE modelling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading. *Engineering Structures*, v.51, p.73-87, 2013.
- [17] STAVRIDIS, A.; SHING, P.B. Finite-Element Modeling of Nonlinear Behavior of Masonry-Infilled RC Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.136, n.3, p.285-296, 2010.
- [18] BALOEVIC, G.; RADNIC, J.; HARAPIN, A. Numerical dynamic tests of masonry-infilled RC frames. *Engineering Structures*, v.50, p.43-55, 2013.
- [19] KOUTROMANOS, I.; STAVIDRIS, A.; SHING, P.B.; WIL-LAM, K. Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. *Computers and Structures*, v.89, p.1026-1037, 2011.
- [20] MEHRABI, A.B.; SHING, P.B.; SCHULLER, M.P.; NOLAND, J.L. Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.122, n.3, p.228-237, 1996.
- [21] DURRANI, A.J.; HAIDER, S. Seismic Response of R/C Frames with Unreinforced Masonry Infills. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, 1996, Acapulco.
- [22] FLANAGAN, R.D.; BENETT, R.M. In-Plane Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames. *Journal of Structural Engineering*, v.125, n.6, p.590-599, 1999.
- [23] AL-CHAAR, G.; ISSA, M.; SWEENEY, S. Behavior of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced Concrete Frames. *Journal of Structural Engineering*, v.128, n.8, p.1055-1063, 2002.
- [24] ASTERIS, P.G.; KAKALETSI, D.J.; CHRYSOSTOMOU, C.Z.; SMYROU, E.E. Failure Modes of In-filled Frames. *Electronic Journal of Structural Engineering*, v.11, n.1, p.11-20, 2011.
- [25] TASNIMI, A.A.; MOHEBKHAH, A. Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. *Engineering Structures*, v.33, p.968-980, 2011.
- [26] LIU, H.; MANESH, P. Concrete masonry infilled steel frames subjected to combined in-plane lateral and axial loading – An experimental study. *Engineering Structures*, v.52, p.331-339, 2013.
- [27] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 306: Evaluation of earthquake damage concrete and masonry wall buildings, Basic Procedures Manual, Washington, DC, 1998.
- [28] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 274: NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, BSSC Seismic Rehabilitation Project, Washington, DC, 1997.
- [29] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 356: Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings, Chapter 7: Masonry, Washington, DC, 2000.
- [30] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.
- [31] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-2: Edificações habitacionais - Desempenho – Parte 2: Sistemas Estruturais. Rio de Janeiro, 2013.
- [32] MAINSTONE, R.J. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames. Building Research Station, Garston, UK, 1974.
- [33] AL-CHAAR, G. Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures, ERDC/CERL TR-02-1, US Army Corps of Engineers, Construction Engineering Research Laboratory, 2002.
- [34] HENDRY, A. *Structural Brickwork*. MacMillan, London, 1981.
- [35] LIAUW, T.C.; KWAN, K.H. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. *Computers and Structures*, v.18, n.3, p.551-560, 1984.
- [36] DECANINI, L.D.; FANTIN, G.E. Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de stiffnessy resistencia lateral en estado limite. *Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, v.2, Buenos Aires, Argentina, p.817-836, 1987.

- [37] PAULAY, T.; PRIESTLEY, M.J.N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Wiley, New York, 744, 1992.
- [38] DURRANI, A.J.; LUO, Y.H. Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills, National Center for Engineering Earthquake, Buffalo, N.Y., 1994.
- [39] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15812-1: Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos. Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.
- [40] SILVA, L. R. Modelingde pórticos de concreto armado preenchidos com a consideração de aberturas nos painéis de alvenaria. 139p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.
- [41] SILVA, L.R.; ALVA, G.M.S.; KAMINSKI JUNIOR, J.. Avaliação e aprimoramento do modelo de diagonal equivalent strutna structural analysis de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria. In: 55° Congresso Brasileiro do Concreto, Gramado, 2013, Anais... IBRACON, 2013.

Interactive graphics tool for the calculation and serviceability limit state stress check of bonded post-tensioned concrete beams according to brazilian codes via Autodesk Robot Structural Analysis Professional®

Ferramenta gráfico-interativa de cálculo e verificação de tensões no estado limite de serviço de vigas protendidas com pós-tração aderente para a norma brasileira através do Autodesk Robot Structural Analysis Professional®

P. K. K. NACHT ^a
pedro.k.night@gmail.com

L. F. MARTHA ^a
lfm@puc-rio.br

Abstract

This work presents an interactive graphics computational tool for the verification of prestressed concrete beams with post-tensioned bonded tendons to the serviceability limit state (SLS) stress check according to the Brazilian code NBR 6118:2014. The tool is an add-in for Autodesk Robot Structural Analysis Professional®, which serves as a structural modeling platform.

With data supplied by the user through a graphics user interface, the program here developed calculates all relevant prestress losses that occur throughout the structure's life-cycle, along with the prestress' equivalent loads during this period. The traditional calculation methods, obtained in the NBR 6118, are presented along with the modifications which had to be implemented in order to allow for incremental loss calculations. Usage examples and results are presented, validating the adopted methodology.

At the end of the software's calculation, the user receives two outputs: the prestress' equivalent loads in the Robot model and an Excel spreadsheet. The spreadsheet contains the resultant stresses in the beam and warns whether these are greater than the permissible stresses in the SLS stress check. The loads may then be used in other calculations, such as shear reinforcement.

Keywords: prestressed concrete beams, ABNT NBR 6118, serviceability limit state stress check, Autodesk Robot Structural Analysis Professional®.

Resumo

Este trabalho apresenta o desenvolvimento de uma ferramenta computacional gráfico-interativa para a verificação de vigas de concreto protendido com pós-tração aderente ao estado limite de serviço (ELS), de acordo com a norma brasileira NBR 6118:2014. A ferramenta é um add-in para o Autodesk Robot Structural Analysis Professional®, que serve como plataforma de modelagem estrutural.

A partir de dados fornecidos pelo usuário através de uma interface gráfica, o programa desenvolvido calcula todas as perdas de protensão que ocorrem ao longo da vida-útil da estrutura, assim como os carregamentos equivalentes à protensão durante este período. O trabalho apresenta os métodos de cálculo tradicionais, obtidos da NBR 6118, e as modificações que tiveram que ser feitas para permitir um cálculo incremental. Exemplos de utilização do programa também são apresentados, validando a metodologia adotada.

Ao fim do cálculo o usuário recebe duas saídas: os carregamentos equivalentes da protensão ao longo da vida-útil da estrutura no modelo do Robot e uma planilha Excel. A planilha contém os esforços e as tensões atuantes na viga ao longo de sua vida-útil e informa se estes valores ultrapassam os limites estabelecidos para o ELS. Os carregamentos podem ser utilizados para demais carregamentos, tal como no dimensionamento ao esforço cortante.

Palavras-chave: Vigas de concreto protendido, ABNT NBR 6118, Estado limite de serviço (ELS), Autodesk Robot Structural Analysis Professional®.

^a Civil Engineering Department, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

1. Introduction

The Building Information Modeling (BIM) philosophy is revolutionizing structural engineering. The fundamental concept is to bring all the information from the disparate disciplines into a single database. One then has a single structural model which incorporates all the structure's life-cycle information: architectural, structural, hydraulic, electric, mechanical, as-built, and maintenance projects. Prestressed concrete structures, however, tend to be modeled separately in specialized software which does not attempt to follow the BIM philosophy.

To aid in the unification of prestressed structural models with BIM, this work presents a computational tool for the serviceability limit state stress check of bonded post-tensioned concrete beams according to Brazilian codes via Autodesk Robot Structural Analysis Professional®, henceforth referred to as **Robot**. This software, named **Prestress**, is an add-in for **Robot**, leveraging its structural modeling capabilities to obtain the loads and stresses arising from the prestress.

Robot was chosen as the platform for **Prestress** because it is part of the Autodesk environment. BIM does not require that a single company's package be adopted, but open-source databases, commonly represented by IFC files, cannot as of yet contain all of the "intelligence" of a model [1]. For this reason, though it is not strictly necessary, adopting a company's closed environment simplifies the implementation of the BIM philosophy for now. With **Robot** as a platform, **Prestress** can now unify the prestressing calculations

to those of the global structure. Though not yet implemented, **Prestress** can still be extended to add the prestressing to an Autodesk Revit 4D model to check for possible interferences and inclusion in the structure's life-cycle analysis.

From a structural model created within **Robot** and prestressing data given by the user, prestress losses are calculated, isostatic bending moments are obtained and equivalent loads are applied. The program's calculations are boundary-condition-agnostic, successfully dealing with isostatic and statically indeterminate beams. The effects of the boundary conditions are considered by **Robot** and incorporated in **Prestress**. Once the (possibly statically indeterminate) stresses are obtained, the software then performs a serviceability limit state stress check on the beam and generates an .xlsx file containing the results.

A limitation of **Prestress** at present is that it cannot correctly calculate structures which are built in stages. While **Robot** has what it calls "phase structures", its API does not implement any method by which external programs (such as **Prestress**) can retrieve information regarding the different construction phases [2]. It is therefore impossible for **Prestress** to accurately calculate segmental bridges or prefabricated beams with cast-in-place decks which are usually considered to work with the beam for live-loads.

There are at present already multitudes of software in the market which aid the engineer in the design of prestressed concrete structures. **midas Civil**®, **SAP 2000**®, **ADAPT-ABI**®, **ADAPT-PT/RC**®, **RAPT**® and **Nemetschek Scia**® are but a few of the available options. All of these are evidently far more advanced and robust

Figure 1 – Options tab

1. Options tab

2. Tabs for each cable family

3. Schematic graphic of all cables

4. Number of sections where results are desired

5. Define whether result sections are equally or symmetrically spaced

6. Sections where results are desired

7. Number of prestressing cable families

8. Number of phases of the beam's service life

9. Default phase and material properties

10. Project properties

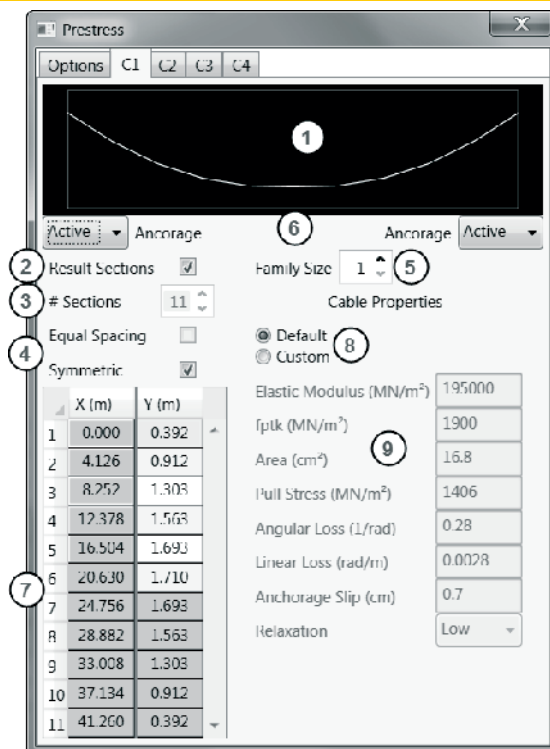
11. Initiates calculation

12. Phase table, allows the editing of the name and end-date of each phase, along with the dead- and live-loads which are applied and the cables which are pulled in the selected phase. Custom properties different from the default values may be defined for each phase.

Name	Date (days)	Deadload	Liveload	Cables	Properties
1	3	Select	Select	Set	Set
2	28	Select	Select	Set	Set
3	365	Select	Select	Set	Set
4	18250	Select	Select	Set	Set

X (m)	
1	0.000
2	4.000
3	8.000
4	12.000
5	16.000
6	20.000
7	24.000
8	28.000
9	32.000
10	36.000
11	40.000

Figure 2 – Cable tab



1. Schematic graphic of the cable
2. Defines whether the cable sections are equal to the result sections
3. Number of sections
4. Define whether the cable sections are equally and/or symmetrically spaced
5. The number of cables which have the same profile and properties
6. Define whether the anchorages in the start and end of the cable are active or passive
7. Cable profile
8. Defines whether the cable properties are default (as defined in the Options tab) or custom
9. Cable properties

than the software here developed. However, of the above only **ADAPT-PT/RC**® currently performs the calculations and serviceability checks according to the Brazilian codes, but it is a 2D-only platform. There are other programs, such as those developed by Bortone [3] and Lazzari *et al.* [4], which fall into the same category. **Prestress** is unique in that it follows the Brazilian codes and allows the user to work in a 3D space. Compared to the works of Bortone and Lazzari *et al.*, it also has the advantage of not being a stand-alone program. This means the engineer need not create two structural models: one to calculate the prestressed element and another to obtain the behavior of the rest of the structure. Having the prestressing loads within the global structural model also allows the user to observe the effect of the prestress in the entire structure. The following sections will present the procedures adopted by the software and two examples. One example is that of an isostatic beam, while the other is of a statically indeterminate structure. Each example presents the information relevant for prestressing and the file containing the results.

2. Procedure

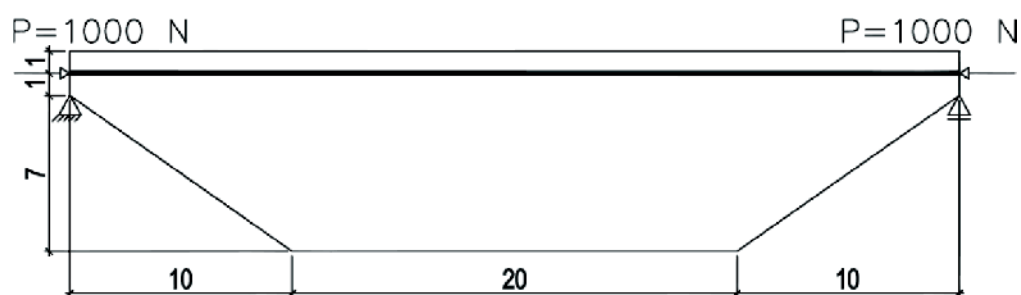
2.1 Input

The **Prestress** software requires that the user already have a complete structural model defined in **Robot**, including constraints and load cases. It is essential that the beam be allowed to deform according to the real boundary conditions, therefore great care

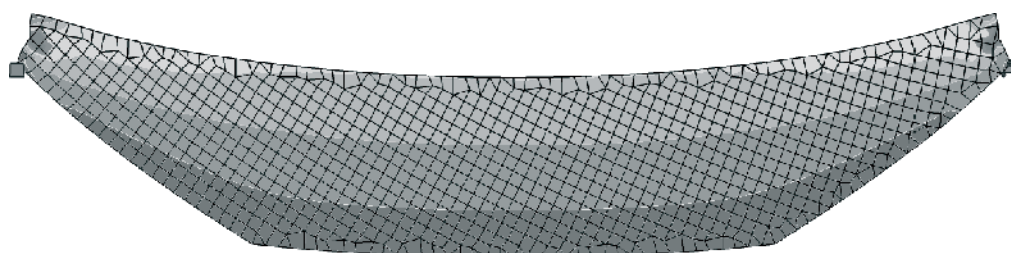
must be taken in the definition of the constraints. For instance, if a beam's two extremities have constraints which do not allow the beam to be compressed, a large part of the prestress will be lost. The user then selects the beam to be prestressed, which may be composed of one or more bar segments. Via a graphical user interface, the engineer may input the requisite prestressing data. This includes the number of cables, each cable's longitudinal layout, section area, pull stress, and relevant prestress loss coefficients, as well as material properties for both concrete and steel and the desired level of prestress: limited or complete prestress. Partial prestress, which permits the concrete to crack in tension, is not allowed. The units adopted by **Prestress** are taken directly from the **Robot** model, so as to allow the user to work with the unit system (s)he has previously defined.

Another key piece of data the user must present is the different phases of a structure's lifecycle. The suggested minimum number of such phases is four [5], representing: the age of concrete at prestressing; when loads other than self-weight and prestress are applied; one year; and the end of the structure's service life. The user, however, is free to alter both the number and dates of phases. Each phase is defined by the concrete's age at the end of the phase, the dead and live loads that are applied and the cables that are jacked on that phase, along with representative values of temperature and humidity for that phase. Should the prestressing operation occur in multiple stages, this should be represented in the user's input, preferably by including additional phases. Figures [1] and [2] show the windows where the user enters all relevant data.

Figure 3 - Variable-height beam with straight cable

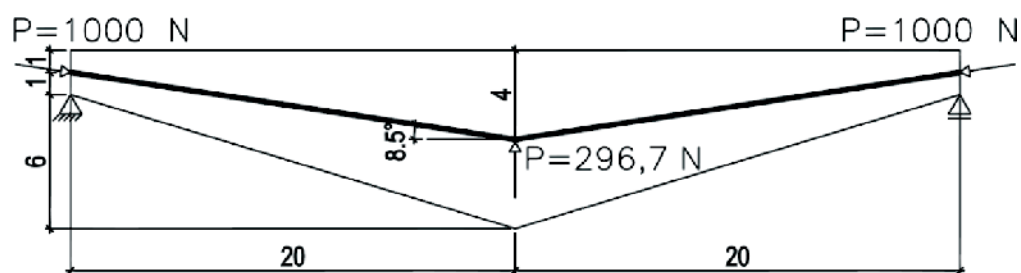


A Elevation

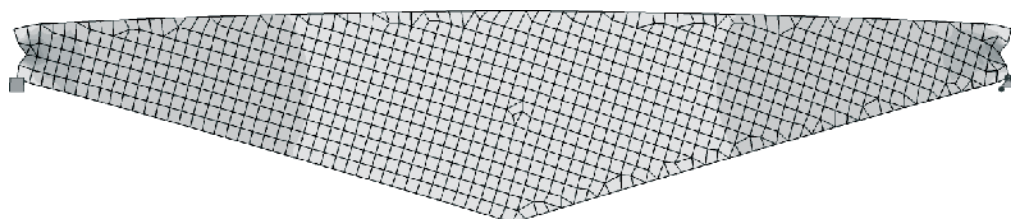


B Resultant stresses and deformation

Figure 4 - Variable-height beam with variable cable



A Elevation



B Resultant stresses and deformation

With this data **Prestress** then calculates all relevant prestressing losses: friction, anchorage slippage, concrete elastic deformation, creep and shrinkage, and steel relaxation.

2.2 Equivalent loads

A curved cable under tension tends to straighten, but this is impeded by the concrete and its self-weight, so the cable applies a distributed force along the beam's span. The standard method of defining an equivalent load to simulate this force was presented by Lin [6]. For a beam with a parabolic cable of length L , pull-force P and maximum deflection e , the equivalent distributed load is given by Equation [1].

$$q = \frac{8P \cdot e}{L^2} \quad (1)$$

This method, however, is not generic since it requires a beam of constant section [7]. Figures [3], [4] and [5] present three different variable beams. The first presents a beam of variable height, prestressed with a straight tendon. Though the tendon has no deflection, the eccentricity of the cable to the beam's centroid is variable, leading to a flexural stress-state in the beam. The second presents a beam with variable height but with a polygonal cable which always follows the beam's centroid. Though the cable has a deflection, in this case the beam's stress-state is that of pure compression. The third case presents a beam with a sudden change of section. It is clear that where the cable is aligned with the centroid, the beam is under pure compression, but where the cable is offset from the centroid, the beam presents a bending moment. It is there-

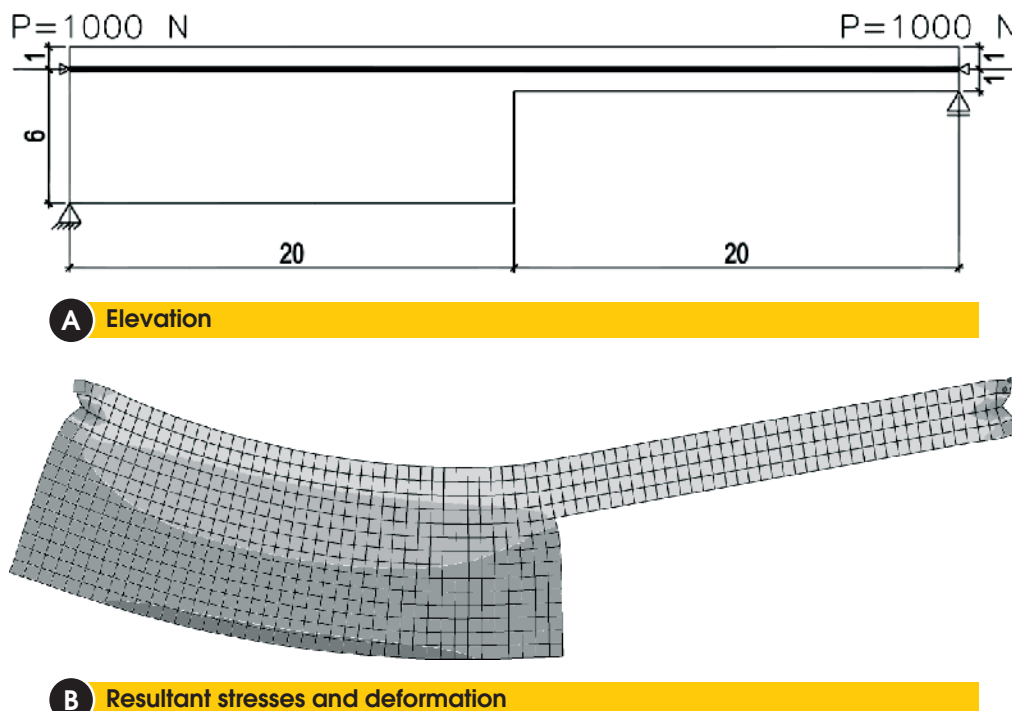
fore necessary to adopt a more generic function for equivalent loads. The adopted solution applies concentrated loads according to Equation [2] at every section i where the cable's layout was defined, where M_i and M_{i+1} are the isostatic prestressing bending moments at the current section and the following one, respectively, and ΔM is the difference between the bending moment immediately to the right and left of the current section and is therefore only non-zero if there is a cross-section discontinuity at point i . If such a discontinuity occurs, a concentrated moment equal to ΔM must also be applied.

$$Q_i = \frac{M_{i+1} - M_i - \Delta M}{L} - \sum_{j=1}^{i-1} Q_j \quad (2)$$

This method generates a polygonal approximation of the beam's prestressing bending moment diagram, regardless of the boundary conditions. If the structure is statically indeterminate, then the boundary conditions will naturally generate the correct diagram. This equivalent load method also satisfies the condition of being self-balanced, generating no reactions on supports in isostatic structures. Prestress losses are also trivially considered, since the values of M_i and M_{i+1} are naturally calculated after all relevant losses. Figure [6] shows an example of a beam without cross-section discontinuities (therefore ΔM is always null) under a constant distributed load and the linear approximation via Equation [2]. The errors here are of approximately $\pm 1\%$, but this is evidently affected by the number of points where concentrated loads are defined.

The equivalent loads of each phase of the structure's service life are left in the model after **Prestress** is complete, allowing the user to make use of these loads if so desired.

Figure 5 – Beam with section discontinuity and a straight cable



2.3 Prestress losses

A prestressed cable is jacked up to a specified stress. This stress, however, is not constant along the cable's length, nor is it constant in time. The losses can be simply bundled into two groups: immediate and progressive losses. The immediate losses, as the name would imply, happen at the act of jacking. These are losses due to: friction between the cable and its duct; anchorage slippage; and the elastic deformation of the concrete. The progressive losses are time-dependent, ever-approaching an asymptotic value at the end of the beam's service-life. These are the losses due to steel relaxation and concrete creep and shrinkage. The methods adopted by **Prestress** are summarized below.

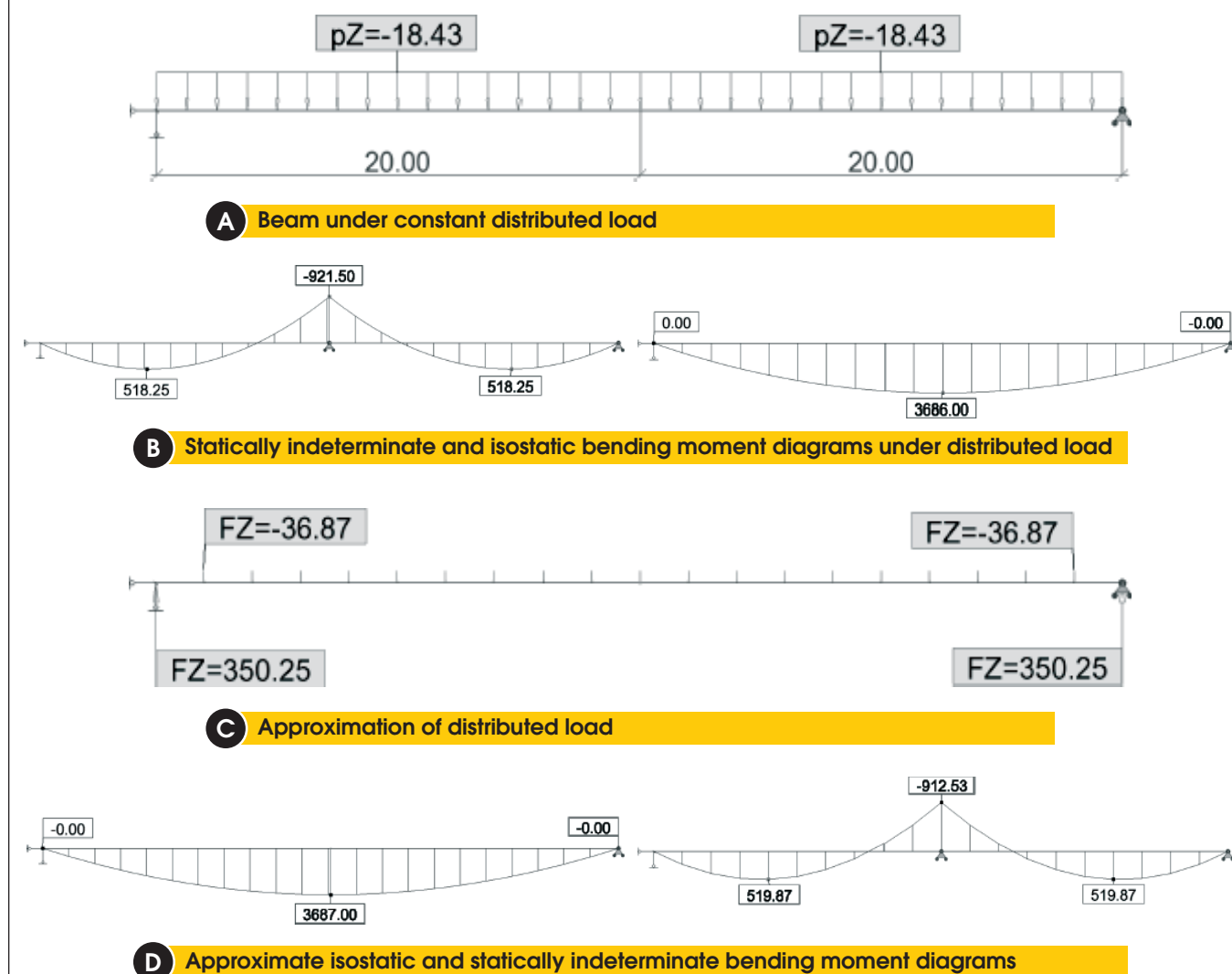
Friction losses are calculated according to item 9.6.3.3.2.2 of the NBR 6118:2014 [8], which is itself simply the traditional equation for such losses, seen in Equation [3], where P_0 is the pull force;

μ , the angular friction coefficient; $\alpha(x)$, the total absolute angular variation from the anchorage until point x ; and k , the linear friction coefficient.

$$P(x) = P_0 \cdot e^{-\mu\alpha(x) - k \cdot x} \quad (3)$$

Anchorage slippage losses are calculated by solving Equation [4], where A_p is the cable's cross-section's area; E_p , the cable's modulus of elasticity; δ , the anchorage's slip length; $\Delta P(x)$, the loss of prestress due to anchorage slippage until point x ; and X is the point where these losses end. **Prestress** adopts the cable's stress diagram after friction losses and finds X by incrementally calculating the area between this diagram and its version mirrored over $P(X)$.

Figure 6 – Beam under distributed and equivalent loads



$$A_p \cdot E_p \cdot \delta = \int_0^X \Delta P(x) dx \quad (4)$$

Losses due to the elastic deformation of concrete from prestressing and dead loads are also considered. The stresses due to dead loads and equivalent prestressing loads are calculated by **Robot** and Equation [5] is applied, where $\Delta\sigma_p$ is the change of stress in the steel; $\Delta\sigma_c$, in the concrete; and α_p is equal to the ratio of the steel and concrete moduli of elasticity.

$$\Delta\sigma_p = \Delta\sigma_c \cdot \alpha_p \quad (5)$$

Prestress currently only calculates post-tensioned bonded cables. Such cables only suffer elastic deformation losses due to the prestressing of subsequent cables, but not due to their own jacking. If cables are pulled at different dates, then the effect of the jacking of the latter cables will only be computed at that later date. This allows the software to consider the effect of the differed losses (discussed below) on the former cables prior to the influence of the elastic deformation losses.

The treatment of the progressive losses is more complex. These losses are interdependent, with the result of one altering the result of the other and visa-versa. The methods adopted by **Prestress** are those present in Annex A of the NBR 6118 [8]. However, they do not allow for the consideration of this interdependence and therefore had to be slightly modified. Below are described the methods used by the software. When calculating each differed loss for a phase i the program assumes the stresses in phase $i-1$ are constant. With a sufficient number of phases (at least four, as described in Section [2.1]), this allows for an approximation of the true results [5].

Creep losses are calculated by the traditional method of considering a factor φ which represents the deformation increment over time, as seen in Equation [6]:

$$\Delta\sigma_p = \varphi \cdot \sigma_c \frac{E_p}{E_c} \quad (6)$$

Item A.2.2.3 of the NBR 6118 [8] considers φ as the sum of three parts: φ_a , which represents the quick, plastic deformation which occurs in the first 24 hours; φ_p , the slow, plastic deformation; and φ_e , the slow, elastic deformation.

φ_a is calculated by **Prestress** precisely as in the Brazilian code according to Equation [7], where β_i is the fraction of the concretes 28-day strength present on t_o , the moment the load is applied. The code actually defines the boundaries differently, with the first case being used for concretes with a compressive strength between 20 and 45MPa, and the second for concretes between 50 and 90MPa. Those used here are equivalent, but also allow for concretes with strengths between 45 and 50MPa. Conservatively, such concretes would fall under the second case. Since this portion of the concretes creep occurs in the first 24 hours, it is only considered in the first phase after a load is applied.

$$\varphi_a(t_0) = \begin{cases} 0,8(1 - \beta_1(t_0)) & \text{for } f_{ck} \in [20, 45] \text{MPa} \\ 1,4(1 - \beta_1(t_0)) & \text{for } f_{ck} \in (45, 90] \text{MPa} \end{cases} \quad (7)$$

φ_i is calculated in a form almost identical as that given in the code, as shown in Equation [8], where φ_{∞} is the asymptote of φ_i and β_i is a time function for such losses. The only difference between this function and the one in the NBR 6118 [8] is that instead of being restricted to t_o , the moment the load is applied, it allows the creep increment to be found between any two moments in time. This

Figure 7 – Incremental prestressing loss due to slow, plastic concrete creep. With the increase in humidity over time the final loss is reduced. To disconsider the humidity's variation over time, however, may lead to inaccurate results

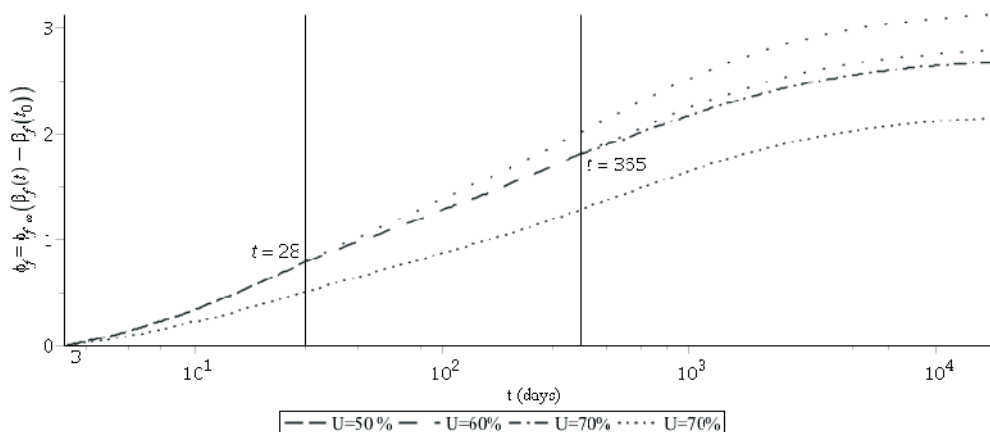
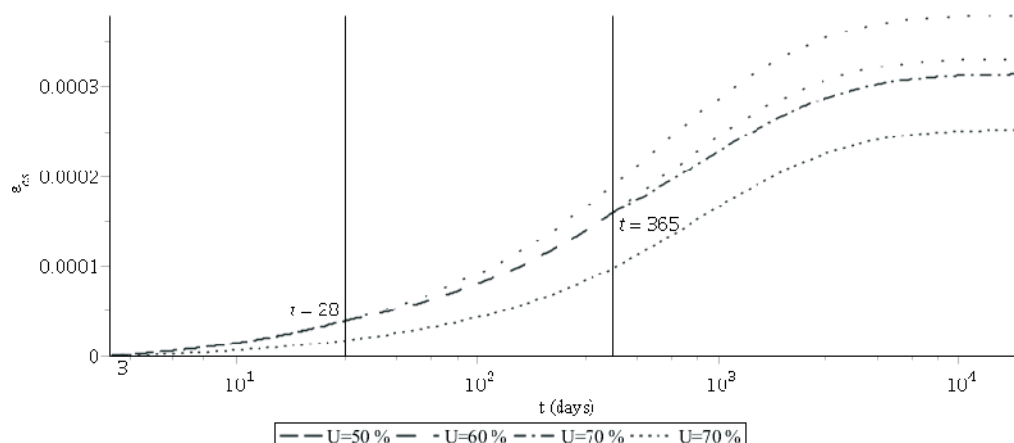


Figure 8 – Incremental prestressing loss due to concrete shrinkage. With the increase in humidity over time the final loss is reduced. To disconsider the humidity's variation over time, however, may lead to inaccurate results



allows the creep from a load applied at t_0 to be computed from t_0 to t_1 and from t_1 to t_2 ,... all the way to t_n , which defines the end of the structure's life-cycle. Both φ_{∞} and β_f are functions of the humidity in the air, which means that calculating different phases with varying humidity leads to a different result than if an average value were considered. Figure [7], for instance, demonstrates a fictitious example of a beam in an environment with ever-increasing humidity. Notice how the final result considering only the humidity of the last phase (which represents 49 of the beam's 50-year service life) leads to a result which is 25% lower than if the varying humidity in the first year is considered.

$$\varphi_f = \varphi_{f\infty} (\beta_f(t_i) - \beta_f(t_{i-1})) \quad (8)$$

φ_d is the portion which is most modified. For the first increment of time its value is obtained via Equation [9], precisely as defined in

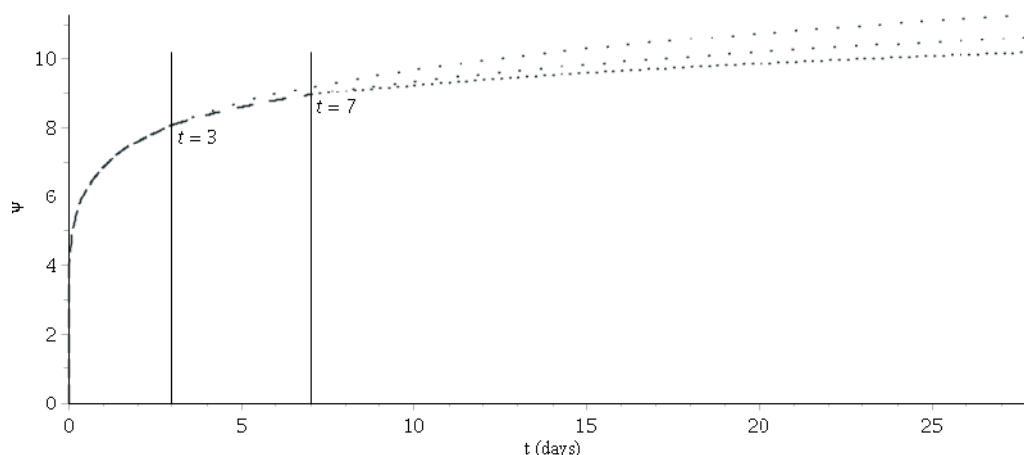
the Brazilian code [8]. For every other increment of time, however, Equation [10] must be used. This occurs due to the peculiar behavior of the code's method, which implies in a non-zero φ_d for $t_i \approx t_0$.

$$\varphi_d = 0,4 \frac{t_1 - t_0 + 20}{t_1 - t_0 + 70} \quad (9)$$

$$\varphi_d = 0,4 \left(\frac{t_i - t_0 + 20}{t_i - t_0 + 70} - \frac{t_{i-1} - t_0 + 20}{t_{i-1} - t_0 + 70} \right) \quad (10)$$

The implementation of prestressing losses due to concrete shrinkage does not require any modifications to the method present in the NBR 6118 [8], seen in Equation [11], where $\varepsilon_{cs\infty}$ is the maximum value and β_s is a time function. Given the deformation increment

Figure 9 – Incremental prestressing loss due to steel relaxation. With the reduction of steel stress over time due to other differed losses, the final loss is reduced



between two moments, **Prestress** then needs only to multiply this value by the steel's modulus of elasticity to obtain the relevant loss of stress. Figure [8] shows the shrinkage losses over time for a structure in an increasingly humid environment.

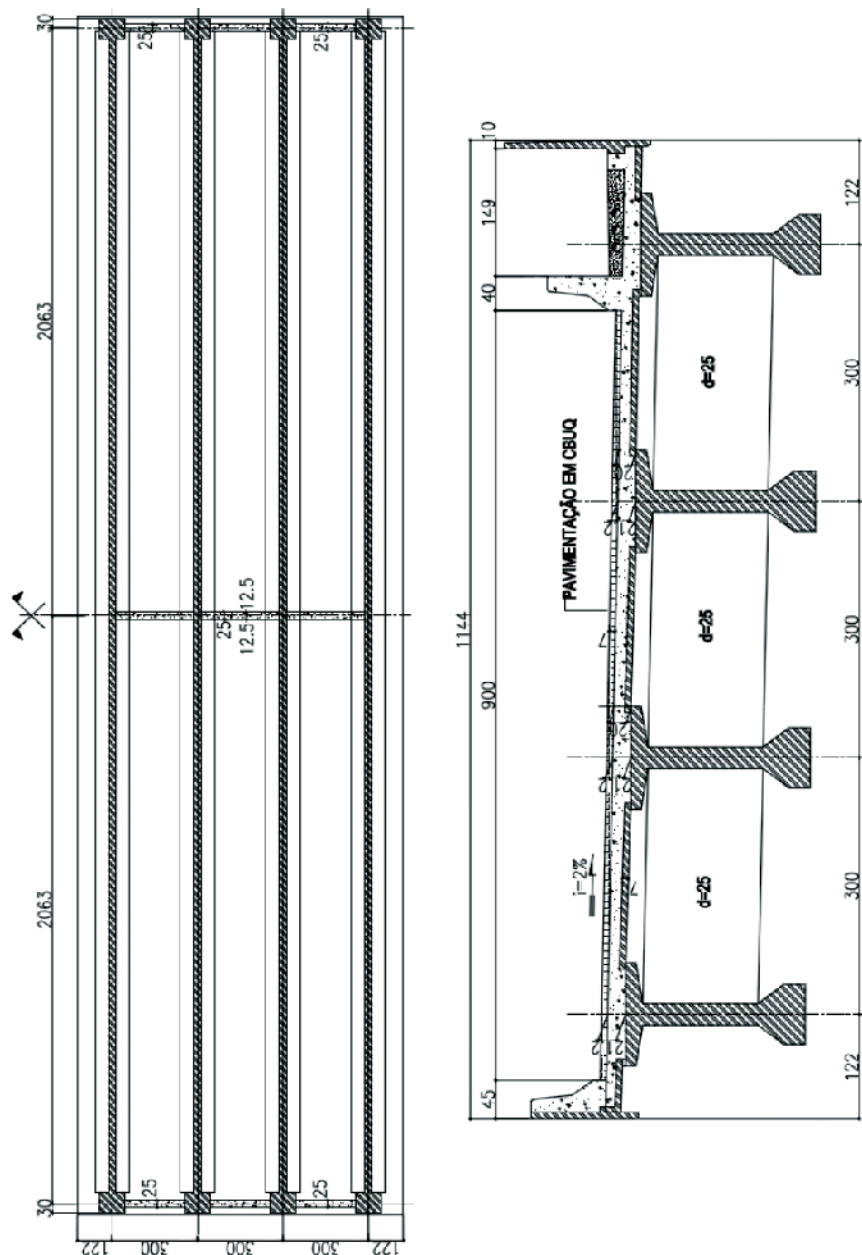
$$\epsilon_{cs}(t_i, t_{i-1}) = \epsilon_{cs\infty} [\beta_s(t_i) - \beta_s(t_{i-1})] \quad (11)$$

There is, however, one note that must be made in regards to shrinkage losses and that is that the actual value of shrinkage deformation is a function of a beam's boundary conditions. The beam segment of a plane frame, for instance, will suffer less shrinkage deformation than a simply supported beam due to the stiffness of

the pillars. Such effects are not considered by the software, which assumes for these losses that the beam has no restrictions to axial deformations. This is a conservative assumption which leads to greater prestressing losses.

Steel relaxation losses are calculated based on item 9.6.3.4.5 of the NBR 6118 [8]. The method, however, had to be modified somewhat to allow for an incremental method as shown in Equation [11], where ψ_i is the relaxation that occurs between t_i and t_{i-1} ; $\psi_{1000, i-1}$, the relaxation coefficient for 1000 hours, obtained in the code's Table 8.4, considering the cable stress at moment t_{i-1} ; and t_0 , the moment the cable was pulled. Since ψ_{1000} is a function of steel stress, which is altered by the other progressive losses, the value of ψ_{1000} is in fact variable in time. Figure [9] shows a fictitious example of a cable where the value of ψ_{1000} is progressively reduced, simulating the effect of the other differed losses.

Figure 10 – Plan and cross-section of Santa Isabel Viaduct. Reprinted from Cerne Engenharia (11)



$$\psi_i = \psi_{1000,i-1} \left(\left(\frac{24(t_i - t_0)}{1000} \right)^{0,15} - \left(\frac{24(t_{i-1} - t_0)}{1000} \right)^{0,15} \right) \quad (12)$$

After calculating each of these losses for every phase of a beam's service life, **Prestress** can then apply equivalent loads which simulate the prestress. With these equivalent loads in combination with the live and dead loads along the structure's service life, the software can then perform the serviceability limit state stress check.

2.4 Serviceability limit state stress check

A prestressed structure must be checked against two limit states: ultimate and serviceability. The ultimate limit state (ULS) certifies that the structure will not collapse when under load. The serviceability limit state (SLS) checks that, if ULS is also satisfied, the structure will be adequate for use. A beam which withstands a load but does so with excessive cracking or deflection will not give its users peace of mind and may forbid the use of sensitive machinery. Both limit states are equally important, but only SLS, which is usually the critical verification [9], is checked by **Prestress**. The user must therefore perform ULS checks by some other means.

The Brazilian code defines three levels of live loads, each of which is given a coefficient: rare (ψ_0), frequent (ψ_1), and almost-permanent (ψ_2). For a nominal live load Q , the frequent load is therefore

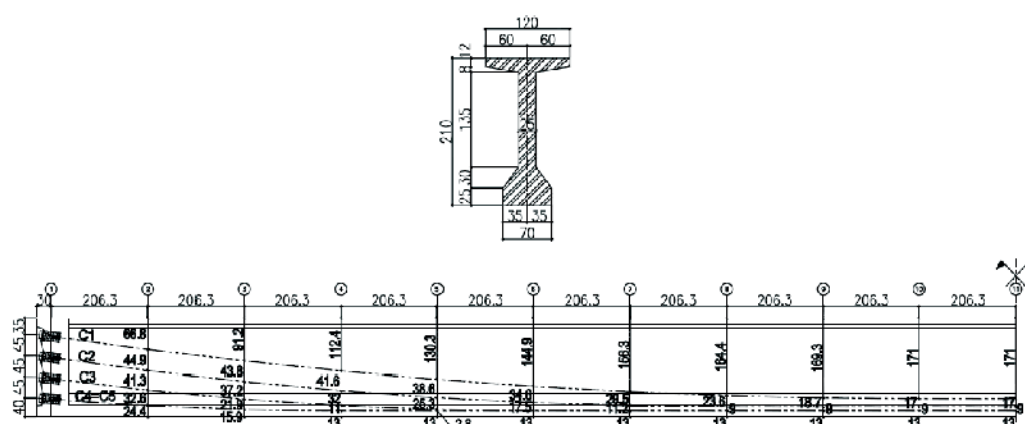
equal to $\psi_1 Q$, for example. The values of the coefficients can be found in Table 11.2 of NBR 6118 [8] or Table 6 of NBR 8681 [10]. Table 13.4 of NBR 6118 [8] states that depending on the environmental conditions (CAA, as defined in Table 6.1 of the code), different stresses are permissible:

- If the environmental conditions are defined as CAA I or II, concrete cracking is permitted with a specified maximum nominal crack width ($w_{k,max} = 0,2\text{mm}$) considering frequent loading. This is defined as partial prestress;
- For CAA III or IV, stresses must be checked in two conditions: there must be no tensile stresses in the concrete under almost-permanent loads (ELS-D) and tensile stresses below the concrete's tensile strength in flexure ($f_{ct,f}$ as defined in item 8.2.5 of NBR 6118) are permissible under frequent loads (ELS-F). This is defined as limited prestress;
- Though never obligatory for post-tensioned structures, there is also a stricter check which only allows tensile stresses below the concrete's tensile strength under rare loads (ELS-F) and forbids tensile stresses under frequent loads (ELS-D). This is defined as complete prestress.

Another SLS check is for excessive compression in the concrete (ELS-CE) as per item 17.2.4.3.2.a) of the NBR 6118 [8]. Here the compression must not be greater than 70% of the concrete's strength f_{ck} on the date in question, considering a factor of 1.1 on the prestressing loads. **Prestress** performs SLS checks under either limited or complete prestress.

Item 9.6.1.3 of the NBR 6118 [8] states that the nominal prestress can be considered equal to the value obtained after all required

Figure 11 – Prestressing data and cable profiles of Santa Isabel Viaduct. Reprinted from Cerne Engenharia (11)



- TABELA DE PROTENSÃO -

CABO	Q	FORÇA DO CABO (kN)	ALONGAMENTO TEÓRICO (cm)
C2	1	2362	28,2
C3	1	2362	28,1
C1	1	2362	28,3
*C4 - C5	2	2362	28,5

* VER NOTA 4

NOTAS:

- 1 - Concreto estrutural $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$.
- 2 - Os cabos devem ser protendidos na ordem da Tabela de Protensão e o alongamento teórico dado é calculado antes da curvatura do cabo.
- 3 - A protensão dos cabos deve seguir o seguinte cronograma:
 - Protensão dos cabos C2 e C3 quando o concreto atingir $f_{ck} \geq 30\text{MPa}$, porém não antes de 3 dias da data da última concretagem.
 - 3 dias após esta protensão, os cabos poderão ser retirados.
 - Restante dos cabos aos 28 dias.
- 4 - Os cabos C4 e C5 deverão ser protendidos simultaneamente com macacos locados alternadamente nas extremidades opostas.
- 9 - Valores adotados para o cálculo do alongamento teórico:
 - $E_c = 195000\text{ MPa}$
 - $A_p = 16,80\text{ cm}^2$

losses as calculated in Section [2.3], unless the losses are greater than 35% of the initial jacking force. In such a case, the nominal prestress must be considered as $\pm 5\%$ the calculated value. Regardless of the magnitude of the losses, **Prestress** always considers this variation of the nominal prestress force.

The stress and SLS-check results for the top and bottom fibers of each section are saved in an .xlsx file, examples of which can be seen in Section [3].

3. Examples

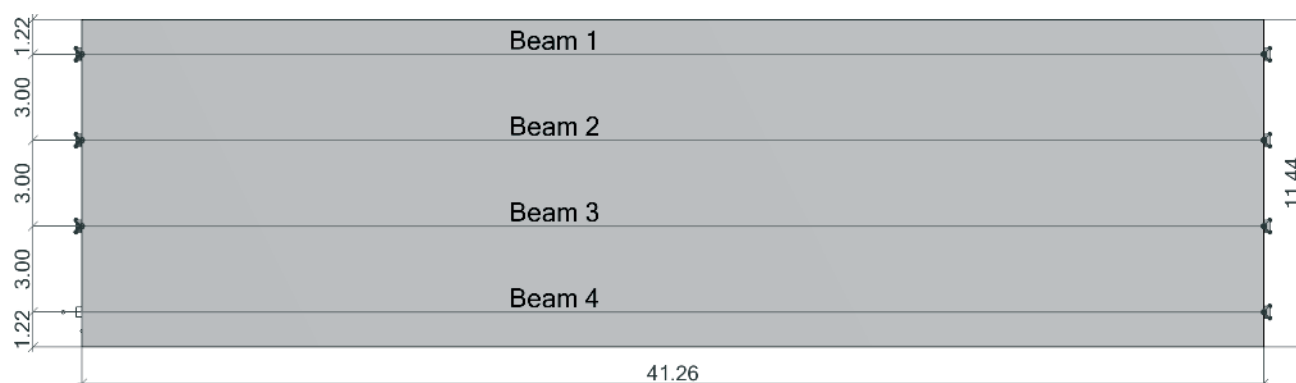
3.1 Santa Isabel Viaduct

The Santa Isabel Viaduct [11] is an isostatic structure which pres-

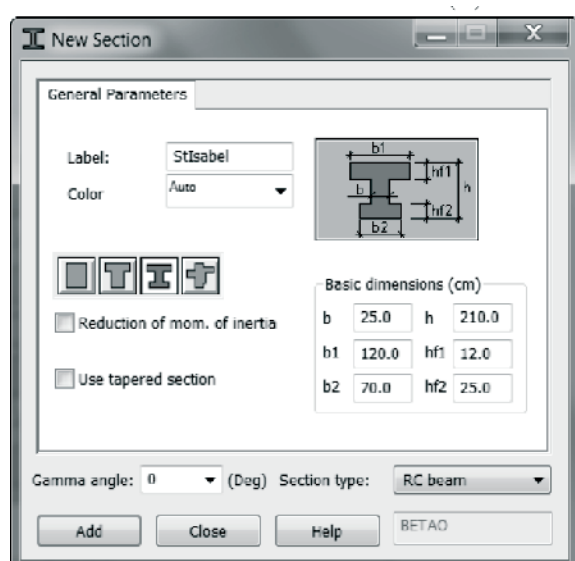
ents a single 41,26m span. The cross-section is composed of four prefabricated beams supporting a 20cm-thick cast-in-place deck. The beams are placed on neoprene bearing pads which allow them to deform in all directions. Figures [10] and [11] and Table [1] present all the relevant information for the prestressing of the beams.

The **Robot** model adopted is shown in Figure [12]. As stated in Section [2.1], it is important to observe the boundary conditions. Since the beams are supported by neoprene pads which allow for both rotation and displacement of the beams, the model was created with all but one of the supports resisting only vertical displacements. A single support is given additional constraints in order to create a stable model. Also note the difference in cross-section properties between the model and the information given in Table [1] due to the simplification of the section. Since **Prestress** will adopt the section given in the model,

Figure 12 – Robot model for the Santa Isabel Viaduct



A Plan



B Beam cross section

Properties	
Area (m ²)	0.7515
Perimeter (m)	7.500
I _y (m ⁴)	0.4015
y _i (m)	1.062
y _s (m)	1.038

Table 1 – Properties of Santa Isabel Viaduct

Properties		Limited prestress	
Area (m ²)	0.8570	Steel	CP-190 RB
Perimeter (m)	7.053	f_{ptk} (kN/cm ²)	190
I_y (m ⁴)	0.4661	f_{pyk} (kN/cm ²)	170
y_i (m)	1.045	σ_{pi} (kN/cm ²)	140.6
y_s (m)	1.055	E_p (kN/mm ²)	195
Concrete type	CPV-ARI	A_p (mm ²)	1680.0
f_{ck} (MPa)	40	μ	0.28
E_c (MPa)	35417.5	k	0.0028
γ_c (kN/m ³)	25	δ (mm)	7
Slump (cm)	5 - 9		
Service life (years)	50		
CAA	III		
Temperature (°C)	20		
Humidity (%)	75		

the results will not be the same as if the true cross-section were used. A more precise representation could have been used via the custom "Section Definition" option available in **Robot**.

The fact that it is impossible for any add-in to consider structures built with construction phases means that the model had to suffer some simplifications. The cross-beams at the supports and mid-span were not considered in the model (they are replaced by concentrated loads on the beams) and the slab is defined as a "cladding", which serves only to distribute loads and does not add to the structure's stiffness. These simplifications are necessary since the beams are in fact prestressed prior to being hoisted and therefore the entire prestressing load is resisted by the isolated beam. If the cross-beams and the slab added to the stiffness of the model, they would absorb significant portions of the prestress load from the beam, leading to imprecise results.

The dead loads are divided into two parts: the beams' self-weight and that of the slab, pavement (including future repaving) and concrete barriers. The beams' self-weight load is applied on the structure as soon as the first phase of prestressing takes place. The remainder is assumed to all take place when the concrete is 28 days old. The live load is the TB-45 described in NBR 7188 [12], with a dynamic factor as per item 7.2.1.2 of NBR 7187 [13]. This must be done by the user (via a load combination) since **Prestress** has no way of knowing *a priori* whether such load factoring must take place. Figure [13] presents **Prestress**' output in .xlsx format. The stresses and SLS checks are presented for each section at each phase (the results of the third phase are omitted in this article). As can be observed in Section 6 during the last phase, whenever one of the

Figure 13a – Results of Santa Isabel Viaduct

Seção	Momentos (kNm)			Δ Protensão		σ Solicitante (MN/m²)			Δσ Prot (MN/m²)	σ Total (MN/m²)				Verificar
	Δ Perm	Acidental		M (kNm)	N (kN)	Δ Perm	Acidental			Perm + Prot	Perm + Prot + Acidental			
		+	-				Max	Min			ELS D	ELS T	ELS CE	
1 Sup	1.6	0.0	0.0	-25.7	3076.8	0.00	0.00	0.00	-5.23	-5.23	-4.97	-4.97	-6.04	-
1 Inf						0.00	0.00	0.00	-5.36	-5.36	-5.09	-5.09	-6.19	-
2 Sup	1412.2	0.0	0.0	-1985.3	4111.3	-3.65	0.00	0.00	-0.34	-3.99	-3.97	-3.97	-4.04	-
2 Inf						3.73	0.00	0.00	-10.72	-6.99	-6.45	-6.45	-8.65	-
3 Sup	2510.6	0.0	0.0	-3258.3	4260.2	6.49	0.00	0.00	2.76	3.74	3.60	3.60	3.87	-
3 Inf						6.64	0.00	0.00	-14.28	-7.65	-6.93	-6.93	-9.86	-
4 Sup	3295.1	0.0	0.0	-3785.5	4385.6	-8.52	0.00	0.00	3.95	-4.57	-4.37	-4.37	-4.77	-
4 Inf						8.71	0.00	0.00	-15.84	-7.13	-6.34	-6.34	-9.59	-
5 Sup	3765.9	0.0	0.0	-3851.9	4405.6	-9.74	0.00	0.00	4.10	-5.64	-5.44	-5.44	-5.84	-
5 Inf						9.96	0.00	0.00	-16.05	-6.09	-5.29	-5.29	-8.58	-
6 Sup	3022.8	0.0	0.0	-3812.6	4361.3	-10.14	0.00	0.00	4.06	-6.09	-5.89	-5.89	-6.29	-
6 Inf						10.37	0.00	0.00	-15.88	-5.51	-4.72	-4.72	-7.97	-
7 Sup	3765.9	0.0	0.0	-3851.9	4405.6	-9.74	0.00	0.00	4.10	-5.64	-5.44	-5.44	-5.84	-
7 Inf						9.96	0.00	0.00	-16.05	-6.09	-5.29	-5.29	-8.58	-
8 Sup	3295.1	0.0	0.0	-3785.4	4385.6	8.52	0.00	0.00	3.95	4.57	4.37	4.37	4.77	-
8 Inf						8.71	0.00	0.00	-15.84	-7.13	-6.34	-6.34	-9.59	-
9 Sup	2510.6	0.0	0.0	-3258.3	4260.2	6.49	0.00	0.00	2.76	3.74	3.60	3.60	3.87	-
9 Inf						6.64	0.00	0.00	-14.28	-7.65	-6.93	-6.93	-9.86	-
10 Sup	1412.2	0.0	0.0	-1985.3	4111.3	-3.65	0.00	0.00	-0.34	-3.99	-3.97	-3.97	-4.04	-
10 Inf						3.73	0.00	0.00	-10.72	-6.99	-6.45	-6.45	-8.65	-
11 Sup	1.6	0.0	0.0	-25.7	3076.8	0.00	0.00	0.00	-5.23	-5.23	-4.97	-4.97	-6.04	-
11 Inf						0.00	0.00	0.00	-5.36	-5.36	-5.09	-5.09	-6.19	-

A First phase (after prestressing of first cables, $t = 5$ days)

Figure 13b – Results of Santa Isabel Viaduct

Seção		Momentos (kNm)			Δ Protensão		σ Solicitante (MN/m²)			Δσ Prot (MN/m²)	σ Total (MN/m²)				Verificar
		Δ Perm	Acidental		M (kNm)	N (kN)	Δ Perm	Acidental			Perm + Prot	Perm + Prot + Acidental			
			+	-				Max	Min			ELS-D	ELS-F	ELS-CE	
1	Sup Inf	-5.3	61.5	0.0	-1342.9	5739.4	0.01 -0.01	0.00 0.16	-0.16 0.00	-4.16 -11.19	-9.38 -16.56	-8.91 -15.68	-8.91 -15.65	-11.00 -19.12	- -
2	Sup Inf	2158.7	978.6	0.0	-3295.0	5895.4	-5.58 5.71	0.00 2.59	-2.53 0.00	0.68 -16.56	-8.90 -17.84	-8.88 -15.70	-8.88 -15.18	-11.44 -22.06	- -
3	Sup Inf	3860.6	1793.7	0.0	-4252.3	6073.4	-9.98 10.21	0.00 4.74	-4.64 0.00	2.91 -19.32	-10.80 -16.76	-10.52 -13.66	-10.52 -12.71	-15.73 -21.97	- -
4	Sup Inf	5091.8	2425.8	0.0	-4896.6	6253.2	-13.17 13.46	0.00 6.41	-6.27 0.00	4.34 -21.27	-13.39 -14.94	-12.98 -11.16	-12.98 -9.87	-20.08 -20.69	- -
5	Sup Inf	5845.6	2801.7	0.0	5283.3	6379.5	-15.12 15.46	0.00 7.41	-7.24 0.00	5.17 -22.46	-15.58 -13.09	-15.12 -8.94	-15.12 -7.46	-23.29 -19.06	- -
6	Sup Inf	6115.7	2888.8	0.0	-5313.6	6365.5	-15.81 16.17	0.00 7.64	-7.47 0.00	5.27 -22.52	-16.63 -11.86	-16.17 -7.65	-16.17 -6.12	-24.57 -17.81	- -
7	Sup Inf	5845.6	2800.1	0.0	5283.3	6379.5	-15.12 15.46	0.00 7.40	-7.24 0.00	5.17 -22.46	-15.58 -13.09	-15.12 -8.95	-15.12 -7.46	-23.29 -19.06	- -
8	Sup Inf	5091.8	2427.8	0.0	-4896.5	6253.1	-13.17 13.46	0.00 6.42	-6.28 0.00	4.34 -21.27	-13.39 -14.94	-12.98 -11.16	-12.98 -9.87	-20.09 -20.69	- -
9	Sup Inf	3860.6	1793.0	0.0	4252.2	6073.3	-9.98 10.21	0.00 4.74	-4.64 0.00	2.91 -19.32	-10.80 -16.76	-10.52 -13.66	-10.52 -12.71	-15.72 -21.97	- -
10	Sup Inf	2158.7	978.7	0.0	-3294.0	5895.3	-5.58 5.71	0.00 2.59	-2.53 0.00	0.68 -16.56	-8.90 -17.84	-8.88 -15.70	-8.88 -15.18	-11.44 -22.06	- -
11	Sup Inf	5.3	61.4	0.0	1342.9	5739.4	0.01 -0.01	0.00 0.16	-0.16 0.00	-4.16 -11.19	-9.38 -16.56	-8.91 -15.68	-8.91 -15.65	-10.99 -19.12	- -

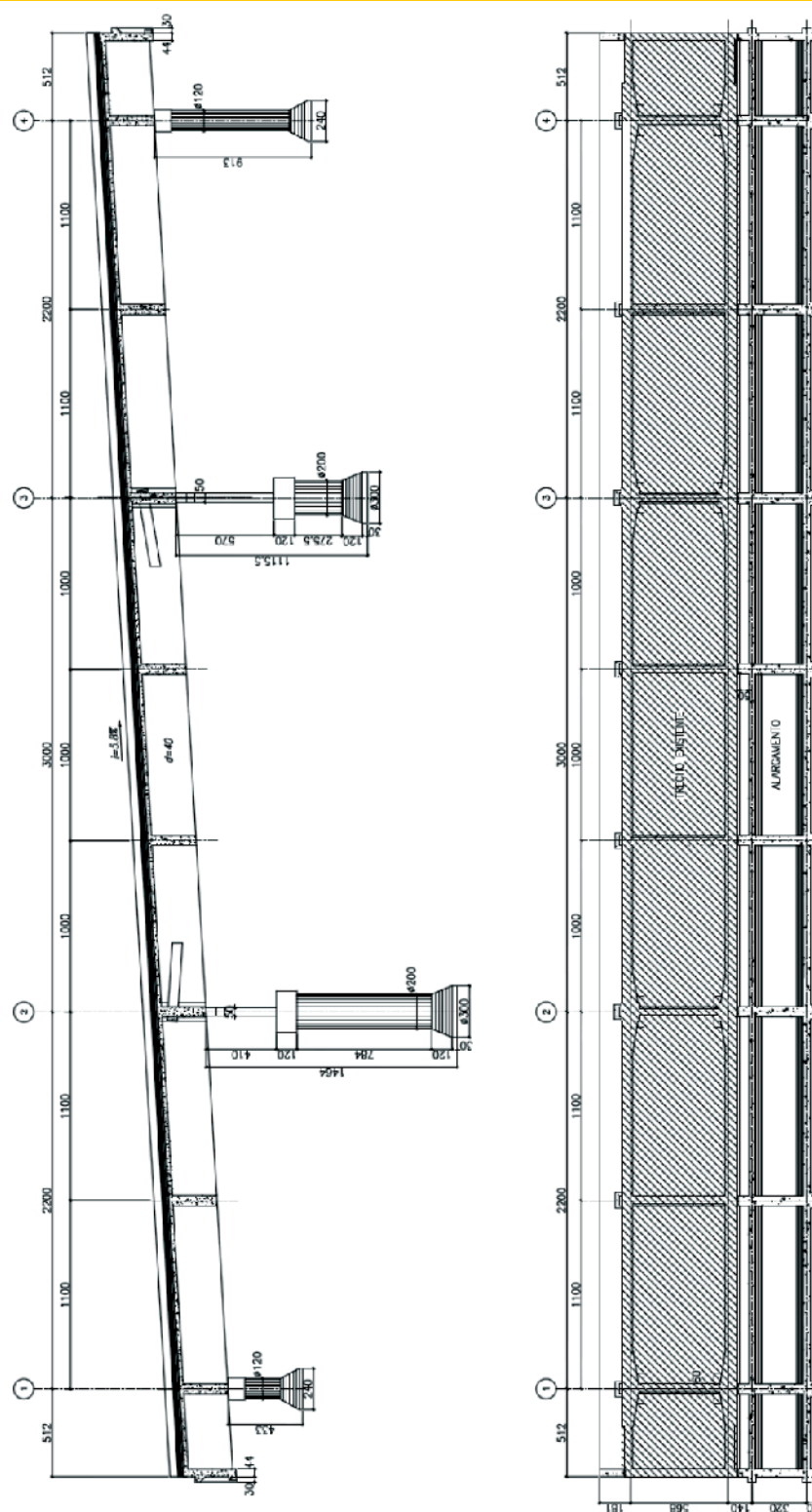
B Second phase (after prestressing of remaining cables and placing of slab and other loads, $t = 28$ days)

Figure 13c – Results of Santa Isabel Viaduct

Seção	Momentos (kNm)			Δ Protensão		σ Solicitante (MN/m²)			Δσ Prot (MN/m²)	σ Total (MN/m²)				Verificar
	Δ Perm	Acidental		M (kNm)	N (kN)	Δ Perm	Acidental			Perm + Prot	Perm + Prot + Acidental			
		+					Max	Min			ELS D	ELS F	ELS CE	
1 Sup	0.0	61.5	0.0	111.0	-721.2	0.00	0.00	-0.16	0.67	-7.77	-7.38	-7.38	-9.13	-
Inf						0.00	0.16	0.00	1.25	-13.24	-12.53	-12.50	-15.29	-
2 Sup	0.0	978.6	0.0	444.4	-807.9	0.00	0.00	-2.53	-0.07	-9.11	-9.11	-9.11	-11.65	-
Inf						0.00	2.59	0.00	2.25	-12.01	-10.16	-9.64	-15.33	-
3 Sup	0.0	1793.7	0.0	655.7	-888.2	0.00	0.00	4.64	0.51	12.06	11.84	11.84	16.92	-
Inf						0.00	4.74	0.00	2.92	-9.54	-6.80	-5.85	-13.63	-
4 Sup	0.0	2425.8	0.0	767.7	-935.6	0.00	0.00	-6.27	-0.74	-15.13	-14.81	-14.81	-21.73	-
Inf						0.00	6.41	0.00	3.27	-7.17	-3.78	-2.50	-11.72	-
5 Sup	0.0	2801.7	0.0	800.1	-942.3	0.00	0.00	-7.24	-0.82	-17.45	-17.08	-17.08	-25.06	-
Inf						0.00	7.41	0.00	3.37	-5.34	-1.58	-0.10	-10.11	-
6 Sup	0.0	2888.8	0.0	787.5	-923.7	0.00	0.00	-7.47	-0.81	-18.45	-18.07	-18.07	-26.29	-
Inf						0.00	7.64	0.00	3.31	-4.38	-0.54	0.99	-9.17	-
7 Sup	0.0	2800.1	0.0	800.1	-912.3	0.00	0.00	-7.24	-0.82	-17.45	-17.08	-17.08	-25.06	-
Inf						0.00	7.40	0.00	3.37	-5.34	-1.58	-0.10	-10.11	-
8 Sup	0.0	2427.8	0.0	767.7	-935.7	0.00	0.00	6.28	0.74	15.13	14.81	14.81	21.74	-
Inf						0.00	6.42	0.00	3.27	-7.17	-3.78	-2.49	-11.72	-
9 Sup	0.0	1793.0	0.0	655.7	-888.2	0.00	0.00	4.64	0.51	12.06	11.84	11.84	16.92	-
Inf						0.00	4.74	0.00	2.92	-9.54	-6.80	-5.85	-13.63	-
10 Sup	0.0	978.7	0.0	444.5	-808.0	0.00	0.00	-2.53	-0.07	-9.11	-9.11	-9.11	-11.65	-
Inf						0.00	2.59	0.00	2.25	-12.01	-10.16	-9.64	-15.33	-
11 Sup	0.0	61.4	0.0	111.0	-721.2	0.00	0.00	-0.16	0.67	-7.77	-7.38	-7.38	-9.13	-
Inf						0.00	0.16	0.00	1.25	-13.24	-12.53	-12.50	-15.29	-

C Last phase (end of service life, $t = 18250$ days)

Figure 14 – Plan and cross-section of Guarita Viaduct - North. Reprinted from Cerne Engenharia (14)



SLS checks fails, a flag is raised pointing it out. In this case, the ELS-D condition was not satisfied, since the concrete is in tension under almost-permanent live loads. The file also contains the estimated elongation of the cables prior to anchorage slippage losses (not shown in this article). As with the input window, the units adopted in this results file are taken from the **Robot** model.

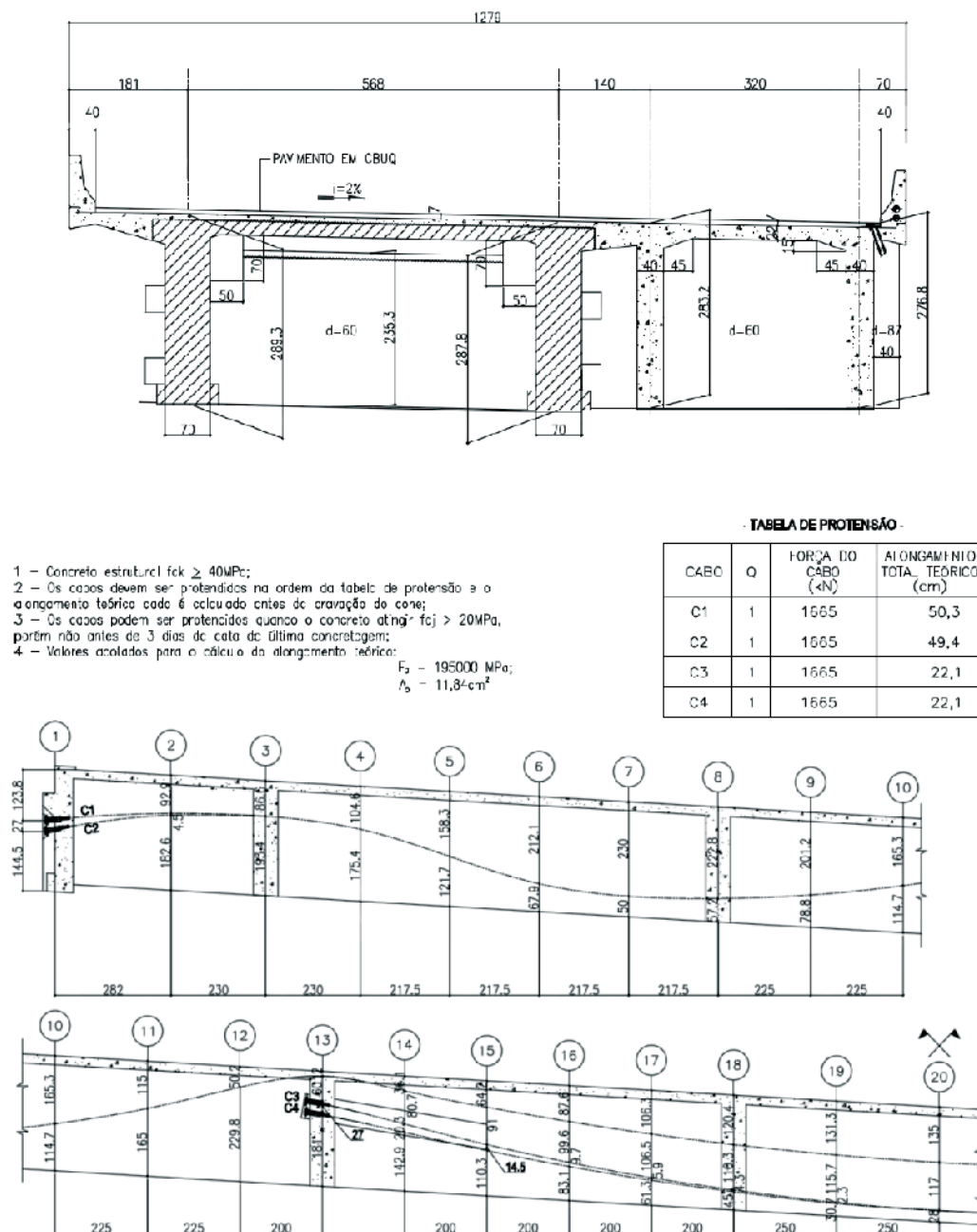
As mentioned in Section [2.2], **Prestress** also outputs the equivalent

loads for each phase. This allows the user to include the effect of the prestress for other calculations, such as that of the necessary shear reinforcement.

3.2 Guarita Viaduct - North

The project of Guarita Viaduct - North [14] is aimed at

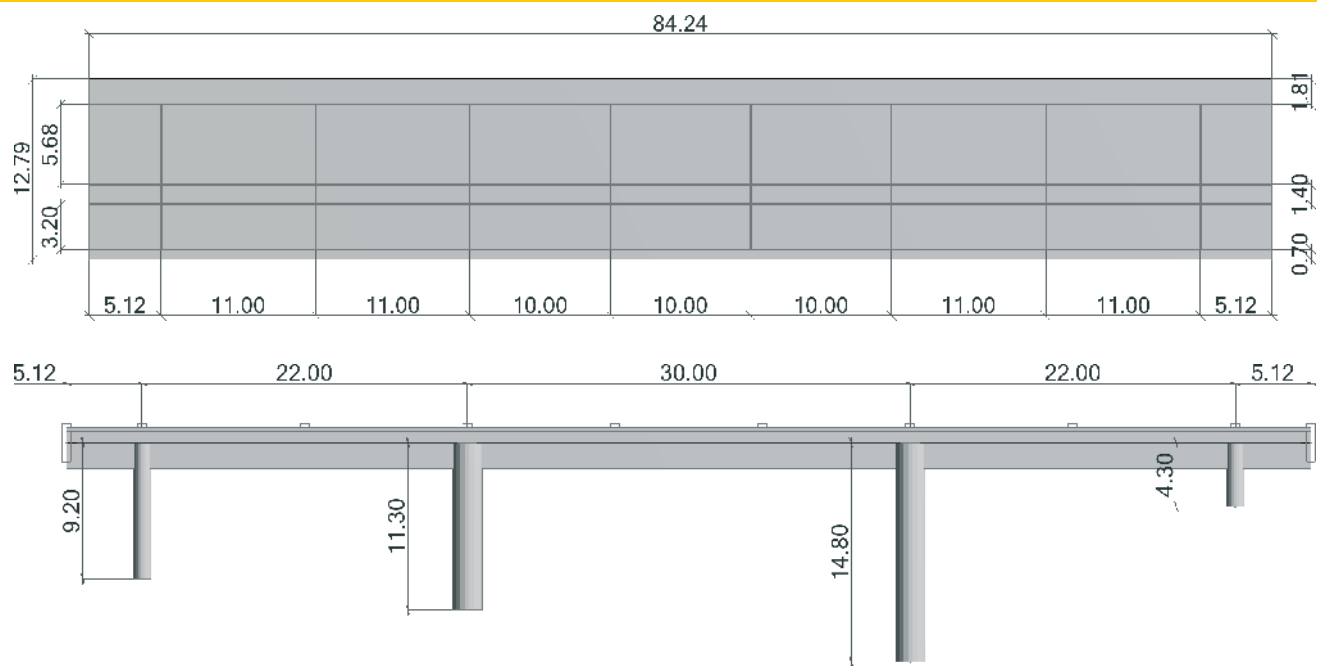
Figure 15 – Prestressing data and cross-section of Guarita Viaduct - North. Reprinted from Cerne Engenharia (14)



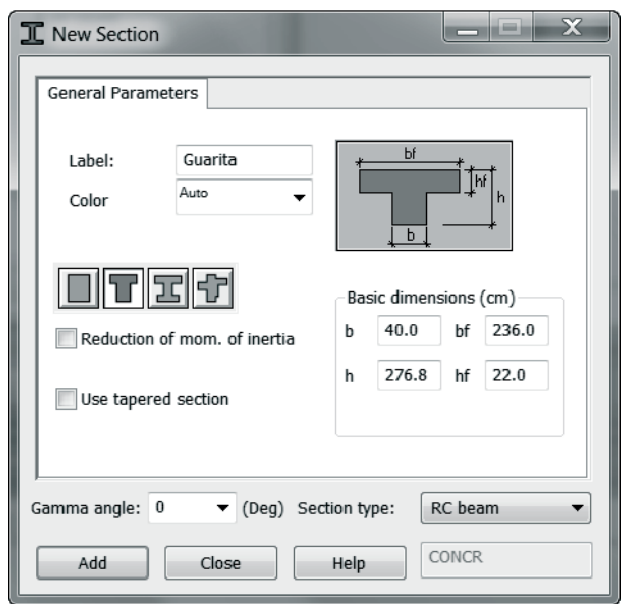
reinforcing and widening an existing statically-indeterminate structure with three spans and short cantilevers at each end. The cross-section is composed of four cast-in-place concrete beams, two of

which are from the existing structure and two are a part of the widening project. The new beams are prestressed with bonded post-tensioned cables. Figures [14] and [15] and Table [2] contain the

Figure 16 - Robot model for the Guarita Viaduct - North



A Elevation



B Beam cross section

Properties	
Area (m ²)	1.5384
Perimeter (m)	6.340
I _y (m ⁴)	1.1858
y _i (m)	1.722
y _s (m)	1.046

information on the prestressing of the beams. As with most current Brazilian bridges the chosen live load is the TB-45 [12].

The adopted **Robot** model is shown in Figure [16]. The real boundary conditions in this bridge are quite different from those seen in the example of Section [3.1]. The entire structure of this viaduct is monolithic. The beams are supported by the pillars via Freyssinet hinges, which allow the differential rotation of the beams in relation to the pillars but do not allow for differential displacements. For this reason the entire structure, including pillars, was considered in this model. This way, any interference the remainder of the structure may have in the behavior of the prestress will be taken into account.

The slab, however, had to be considered as a simple "cladding", with no stiffness. This occurs for the same reason as described in Section [3.1]: a slab with stiffness would resist the prestress' compression of the beam, whose cross-section already includes the slab's effective flange width, therefore reducing the effective stresses on the beam itself.

The dead loads here are separated into two groups: one applied once the cables are jacked, composed of the self-weight of the beams (including cross-beams) and the slab; and another which contains the pavement and concrete-barrier loads which is applied after 28 days. The live loading is identical to that described in Section [3.1].

Figure [17] presents the results file. The results are not exactly symmetric due to the asymmetry of the pillars and therefore of the structure's center of rigidity. However, for brevity's sake, only results up to section 20 (midspan) are shown in this article. Observe how section 13, which represents the supports of the main span, presents results of the points to the left (13E) and right (13D). This occurs because of the stress discontinuity due to the intermediate cables which anchor there. If a section presents a stress discontinuity, be that due to substantial concentrated loads or cross-section discontinuities, then stress calculations and SLS checks are always shown for the points immediately to the left and to the right.

4. Conclusions

Prestress, the software developed for this article, allows the user to perform serviceability limit state checks on post-tensioned beams with bonded tendons in a simple and expedient form, therefore also enabling the iteration between multiple different prestressing solutions. There are multiple different tools which perform similar tasks to **Prestress**, such as **midas Civil**®, **SAP 2000**®, **ADAPT-ABI**®, **ADAPT-PT/RC**®, and **RAPT**®, among others. All were developed by professional teams and most contain tools which are far more advanced than those demonstrated here. Only **Prestress**, however, works directly in tandem with **Robot** and therefore allows for a far greater interoperability with the rest of the Autodesk package (**Revit**®, for instance). As previously stated, though the BIM philosophy does not demand the use of a closed environment, adopting a single company's product package does indeed at present allow for an easier implementation of BIM. **Prestress** stands as a (small) first step towards including the calculation of prestressed beams within this philosophy.

Working within **Robot** also grants **Prestress** the ability to naturally consider all the boundary conditions surrounding the beam. As described above, such considerations are essential for a precise calculation of the true effects of prestress on a beam and on the remainder of the structure.

This software is evidently nothing more than a tool to be placed in one's toolbox. As with any other software, it runs the inescapable

Table 2 – Properties of Guarita Viaduct - North

Properties		Limited prestress	
Area (m ²)	1.5722	Steel	CP-190 RB
Perimeter (m)	10.13	f_{ptk} (kN/cm ²)	190
I_y (m ⁴)	1.2313	f_{pyk} (kN/cm ²)	170
y_i (m)	1.011	σ_{pi} (kN/cm ²)	140.6
y_s (m)	1.757	E_p (kN/mm ²)	195
Concrete type	CPV-ARI	A_p (mm ²)	1184.0
f_{ck} (MPa)	40	μ	0.28
E_c (MPa)	35417.5	k	0.0028
γ_c (kN/m ³)	25	δ (mm)	7
Slump (cm)	5 - 9		
Service life (years)	50		
CAA	III		
Temperature (°C)	25		
Humidity (%)	75		

risk of "garbage in, garbage out". If the user presents it with incorrect data (including, and perhaps most importantly, the structural model), the results will be equally incorrect. It is therefore essential that the add-in be used by an engineer who is familiar with the concepts behind prestress and who is capable of analyzing the results with a critical eye and of recognizing that which is incorrect.

5. References

- [1] DE RIET, M. Myth buster: Revit & IFC, part 3. Available at: <<http://www.augi.com/library/myth-buster-revit-ifc-part-3>>. Access on 2 set. 2014, 15:30.
- [2] AUTODESK. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015: Robot object model, 2014.
- [3] BORTONE, T. P. Avaliação das tensões no estado limite de serviço em seções de concreto protendido. Belo Horizonte, MG: 2014. Originally presented as master's thesis, Universidade Federal de Minas Gerais, 2014.
- [4] LAZZARI, P. M., et al. Automation of the evaluation of bonded and unbonded prestressed concrete beams, according to brazilian and french code specifications. IBRACON Structures and Materials Journal, v. 6, n. 1, p. 13 - 54, Fev. 2013. Available at: <<http://www.revistas.ibracon.org.br/index.php/riem/article/view/341/337>>. Access on 23 apr. 2015, 21:30.
- [5] PCI COMMITTEE ON PRESTRESS LOSSES. Recommendations for estimating prestress losses. PCI Journal, v. 17, n. 2, p. 17-31, Mar 1975.
- [6] LIN, T. Y. Design of prestressed concrete structures. 2nd. ed. New York, United States of America: John Wiley & Sons, Inc., 1981.

- [7] AALAMI, B. O. Critical milestones in development of post-tensioned buildings. Concrete International, v. 29, n. 10, p. 52 - 56, Oct. 2007. Available at: <http://www.adaptsoft.com/resources/CI_article_Oct_2007.pdf>. Access on 31 oct. 2014, 23:00.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014. ISBN 978-85-07-04941-8.
- [9] CHAUSSIN, R.; FUENTES, A.; LACROIX, R.; PERCHAT, J. La précontrainte. 1ère. ed. Paris, França: Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1992. ISBN 2-85978-180-3.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- [11] CERNE ENGENHARIA E PROJETOS. Executive project of the Santa Isabel Viaduct, 2013. 15 blueprints, 1 calculation log.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7188: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

Figure 17a - Results of Guarita Viaduct - North

Seção		Momentos (kNm)			Δ Protensão		σ Solicitante (MN/m²)			Δσ Prot (MN/m²)	σ Total (MN/m²)				Verificar
		Δ Perm	Acidental		M (kNm)	N (kN)	Δ Perm	Acidental			Perm + Prot	Perm + Prot + Acidental			
			+	-				Max	Min			ELS-D	ELS-F	ELS-CE	
1	Sup	-17.1	0.0	0.0	-817.0	2215.0	0.01	0.00	0.00	-0.75	-0.73	-0.70	-0.70	-0.85	-
	Inf						-0.02	0.00	0.00	-2.61	-2.64	-2.51	-2.51	-3.04	-
2	Sup	-421.1	0.0	0.0	299.9	2353.8	0.36	0.00	0.00	-1.78	-1.43	-1.34	-1.34	-1.70	-
	Inf						-0.60	0.00	0.00	-1.10	-1.70	-1.65	-1.65	-1.87	-
3	Sup	-1025.3	0.0	0.0	591.1	2469.7	0.87	0.00	0.00	-2.11	-1.24	-1.13	-1.13	-1.56	-
	Inf						-1.47	0.00	0.00	-0.76	-2.23	-2.19	-2.19	-2.35	-
4	Sup	-154.0	0.0	0.0	495.1	2227.9	0.13	0.00	0.00	-1.87	-1.74	-1.64	-1.64	-2.03	-
	Inf						-0.22	0.00	0.00	-0.74	-0.96	-0.92	-0.92	-1.07	-
5	Sup	449.8	0.0	0.0	-695.1	2160.6	-0.38	0.00	0.00	-0.82	-1.20	-1.16	-1.16	-1.32	-
	Inf						0.65	0.00	0.00	-2.40	-1.76	-1.64	-1.64	-2.13	-
6	Sup	831.0	0.0	0.0	-1804.7	2083.1	-0.70	0.00	0.00	0.17	-0.53	-0.52	-0.52	-0.54	-
	Inf						1.19	0.00	0.00	-3.95	-2.75	-2.56	-2.56	-3.36	-
7	Sup	988.1	0.0	0.0	-1811.6	1964.9	-0.84	0.00	0.00	0.25	-0.58	-0.57	-0.57	-0.59	-
	Inf						1.42	0.00	0.00	-3.88	-2.46	-2.27	-2.27	-3.06	-
8	Sup	919.6	0.0	0.0	-1186.7	1886.0	-0.78	0.00	0.00	-0.22	-1.00	-0.99	-0.99	-1.03	-
	Inf						1.32	0.00	0.00	-2.93	-1.61	-1.46	-1.46	-2.06	-
9	Sup	458.3	0.0	0.0	-826.3	1471.4	-0.39	0.00	0.00	-0.26	-0.64	-0.63	-0.63	-0.68	-
	Inf						0.66	0.00	0.00	-2.14	-1.48	-1.38	-1.38	-1.82	-
10	Sup	-243.3	0.0	0.0	-112.9	1406.1	0.21	0.00	0.00	-0.82	-0.61	-0.57	-0.57	-0.74	-
	Inf						-0.35	0.00	0.00	-1.08	-1.43	-1.37	-1.37	-1.59	-
11	Sup	-1188.4	0.0	0.0	896.0	1345.3	1.01	0.00	0.00	-1.63	-0.63	-0.55	-0.55	-0.88	-
	Inf						-1.71	0.00	0.00	0.41	-1.29	-1.27	-1.27	-1.31	-
12	Sup	-2377.1	0.0	0.0	2179.4	1282.1	2.01	0.00	0.00	-2.68	-0.67	-0.53	-0.53	-1.08	-
	Inf						-3.41	0.00	0.00	2.30	-1.12	-1.00	-1.00	-1.23	-
13E	Sup	-3620.2	0.0	0.0	2718.7	1133.5	3.07	0.00	0.00	-3.04	0.03	0.18	0.18	-0.44	ELS-D
	Inf						-5.20	0.00	0.00	3.17	-2.03	-1.87	-1.87	-2.19	-
13D	Sup	-3602.0	0.0	0.0	3206.7	3519.1	3.05	0.00	0.00	-5.00	-1.95	-1.70	-1.70	-2.73	-
	Inf						-5.17	0.00	0.00	2.32	-2.86	-2.74	-2.74	-2.97	-
14	Sup	-2140.8	0.0	0.0	1914.9	3437.0	1.81	0.00	0.00	-3.86	-2.04	-1.85	-1.85	-2.64	-
	Inf						-3.07	0.00	0.00	0.52	-2.56	-2.53	-2.53	-2.58	-
15	Sup	-844.8	0.0	0.0	754.0	3452.6	0.72	0.00	0.00	-2.88	-2.17	-2.02	-2.02	-2.61	-
	Inf						-1.21	0.00	0.00	-1.16	-2.37	-2.32	-2.32	-2.55	-
16	Sup	263.5	0.0	0.0	-162.0	3476.6	-0.22	0.00	0.00	-2.12	-2.35	-2.24	-2.24	-2.67	-
	Inf						0.38	0.00	0.00	-2.49	-2.11	-1.99	-1.99	-2.50	-
17	Sup	1182.7	0.0	0.0	-833.0	3507.6	-1.00	0.00	0.00	-1.57	-2.58	-2.50	-2.50	-2.82	-
	Inf						1.70	0.00	0.00	-3.48	-1.78	-1.60	-1.60	-2.32	-
18	Sup	1911.6	0.0	0.0	-1227.7	3536.9	-1.62	0.00	0.00	-1.26	-2.88	-2.82	-2.82	-3.07	-
	Inf						2.75	0.00	0.00	-4.06	-1.32	-1.11	-1.11	-1.95	-
19	Sup	2388.7	0.0	0.0	-1925.6	3480.3	-2.02	0.00	0.00	-0.63	-2.65	-2.62	-2.62	-2.75	-
	Inf						3.43	0.00	0.00	-5.03	-1.60	-1.35	-1.35	-2.38	-
20	Sup	2543.1	0.0	0.0	-2061.2	3401.7	-2.15	0.00	0.00	-0.47	-2.62	-2.60	-2.60	-2.69	-
	Inf						3.65	0.00	0.00	5.17	1.52	1.26	1.26	2.32	-

A First phase (after jacking of cables, $t = 3$ days)

Figure 17b – Results of Guarita Viaduct - North

Seção		Momentos (kNm)			Δ Protensão		σ Solicitante (MN/m²)			Δσ Prot (MN/m²)	σ Total (MN/m²)				Verificar
		Δ Perm	Acidental		M (kNm)	N (kN)	Δ Perm	Acidental			Perm + Prot	Perm + Prot + Acidental			
			+	-				Max	Min			ELS-D	ELS-F	ELS-CE	
1	Sup	0.8	28.1	-21.8	13.7	-37.4	0.00	0.02	-0.02	0.01	-0.72	-0.68	-0.68	-0.86	-
	Inf						0.00	0.04	-0.03	0.04	-2.59	-2.45	-2.44	-3.02	-
2	Sup	-55.5	0.0	-282.1	-6.4	-46.1	0.05	0.24	0.00	0.04	-1.34	-1.19	-1.14	-1.62	-
	Inf						-0.08	0.00	-0.41	0.02	-1.76	-1.71	-1.71	-2.34	-
3	Sup	-169.9	0.0	-685.0	-13.8	-55.8	0.14	0.58	0.00	0.05	-1.05	-0.77	-0.65	-1.36	-
	Inf						-0.24	0.00	-0.98	0.02	-2.46	-2.42	-2.42	-3.55	-
4	Sup	29.7	256.1	-457.1	-10.7	-59.7	-0.03	0.39	-0.22	0.05	-1.71	-1.51	-1.43	-2.21	-
	Inf						0.04	0.37	-0.66	0.02	-0.89	-0.75	-0.67	-1.66	-
5	Sup	156.9	548.4	294.9	18.4	53.7	-0.13	0.25	-0.46	0.02	-1.31	-1.20	-1.15	-1.90	-
	Inf						0.23	0.79	-0.42	0.06	-1.47	-1.12	-0.96	-2.26	-
6	Sup	224.3	809.7	-162.3	48.0	-54.0	-0.19	0.14	-0.69	-0.01	-0.72	-0.68	-0.65	-1.42	-
	Inf						0.32	1.16	-0.23	0.10	-2.33	-1.79	-1.55	-3.15	-
7	Sup	230.8	923.9	-60.7	38.6	-42.6	-0.20	0.05	-0.78	0.00	-0.78	-0.75	-0.74	-1.58	-
	Inf						0.33	1.33	-0.09	0.08	-2.05	-1.46	-1.19	-2.72	-
8	Sup	175.3	918.5	-19.6	11.7	-29.4	-0.15	0.02	-0.78	0.01	-1.14	-1.12	-1.12	-1.95	-
	Inf						0.25	1.32	-0.03	0.04	-1.32	-0.78	-0.52	-1.80	-
9	Sup	118.1	750.8	-180.1	-0.8	-16.4	-0.10	0.15	-0.64	0.01	-0.73	-0.68	-0.64	-1.41	-
	Inf						0.17	1.08	-0.26	0.01	-1.31	-0.88	-0.66	-1.90	-
10	Sup	-5.3	451.0	-378.1	-15.0	-11.0	0.00	0.32	-0.38	0.02	-0.59	-0.45	-0.39	-1.09	-
	Inf						-0.01	0.65	-0.54	-0.01	-1.45	-1.20	-1.07	-2.16	-
11	Sup	-197.0	29.7	-612.5	-29.1	-4.6	0.17	0.52	0.03	0.03	0.43	0.20	0.09	0.71	-
	Inf						-0.28	0.04	-0.88	-0.04	-1.62	-1.58	-1.58	-2.51	-
12	Sup	-457.0	0.0	-883.5	-38.2	4.3	0.39	0.75	0.00	0.03	-0.25	0.11	0.26	-0.66	FLS-D
	Inf						-0.66	0.00	-1.27	-0.06	-1.83	-1.72	-1.72	-3.21	-
13E	Sup	-741.5	0.0	-1151.6	-47.4	-1.5	0.63	0.98	0.00	0.04	0.70	1.14	1.33	0.23	ELS-D
	Inf						-1.06	0.00	-1.65	-0.07	-3.16	-3.01	-3.01	-4.97	-
13D	Sup	-734.9	0.0	-1168.5	-59.8	-63.2	0.62	0.99	0.00	0.09	-1.24	-0.70	-0.50	-2.00	-
	Inf						-1.06	0.00	-1.68	-0.04	-3.96	-3.84	-3.84	-5.75	-
14	Sup	-427.0	0.0	-733.5	-38.4	-74.8	0.36	0.62	0.00	0.08	-1.60	-1.22	-1.10	-2.19	-
	Inf						-0.61	0.00	-1.05	-0.01	-3.18	-3.15	-3.15	-4.26	-
15	Sup	-164.7	26.8	-469.9	-12.8	-82.5	0.14	0.40	-0.02	0.06	-1.96	-1.70	-1.62	-2.42	-
	Inf						-0.24	0.04	-0.67	0.04	-2.58	-2.51	-2.50	-3.43	-
16	Sup	46.7	441.3	-231.6	9.5	-85.8	-0.04	0.20	-0.37	0.05	-2.34	-2.18	-2.14	-3.03	-
	Inf						0.07	0.63	-0.33	0.07	-1.98	-1.67	-1.54	-2.69	-
17	Sup	206.3	774.7	-19.1	25.1	-85.8	-0.17	0.02	-0.66	0.03	-2.72	-2.63	-2.63	-3.61	-
	Inf						0.30	1.11	-0.03	0.09	-1.39	-0.89	-0.66	-1.94	-
18	Sup	313.3	1039.5	0.0	31.1	-82.6	-0.27	0.00	-0.88	0.03	-3.12	-3.05	-3.05	-4.19	-
	Inf						0.45	1.49	0.00	0.10	-0.77	-0.12	0.18	-1.38	-
19	Sup	448.7	1189.3	0.0	53.8	-83.8	-0.38	0.00	-1.01	0.01	-3.03	-2.99	-2.99	-4.13	-
	Inf						0.64	1.71	0.00	0.13	-0.82	-0.06	0.28	-1.58	-
20	Sup	490.9	1162.2	0.0	51.1	-75.9	-0.42	0.00	-0.98	0.01	-3.03	-3.01	-3.01	-4.08	-
	Inf						0.70	1.67	0.00	0.12	-0.69	0.06	0.40	-1.47	ELS-D

B Second phase (Pavement and concrete barrier loads, $t = 28$ days)

Figure 17c - Results of Guarita Viaduct - North

Seção		Momentos (kNm)			Δ Protensão		σ Solicitante (MN/m²)			Δσ Prot (MN/m²)	σ Total (MN/m²)				Verificar
		Δ Perm	Acidental		M (kNm)	N (kN)	Δ Perm	Acidental			Perm + Prot	Perm + Prot + Acidental			
			+	-				Max	Min			ELS-D	ELS-F	ELS-CE	
1	Sup	0.0	28.1	-21.8	52.2	-140.2	0.00	0.02	-0.02	0.05	-0.66	-0.62	-0.61	-0.79	-
	Inf						0.00	0.04	-0.03		0.17	-2.37	-2.24	-2.23	-2.76
2	Sup	0.0	0.0	-282.1	-20.0	-150.9	0.00	0.24	0.00	0.12	-1.19	-1.04	-0.99	-1.44	-
	Inf						0.00	0.00	-0.41		0.07	-1.67	-1.62	-1.62	-2.23
3	Sup	0.0	0.0	-685.0	-40.1	-163.2	0.00	0.58	0.00	0.14	-0.86	-0.59	-0.47	-1.15	-
	Inf						0.00	0.00	-0.98		0.05	-2.39	-2.36	-2.36	-3.48
4	Sup	0.0	256.1	-457.1	-34.3	-148.7	0.00	0.39	-0.22	0.13	-1.54	-1.35	-1.27	-2.02	-
	Inf						0.00	0.37	0.66		0.05	-0.83	-0.68	0.61	1.58
5	Sup	0.0	548.4	-294.9	45.4	-143.7	0.00	0.25	-0.46	0.05	-1.24	-1.13	-1.08	-1.81	-
	Inf						0.00	0.79	-0.42		0.16	-1.25	-0.91	-0.75	-2.01
6	Sup	0.0	809.7	-162.3	130.0	-147.8	0.00	0.14	-0.69	-0.01	-0.74	-0.70	-0.67	-1.44	-
	Inf						0.00	1.16	-0.23		0.28	-1.94	-1.42	-1.19	-2.71
7	Sup	0.0	923.9	-60.7	128.4	-137.2	0.00	0.05	-0.78	-0.02	-0.81	-0.78	-0.77	-1.60	-
	Inf						0.00	1.33	-0.09		0.27	-1.68	-1.11	-0.84	-2.30
8	Sup	0.0	918.5	-19.6	73.1	-121.5	0.00	0.02	-0.78	0.02	-1.12	-1.10	-1.10	-1.92	-
	Inf						0.00	1.32	-0.03		0.18	-1.08	-0.55	-0.29	-1.52
9	Sup	0.0	750.8	-180.1	42.7	-84.5	0.00	0.15	-0.64	0.02	-0.71	-0.65	-0.62	-1.38	-
	Inf						0.00	1.08	-0.26		0.12	-1.15	-0.73	-0.52	-1.72
10	Sup	0.0	451.0	-378.1	-4.8	-73.9	0.00	0.32	-0.38	0.05	-0.52	-0.39	-0.32	-1.01	-
	Inf						0.00	0.65	-0.54		0.04	-1.40	-1.15	-1.02	-2.10
11	Sup	0.0	29.7	-612.5	-63.9	-66.4	0.00	0.52	0.03	0.10	-0.30	-0.07	0.03	0.56	-
	Inf						0.00	0.04	-0.88		-0.05	-1.69	-1.66	-1.65	-2.58
12	Sup	0.0	0.0	-883.5	-138.7	-66.8	0.00	0.75	0.00	0.16	-0.04	0.30	0.45	-0.42	ELS-D
	Inf						0.00	0.00	-1.27		-0.16	-2.04	-1.94	-1.94	-3.41
13E	Sup	0.0	0.0	-1151.6	-199.8	-91.4	0.00	0.98	0.00	0.23	0.99	1.42	1.61	0.57	ELS-D
	Inf						0.00	0.00	-1.65		-0.23	-3.46	-3.32	-3.32	-5.26
13D	Sup	0.0	0.0	-1168.5	-234.7	-258.2	0.00	0.99	0.00	0.37	-0.76	-0.24	-0.04	-1.45	-
	Inf						0.00	0.00	-1.68		-0.17	-4.18	-4.07	-4.07	-5.96
14	Sup	0.0	0.0	-733.5	-144.6	-249.7	0.00	0.62	0.00	0.28	-1.22	-0.86	-0.74	-1.74	-
	Inf						0.00	0.00	-1.05		-0.05	-3.23	-3.21	-3.21	-4.31
15	Sup	0.0	26.8	-469.9	-61.0	-250.9	0.00	0.40	-0.02	0.21	-1.67	-1.43	-1.35	-2.09	-
	Inf						0.00	0.04	-0.67		0.08	-2.46	-2.40	-2.39	-3.29
16	Sup	0.0	441.3	-231.6	7.1	-257.7	0.00	0.20	-0.37	0.16	-2.12	-1.97	-1.93	-2.78	-
	Inf						0.00	0.63	-0.33		0.18	-1.72	-1.43	-1.30	-2.39
17	Sup	0.0	774.7	-19.1	60.5	-266.7	0.00	0.02	-0.66	0.12	-2.55	-2.48	-2.48	-3.42	-
	Inf						0.00	1.11	-0.03		0.26	-1.03	-0.55	-0.33	-1.53
18	Sup	0.0	1039.5	0.0	94.1	-274.1	0.00	0.00	-0.88	0.10	-2.98	-2.93	-2.93	-4.04	-
	Inf						0.00	1.49	0.00		0.31	-0.36	0.27	0.57	0.91
19	Sup	0.0	1189.3	0.0	160.3	-280.8	0.00	0.00	-1.01	0.05	-2.96	-2.93	-2.93	-4.06	-
	Inf						0.00	1.71	0.00		0.41	-0.28	0.45	0.79	-0.96
20	Sup	0.0	1162.2	0.0	171.3	-275.5	0.00	0.00	-0.98	0.03	-2.98	-2.96	-2.96	-4.03	-
	Inf						0.00	1.67	0.00		0.43	-0.15	0.58	0.91	-0.84

C Last phase (end of service life, $t = 18250$ days)