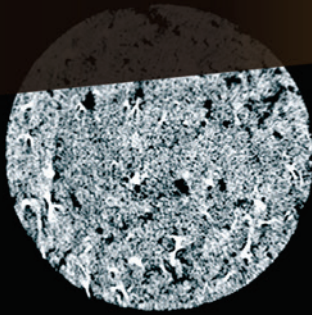


Volume 10, Number 6

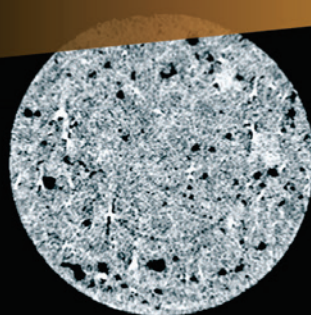
December, 2017

ISSN 1983-4195

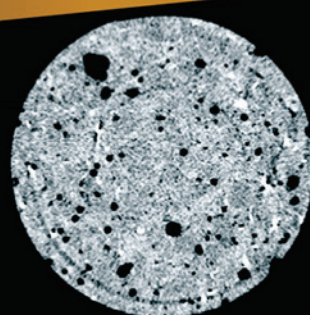
7 days



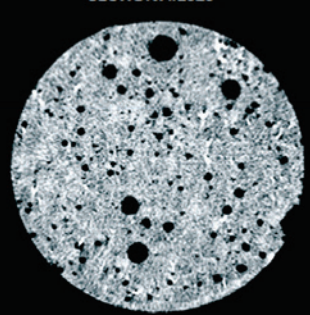
Distance = 198.5 pixel



Distance = 198.5 pixel

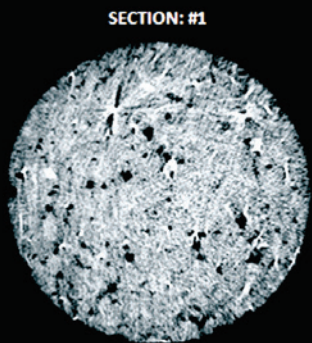


Distance = 198.5 pixel

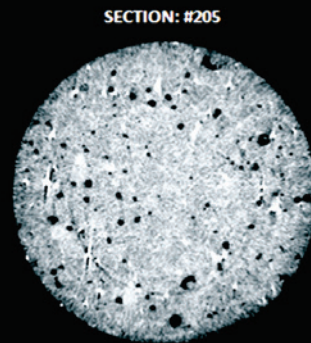


Distance = 198.5 pixel

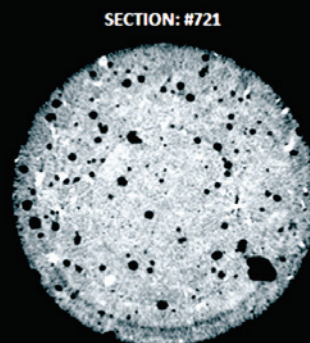
28 days



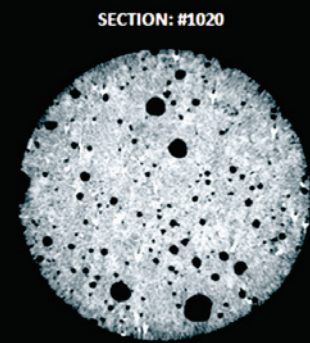
Distance = 198.9 pixel



Distance = 198.9 pixel



Distance = 198.9 pixel



Distance = 198.9 pixel

Contents

Single and multiple presence statistics for bridge live load based on weigh-in-motion data

E. L. PORTELA, R. M. TEIXEIRA, T. N. BITTENCOURT and H. NASSIF

Effect of NaOH concentration and curing regime on geopolymer

C. N. LIVI and W. L. REPETTE

Non-destructive ultrasonic tomography for concrete pavement evaluation: signal processing and image analysis of crucial parameters

L. S. SALLES, J. T. BALBO and L. KHAZANOVICH

Rollover stability of precast concrete beams supported by elastomeric bearing pads

P. A. KRAHL, R. CARRAZEDO and M. K. EL DEBS

Computational modeling for predicting corrosion initiation in reinforced concrete structures

W. K. DOMINICINI and J. L. CALMON

Behaviour under cyclic loading of strengthened beams

A. P. R. VAZ, I. A. E. SHEHATA, L. C. D. SHEHATA and R. B. GOMES

Compressive strength of masonry constructed with high strength concrete blocks

E. S. FORTES, G. A. PARSEKIAN, J. S. CAMACHO and F. S. FONSECA

Evaluation of coal fly ash in cementitious matrices

D. ALTHEMAN, G. C. FERREIRA, M. MONTINI, J. B. GALLO and A. I. B. C. ROCHA

B-WIM systems application on reinforced concrete bridge structural assessment and highway traffic characterization

P. JUNGES, R. C. A. PINTO and L. F. FADEL MIGUEL

Self-supporting tests in lattice joists subject to negative bending

I. S. STORCH, J. G. S. DOBELIN, L. C. BATALHA and A. L. SARTORTI

Editorial

<http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952017000600001>

Editorial Board

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

Reviewers

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

The last issue of 2017 of the IBRACON Structures and Materials Journal is now published (Volume 10 Number 6, December 2017), with ten articles focusing relevant topics on concrete structures and material are presented. The first article examines the live load statistics for Brazilian concrete bridges. The analysis was conducted using monitoring data corresponding to thirteen months of a High Speed Weigh-In-Motion station (HS-WIM), in a resolution of one hundredth of a second, currently operating on the Fernão Dias highway (BR 381). Results show that, except in the side-by-side case, the span length has significant effect on the frequency of multiple truck presence. The second article addresses the effect of alkali concentration and curing temperature regime on fly ash-based geopolymer pastes using NaOH solutions. The third article describes the use of technology based on low frequency ultrasonic tomography for evaluating concrete pavement parameters. The equipment was applied in three experimental sections with different concrete pavements at the University of São Paulo campus. The fourth article presents a parametric study to evaluate the rollover instability of beams supported exclusively by elastomeric bearing pads during construction of precast girder bridges. A finite element model was calibrated with experimental results through a nonlinear geometrical analysis. The fifth article presents a model for penetration of chloride by diffusion in reinforced concrete structures based on the solution of the 2nd Fick's Law, using a two-dimensional finite element model to predict the time, in a given situation to reach a limit of chlorides for depassivation of reinforcement. The sixth article presents a study on the behavior under cyclic loading of reinforced concrete beams strengthened in bending by the addition of concrete and steel on their tension side and expansion bolts as shear connectors at the interface beam-jacket. The seventh article addresses the behavior of high strength structural masonry. The compressive strength and the modulus of elasticity of concrete block walls tested under axial load were evaluated. The specimens included grouted and ungrouted walls and walls with a mid-height bond beam. The eighth article aims at the pozzolanic activity of fly ash from coal burning, from the aluminum manufacturing process, such as mineral admixture in mortars and conventional concrete. The ninth article presents the results of a B-WIM system applied on a bridge. The weigh-in-motion technique is based on Moses' Algorithm, which obtains influence lines directly from traffic loads. The tenth and last article discusses results of tests on self-supporting lattice joists subject to negative bending.

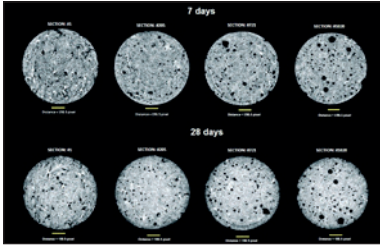
As this is the last issue of Volume 10, we present a list of reviewers that contributed during 2017. We acknowledge their dedication to ensuring the high level of the IBRACON Structures and Materials Journal.

Américo Campos Filho, Eduardo N. B. Santos Júlio, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, José Márcio Fonseca Calixto, Leandro Francisco Moretti Sanchez, Mauro Vasconcellos Real, Paulo César Correia Gomes, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ronaldo Barros Gomes and Túlio Nogueira Bittencourt, Editors

O último número de 2017 da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais está sendo publicada (Volume 10 Número 6, dezembro de 2017). São apresentados dez artigos sobre temas relevantes em materiais e estruturas de concreto. O primeiro artigo examina as estatísticas de cargas móveis em pontes de concreto brasileiras. A análise foi realizada com dados correspondentes a treze meses de uma Estação de Pesagem em Movimento de Alta Velocidade (HS-WIM), com resolução de um centésimo de segundo, atualmente em operação na rodovia Fernão Dias (BR 381). Os resultados mostram que, exceto em ocorrências lado a lado, o comprimento do vão tem um efeito significativo na frequência de presenças múltiplas de caminhões. O segundo artigo aborda o efeito da concentração alcalina e do regime de temperatura de cura em pastas geopoliméricas a base de cinzas volantes usando soluções de NaOH. O terceiro artigo descreve o uso de tecnologia baseada em tomografia ultrassônica de baixa frequência para avaliação de parâmetros em pavimentos de concreto. O equipamento foi aplicado em três seções experimentais com diferentes pavimentos de concreto no campus da Universidade de São Paulo. O quarto artigo apresenta um estudo paramétrico para avaliar a estabilidade ao tombamento durante a construção de vigas pré-moldadas de pontes suportadas exclusivamente por aparelhos de apoio de neoprene. Um modelo de elementos finitos foi calibrado com resultados experimentais através de análise não-linear geométrica. O quinto artigo apresenta um modelo para a penetração de cloreto por difusão em estruturas de concreto armado com base na solução da 2ª Lei de Fick, usando um elemento de modelo finito bidimensional para prever, em uma determinada situação, o tempo para atingir um limite para depassivação da armadura. O sexto artigo apresenta um estudo sobre o comportamento de vigas de concreto armado sob carga cíclica, reforçadas pela adição de concreto e aço na região tracionada e chumbadores de expansão como conectores de cisalhamento na ligação viga-reforço. O sétimo artigo aborda o comportamento da alvenaria estrutural de alta resistência. A resistência à compressão e o módulo de elasticidade das paredes do bloco de concreto ensaiadas sob carga axial foram avaliados. Os espécimes incluem paredes ocas, paredes grauteadas, paredes com cinta grauteada a meia altura e paredes com assentamento parcial e total. O oitavo artigo visa avaliar a atividade pozzolânica da cinzas volantes proveniente da queima de carvão mineral no processo de fabricação de alumínio como adição mineral em argamassas e concretos convencionais. O nono artigo apresenta os resultados de um sistema B-WIM aplicado no monitoramento de uma ponte. A técnica de pesagem em movimento baseia-se no Algoritmo de Moses e utiliza linhas de influência diretamente das cargas de tráfego. O décimo e último artigo discute resultados de ensaios de autoportância em vigotas treliçadas sujeitas a flexão negativa.

Como esta é a última edição do Volume 10, apresentamos uma lista de revisores que contribuíram durante 2017. Reconhecemos sua dedicação para assegurar o alto nível da Revista IBRACON de Estruturas e Materiais.

Américo Campos Filho, Eduardo N. B. Santos Júlio, José Luiz Antunes de Oliveira e Sousa, José Márcio Fonseca Calixto, Leandro Francisco Moretti Sanchez, Mauro Vasconcellos Real, Paulo César Correia Gomes, Rafael Giuliano Pileggi, Roberto Caldas de Andrade Pinto, Ronaldo Barros Gomes e Túlio Nogueira Bittencourt, Editores



Cover: CHARACTERIZATION OF TEST SPECIMENS PRODUCED IN REDUCED SIZE FOR X-RAY MICROTOMOGRAPHY (M-CT) TESTS

Courtesy: E. E. BERNARDES, UFMG, BELO HORIZONTE, MG



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)

José Márcio Fonseca Calixto
(Brazil)

Leandro Francisco Moretti Sanchez
(Canada)

Mauro Vasconcelos Real
(Brazil)

Rafael Giuliano Pileggi
(Brazil)

Roberto Caldas de Andrade Pinto
(Brazil)

Ronaldo Barros Gomes
(Brazil)

Túlio Nogueira Bittencourt
(Brazil)

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

Volume 10, Number 6
December, 2017
ISSN: 1983-4195

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS

IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL

Contents

Single and multiple presence statistics for bridge live load based on weigh-in-motion data

E. L. PORTELA, R. M. TEIXEIRA, T. N. BITTENCOURT and H. NASSIF

1163

Effect of NaOH concentration and curing regime on geopolymer

C. N. LIVI and W. L. REPETTE

1174

Non-destructive ultrasonic tomography for concrete pavement evaluation: signal processing and image analysis of crucial parameters

L. S. SALLES, J. T. BALBO and L. KHAZANOVICH

1182

Rollover stability of precast concrete beams supported by elastomeric bearing pads

P. A. KRAHL, R. CARRAZEDO and M. K. EL DEBS

1192

Computational modeling for predicting corrosion initiation in reinforced concrete structures

W. K. DOMINICINI and J. L. CALMON

1205

Behaviour under cyclic loading of strengthened beams

A. P. R. VAZ, I. A. E. SHEHATA, L. C. D. SHEHATA and R. B. GOMES

1245

Compressive strength of masonry constructed with high strength concrete blocks

E. S. FORTES, G. A. PARSEKIAN, J. S. CAMACHO and F. S. FONSECA

1273

Evaluation of coal fly ash in cementitious matrices

D. ALTHEMAN, G. C. FERREIRA, M. MONTINI, J. B. GALLO and A. I. B. C. ROCHA

1320

B-WIM systems application on reinforced concrete bridge structural assessment and highway traffic characterization

P. JUNGES, R. C. A. PINTO and L. F. FADEL MIGUEL

1338

Self-supporting tests in lattice joists subject to negative bending

I. S. STORCH, J. G. S. DOBELIN, L. C. BATALHA and A. L. SARTORTI

1366

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.

Diretoria

Diretoria Biênio 2017/2019

Diretor Presidente
Julio Timerman

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

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

Assessor da Presidência – Atuação Construtoras
Alexandre Couso – ESSER

Diretor 1º Vice-Presidente
Luiz Prado Vieira Júnior

Diretor 2º Vice-Presidente
Bernardo Tutikian

Diretor 1º Secretário
Antonio Domingues de Figueiredo

Diretor 2º Secretário
Carlos José Massucato

Diretor 1º Tesoureiro
Claudio Sbrighi Neto

Diretor 2º Tesoureiro
Nelson Covas

Diretor de Marketing
Hugo Rodrigues

Diretor de Eventos
César Daher

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

Diretor Técnico
Paulo Helene

Diretor de Relações Institucionais
Túlio Nogueira Bittencourt

Diretor de Publicações e Divulgação Técnica
Íria Lícia Oliva Doniak

Diretor de Pesquisa e Desenvolvimento
Leandro Mouta Trautwein

Diretor de Cursos
Enio José Pazini Figueiredo

Diretor de Certificação de Pessoal
Gilberto Antônio Giuzio

Diretora de Atividades Estudantis
Jéssika Pacheco

Conselho Diretor Biênio 2017/2019

Sócios Titulares Individuais

Cláudio Sbrighi Neto
Augusto Carlos de Vasconcelos
Júlio Timerman
Luiz Prado Vieira Júnior
Antônio Domingues de Figueiredo
Vladimir Antonio Paulon
Carlos José Massucato
Maurice Antoine Traboulsi
Nelson Covas
César Henrique Sato Daher
Luiz Carlos Pinto da Silva
Inês Laranjeira da Silva Battagin
Antonio Laranjeiras
Enio Pazini Figueiredo
Geraldo Cechella Isaia
Mário Willian Esper

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
FURNAS Centrais Elétricas S.A.
LAFARGE HOLCIM
CNO – Construtora Noberto Odebrecht
ABCIC – Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto
L. A. Falcão Bauer Centro Tecnológico de Controle de Qualidade Ltda.
ABESC – Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem
GERDAU

Conselheiros Permanentes

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

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.

Single and multiple presence statistics for bridge live load based on weigh-in-motion data

Estatísticas de caminhões isolados e em múltiplas presenças para carga móvel em pontes baseadas em dados de pesagem em movimento

E. L. PORTELA^a
ensondelima@gmail.com

R. M. TEIXEIRA^a
ritermayer@yahoo.com.br

T. N. BITTENCOURT^a
tbitten@gmail.com

H. NASSIF^b
nassif@rci.rutgers.edu

Abstract

Modeling the traffic loads on bridges has been the subject of numerous studies. Defining a live load model to be used for bridge design is not an easy task. It demands among many other things a reliable dataset, a well-defined procedure for filtering data and also the determination of statistics for single and multiple presence occurrences. This study examines and characterizes the live load statistics for Brazilian concrete bridges. Single and multiple truck presence are evaluated for different bridge spans and truck daily volume. The sample is comprised of the thirteen months of data from a High Speed Weigh-In-Motion station (HS-WIM) in a resolution of one hundredth of a second currently operating on the Fernão Dias highway, also known as BR-381. The system provides eleven thousand records on a daily basis. After the filtering process three thousand trucks remain. The station takes measures in an same-direction two-lane highway, which allows the evaluation and characterization of both single and multiple presence statistics. Three case of multiple presence are considered: following, side-by-side and staggered cases. The consideration of truck multiple presence on concrete bridges is mandatory to understand and characterize live load models. The results show that with the exception of the side-by-side case, the frequency of multiple truck presence is significantly affected by span length. It also shows that the daily truck volume considerably affects the multiple presence statistics for all load patterns. The results show that the general tendency of the occurrence of all multiple presence events is to increase as the truck volume increases.

Keywords: bridges, live load, multiple presenca, statistics.

Resumo

A modelagem do tráfego em pontes tem sido objeto de inúmeros estudos. Definir um modelo de carga móvel a ser usada no projeto de uma ponte não é uma tarefa fácil. Isto demanda entre outras coisas uma base de dados confiável, uma abordagem para filtragem de dados bem definida e também a determinação de estatísticas de ocorrências de caminhões isolados e em presença de outros caminhões (múltiplas presenças). Este estudo examina e caracteriza estatísticas destas ocorrências para pontes de concreto brasileiras. As ocorrências de caminhões isolados e em múltiplas presenças são avaliadas para diferentes comprimentos de vãos e volume diário de caminhões. A amostra utilizada neste trabalho consiste de 13 meses de dados de uma estação de pesagem em movimento na rodovia Fernão Dias (BR-381). O sistema capta onze mil veículos por dia. Depois de um processo de filtragem três mil caminhões restam para análise. O equipamento realiza suas medidas em um via com duas faixas na mesma direção no sentido Belo Horizonte – São Paulo. Três casos de múltiplas presenças são analisados um caminhão seguindo o outro, dois caminhões lado a lado e dois caminhões lado a lado com defasagem. A consideração de caminhões em múltiplas presenças é mandatória no entendimento e caracterização de um modelo de carga móvel. Os resultados mostram que com exceção de ocorrências lado a lado a frequência de ocorrências de múltiplas presenças de caminhões são bastante afetadas pelo comprimento de vão da ponte considerado. Os resultados também mostra que com o aumento do volume diário de caminhões as ocorrências de múltiplas presenças também crescem.

Palavras-chave: pontes, carga móvel, múltiplas presenças, estatísticas.

^a Polytechnic School, Department of Structural and Geotechnical Engineering, University of São Paulo, São Paulo, Brazil;
^b Department of Civil and Environmental Engineering, Rutgers, The State University, of New Jersey, Piscataway, NJ, USA.

1. Introduction

In Brazil, as in many other countries, roadway traffic has been characterized by the diversity of truck configurations as the considerable increase in *GVW* (Gross Vehicle Weight) and volume. Therefore, it is recommended to carry out studies that aim to ensure the structural safety of roadway bridges in the presence of current traffic since they were not designed for current loads. Therefore, it is justifiable any concern about the impact that overloading causes to concrete bridges, which can boost the development of procedures to calibrate the current codes based on actual traffic and not just from approximations and simplifications of the live loads.

Much work has been done on modeling live loads due to traffic. Among those, special attention should be given to Nowak [1] in which he uses normal probability paper technique to extrapolate traffic load effect for 75 years. There is also the work presented by Gindy and Nassif [2] in which they performed a statistical analysis to determine the truck load spectra for bridges in New Jersey. They used data from 25 weigh-in-motion sites from 1993 to 2003. In Europe, the analysis performed by O'Brien and Enright [3] and Sivakumar et al. [4] also used Weigh-In-Motion (WIM) data in order to modeling bridge loading. In the former they used data from 2 sites (Czech Republic and Netherlands) to model same-direction two-lane traffic for live loads on bridges. In the latter, they used WIM data to show the effects of non-stationary traffic data on maximum traffic load effects.

In Brazil, there is no tradition in using WIM data to characterize bridge live load, especially works about the occurrence of multiple trucks presence. The majority of Brazilian states have no WIM station operating. Most of the research on this field is related to data from stationary scales (truck weigh stations) installed along a couple of highways that belong to concessionaries. However, there is a reasonable concern that the heaviest trucks will avoid the scales, which ultimately can bias the data to less heavy vehicles. Also, Brazil has faced in 2016 its worst economy recession and since the country transports its goods mostly through highway it might be the case that the data is also biased due to an decreased of truck traffic. In Brazil, the work done by Ferreira [5], Luchi [6] and Rossigali [7] are the most relevant ones. They all used data from Brazilian roadways to evaluate the design traffic load model of the Brazilian code and compared it with international codes. None of the data



Figure 1
Final sensors layout

were collected from WIM stations, therefore some assumptions about the axle spacing, classes of trucks and multiple presence of trucks needed to be made.

This study is based on WIM data collected at one station on the Fernão Dias highway (Minas Gerais to São Paulo) same-direction two adjacent lanes and recorded for over 13 months, from September 2015 to September 2016. The WIM station provided an average of 11000 records per day, which after the filtering process were reduced to 3000 trucks per day. A statistical approach is presented in order to characterize the live load for Brazilian bridges, specifically multiple truck presence. For each vehicle, several parameters are recorded, such as *GVW*, speed, lane, number of axles, axles weights and time of passage. Statistics for a variety of truck loading cases, including single, following, side-by-side, and staggered are shown. The effects of bridge span length and the daily volume of truck are also examined. This study focused on a range of span lengths that extending from 6.1 meters to 91.4 meters. Therefore, this work explores both cases short and long bridge spans.

2. WIM data

The data used as the basis for this study were collected at one site in the city of Extrema - south of the state of Minas Gerais in Brazil for thirteen months. As aforementioned the station is located on the highway Fernão Dias (BR-381). For each of the two lanes, the HS-WIM system is comprised of two lines of piezoelectric sensors, two inductive loops (Figure 1), temperature sensor and a device for collecting and analyzing the records. The piezoelectric sensor is 2.73 meters long and 1.27 centimeters wide. The inductive loops detect the vehicles, measure the distance between axles and the vehicle speed. This HS-WIM allows the acquisition raw generic data, which ultimately allows the management of the records as the user wishes.

One advantage of the HS-WIM used in this study is the fact that this system is inconspicuous in the sense that the truck driver does not notice the system, which obviously avoids evasion from the station. In this way one can believe that the system response is not biased. The installation of the monitoring system and the data collection is in accordance with the recommendations of ASTM E1318 [8], which deals with the guidelines of the development movement in weighing projects.

2.1 Filtering process

Even though the WIM technology is well developed, this kind of system is still susceptible to record incoherent measurements, for example, the system can interpret two trucks in the same lane as one or a single truck with long distance between two adjacent axles may be recorded as two vehicles, also, the dynamic weight can be registered beyond a physical limit. In any of these cases, the data should be filtered before performing any kind of analysis once it can generate misinterpretation of the weighing process, which ultimately would affect the characterization of traffic loads. Records that were removed from the original sample were counted and placed into a disqualification file.

The filters are developed based on Brazilian fleet and on engineering judgment. After a deep research on the most important

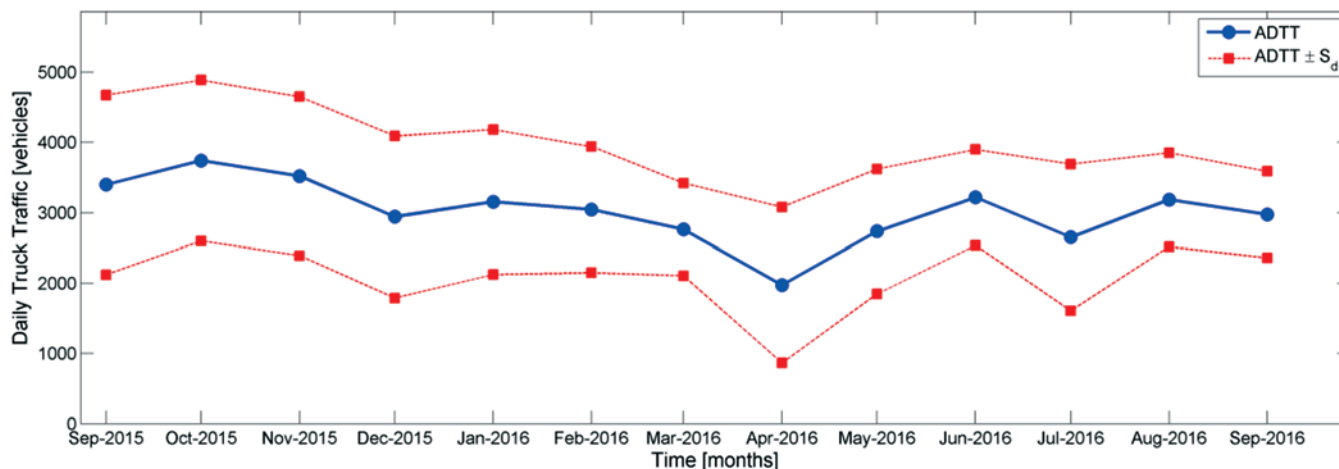


Figure 2
Evolution of ADTT over time

kind of trucks currently in use in Brazil, and on the automakers catalog the following criteria were established in order to define a filtering process:

- 1 – GVW less than 6.2 tf;
- 2 – Single axle weight less than 2.2 tf
- 3 – Tandem weight greater than 32 tf;
- 4 – Tandem axle spacing less than 0.92 meter;
- 5 – Total length greater than 36 meters;
- 6 – Truck length greater than 15.4 meters and GVW less than 10.4 tf;
- 7 – Any single axle weight greater than 18 tf;
- 8 – Difference of the GVW and sum of axle weights equal or greater than 10%;

- 9 – Sum of axle spacing different from total length of the truck;
- 10 – Total length less than 5 meters;
- 11 – Speed greater than 170km/h;
- 12 – Steering axle weight greater than 10 tf;
- 13 – GVW greater than 93 tf.

The next sections show the results of the statistical analysis after filtering the entire sample.

2.2 Traffic characterization based on WIM data

Traffic characterization is an important step when one is trying to know the composition of trucks in a given place. With information about the trucks weights, geometry, speed and etc it is possible to

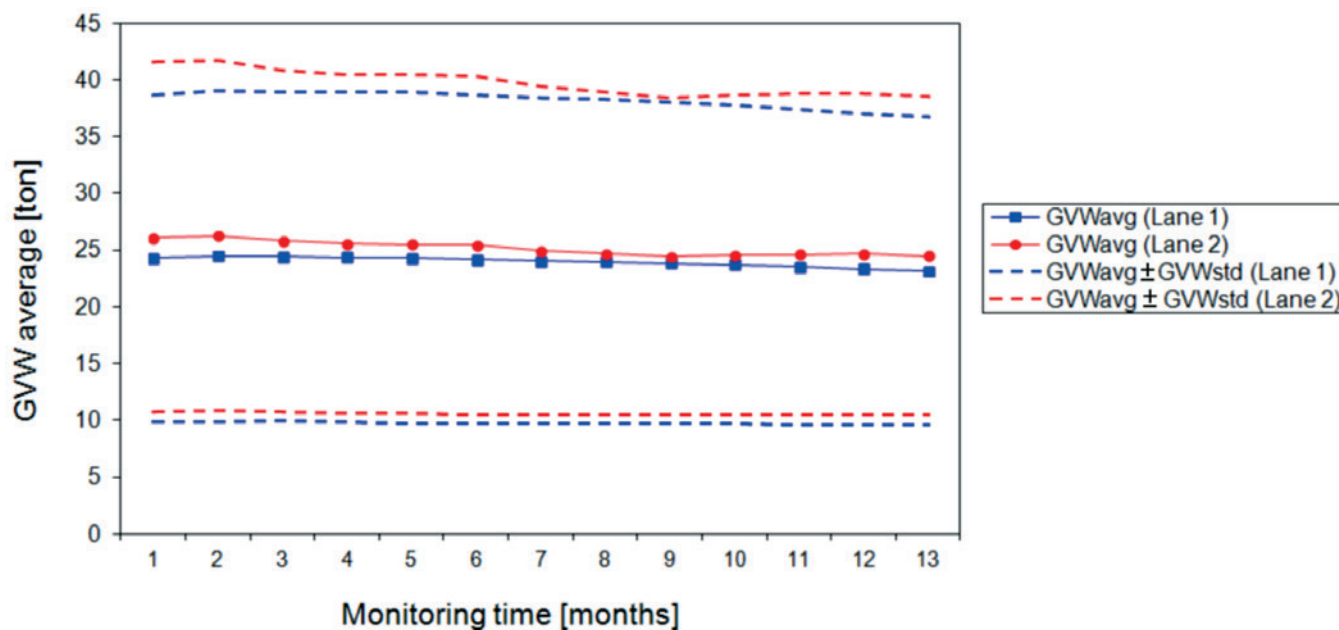


Figure 3
Variation of GVW mean over time (09/01/2015 - 09/30/2016)

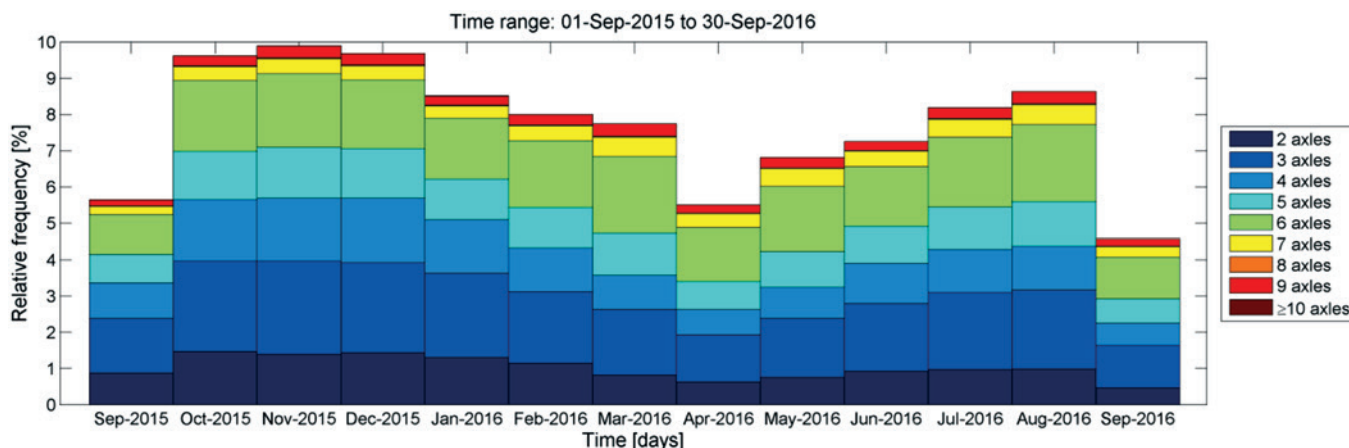


Figure 4
Traffic composition accordingly to the number of axles

evaluate the load effect that a concrete bridge will be subject to. In order to obtain a detailed overview of the characteristics of the traffic, a survey was conducted to collect statistical parameters necessary for the definition of a live load model. Among these parameters we can highlight: Average Daily Traffic Truck (ADTT) in both situations total and per traffic lane, GVW , average speed, truck configurations and weight distributions of the most common trucks. Figure 2 shows the ADTT statistics for each month between 09-01-2015 to 09-30-2016 considering the entire truck population. S_d denotes the ADTT standard deviation for each month. It is important to mention that all the results presented here is based only on the truck sample that remains after the filtering process as presented in the previous section. The results show that the ADTT varies from 1972 to 3743 trucks with coefficient of variation between 21% and 56%, approximately. Figure 3 shows the evolution of the GVW mean (GVW_{avg}) over time – the mean is cumulative over the months. It also

shows the curves that represent the mean value minus/plus the standard deviation. It is noted that the values of GVW_{avg} stabilize with only one month of monitoring, indicating that the sample is representative of the traffic even for a few months of monitoring. From the analysis of the WIM data is also possible to see that the left lane – overtaking lane – has approximately 16% of the truck traffic while the right lane holds the remaining 84%. The left lane has the greater mean value of speed – 85 km/h – while the mean speed value in the right lane is around 78 km/h. Figure 4 depicts the trucks distribution when clustered according to their axle numbers. The results show that trucks with only three axles are the most common ones. This cluster also includes the trucks with one axle and one tandem; which represent 24% of the heavy traffic. Another important cluster is the one for 6-axle trucks (semi-trailer with 1 single axle + a tandem axle + a tridem axle). They represent 17% of the heavy traffic. Figure 5 depicts the GVW distribution for the two clusters with the

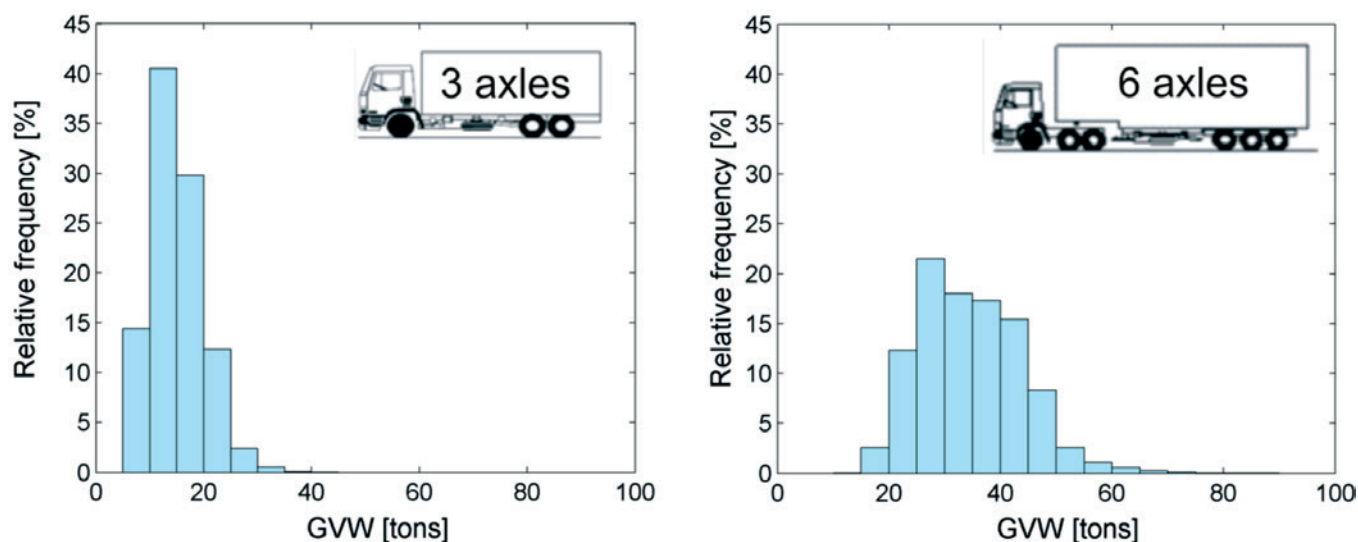


Figure 5
GVW distribution for the dominant clusters

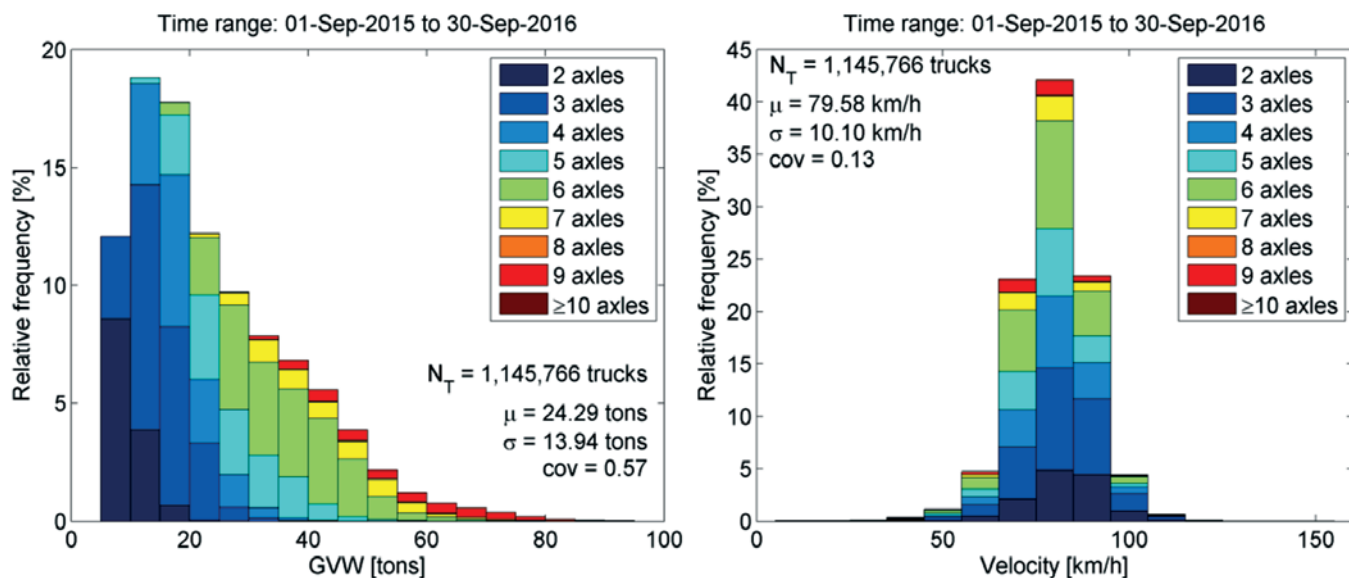


Figure 6
GVW and speed statistics for different trucks clusters base on axle number

highest frequencies. One can see that both distributions are uni-modal, which is a characteristic of the interstate traffic, with long distance routes. It is important to mention that the histogram shape of the trucks weights of the dominant clusters provides an indication of the highway function as stated in Davis [9]. In general, routes of smaller distances, located near ports and distribution centers, tend to present a combination of light and heavy vehicles, which generates bi-modal histograms within the ruling cluster. Such behavior tends to be smoothed on interstate routes as a consequence of logistical and economic issues.

Figure 6 depicts the GVW and truck speed statistics considering the sample of traffic monitored between Sep-2015 and Sep-2016. A total of 1,145,766 trucks were considered for the analysis performed

in this work. In Figure 6, the terms μ , σ , cov and N_T correspond, respectively, to the mean, standard deviation, coefficient of variation and number of qualified vehicles calculated for each of the variables.

3. Multipresence analysis

The consideration of truck multiple presence on concrete bridges is mandatory to understand and characterize live load models since its occurrence directly affects future extrapolation of live load effects as well as code calibration. According to Nowak [10], when dealing with multiple presence there are two main factors to consider: the frequency and the GVW of occurrences on the bridge. The frequency is related to the probability of two trucks over the

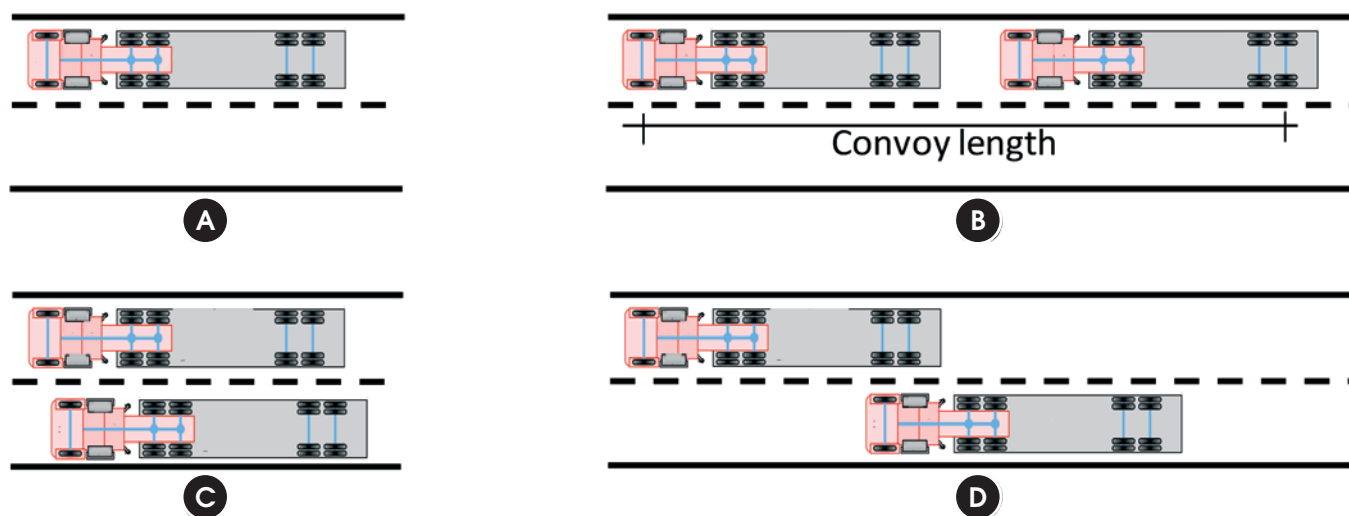


Figure 7
Traffic loading patterns – Gindy and Nassif [2]

bridge at the same time while the *GVW* is related to the load effect this kind of occurrence will have on the concrete structure. The frequency of the “heavy-heavy” multiple presence event has influence on the maximum expected load effect during the service life of a concrete bridge. Both factors will ultimately affect the extrapolation of live load effects.

Multiple presence statistics are reported only for qualified trucks, i.e. and the remaining trucks after the filtering process. Therefore, this analysis excludes all passenger vehicles, light trucks and erroneous records. The simultaneous occurrence of trucks on a bridge can occur in many different disposals. In this paper, a very similar arrangement (Figure 7) as in Gindy and Nassif [2] will be considered. In this case, four patterns are considered:

- (a) Single event: only one truck is on the bridge;
- (b) Following: Two trucks in the same lane with the distance from the first axle of the first truck to the rear axle of the second truck less than a bridge span;
- (c) Side-by-side: two trucks in adjacent lanes with an overlap of at least half the body length of the first truck and with the distance from the first axle of the first truck to the rear axle of the second truck less than bridge span;
- (d) Staggered: two trucks in adjacent lanes with an overlap of less than half the body length of the first truck and with the distance from the first axle of the first truck to the rear axle of the second truck less than a bridge span;

The multiple presence statistics for each case: following, side-by-side and staggered are needed to quantify the trucks superposition in a given concrete bridge. The computation of those statistics is based on a definition of a range of fictitious span lengths. This allows studying multiple presence for long, medium and short bridges. The span lengths comes into consideration when specifying an upper bound for the event criteria, for example, two trucks that are in the same lane such that the distance from the first axle of the leading truck to the rear axle of the second truck is 42 meters, they would be considered as a following occurrence on a fictitious span length of 50 meters. However, the same two trucks would not be qualified as following on a 35 meters span length once both trucks would not fit on the bridge span. The percentage of each occurrence is computed as the number of occurrence divided by the total number of qualified trucks on the bridges.

One important aspect of this computation is the accuracy of the WIM system. In order to have a reliable modeling process the system must be capable of recording the trucks with a resolution of 0.01 second. This accuracy is necessary because trucks can travel at high speeds, for example, a truck at a speed of 50 km/h will travels about 13.9 meters in one second. If the truck position is known each 0.01 second this means that truck position is known each 13.9 centimeters, which is very acceptable value to define multiple presence occurrences. Thus, only three pieces of information are

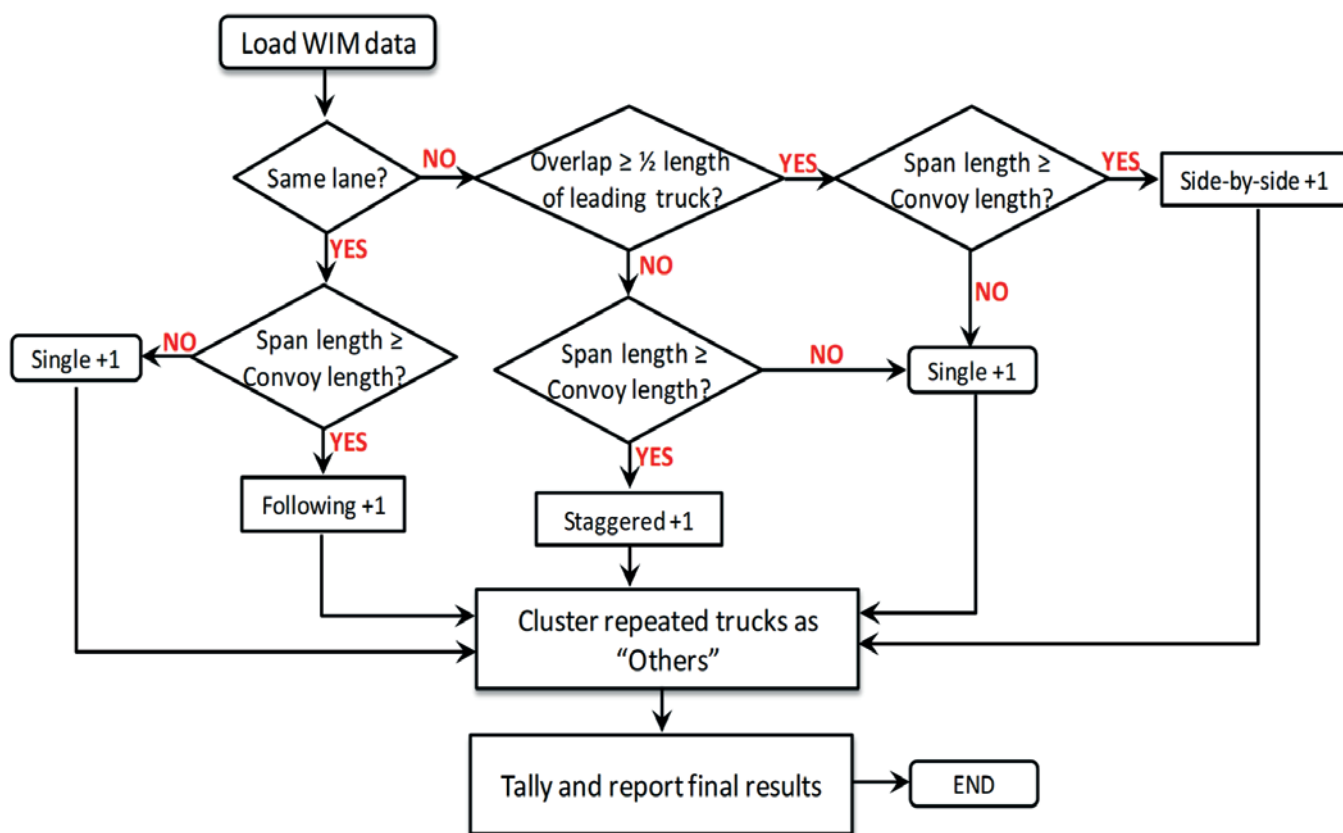


Figure 8 Flowchart of multiple presence algorithm

needed to compute the relative position of trucks to each other:

- i) The travel lane;
- ii) Truck speed;
- iii) Time truck goes over the sensor (resolution of 0.01 sec).

Additional information such as GVW and truck length is used to refine the qualifications for each type of multiple presence occurrences.

3.1 Algorithm for calculating the multiple presence on concrete bridges

As the WIM system provides information about vehicle speed, travel lane and also a time stamp with an accuracy of one hundredth of a second, it is possible to construct computational routines to perform the multiple presence analysis for different span lengths of concrete bridges. With the input data, each truck is compared with the twenty next ones. This is important because by definition multiple presence only consider the event of two truck simultaneously over a concrete bridge. The case of three or more trucks together is not the subject of this paper not only because their occurrences are very rare, but also because the data used in this paper only accounts for two lanes.

Figure 8 show the flowchart structure of the multiple presence routine used in this paper. The routine checks each possible case of multiple presence. Then it eliminates trucks that are qualified for more than one case. Initially, for the following event, the algorithm first checks whether the trucks are in the same lane, then, it checks if the distance from the first axle of the leading truck to the rear axle of the second truck is smaller than the current span length in analysis, this ensures that in fact the vehicles fit in the fictitious bridge span. If these two criteria are satisfied, then the event is classified as following.

For the side-by-side event, first the program checks if the trucks are in different lanes. Then, it checks if the second truck has a overlap of at least half the body length of the first truck as in Figure 7c. Finally, the algorithm checks if the length from the first axle of the first truck until the last axle of the second truck is less than the length defined by the span of the bridge. If all these criteria are met, then sum up a case of side-by-side. Finally, for the staggered case, the procedure is almost the same as for side-by-side. The only difference is that the trucks overlap is less than half the body length of the first truck.

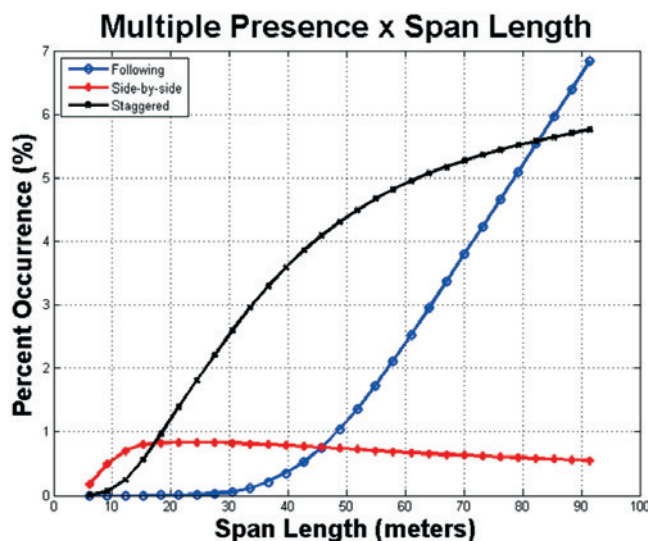


Figure 9 Multiple presence X Span length

4. Results and discussions

The entire qualified truck sample is simulated over a bridge span lengths ranging from 6.1 meters to 91.4 meters by using recorded time stamp (accuracy of 0.01 second), vehicle speed (assumed as constant), truck length and travel lane. The multiple presence statistics for the patterns of loading as in Figure 7 are computed through the algorithm described in Figure 8. The main results are shown through Figure 9 to Figure 13.

Figure 9 depicts the change of multiple presence statistics in relation to bridge span length. With the exception of the side-by-side case, the frequency of multiple truck presence is significantly affected by span length. The increase of bridge span lengths gives more opportunities for trucks to occur simultaneously. From the statistics point of view, this could be exemplified as a classical Poisson model of trucks arrivals in which the number of arrivals would be proportional to span length. However, for side-by-side loading pattern, when the span length is already above 30 meters, increasing the bridge span will slightly decrease the frequency of

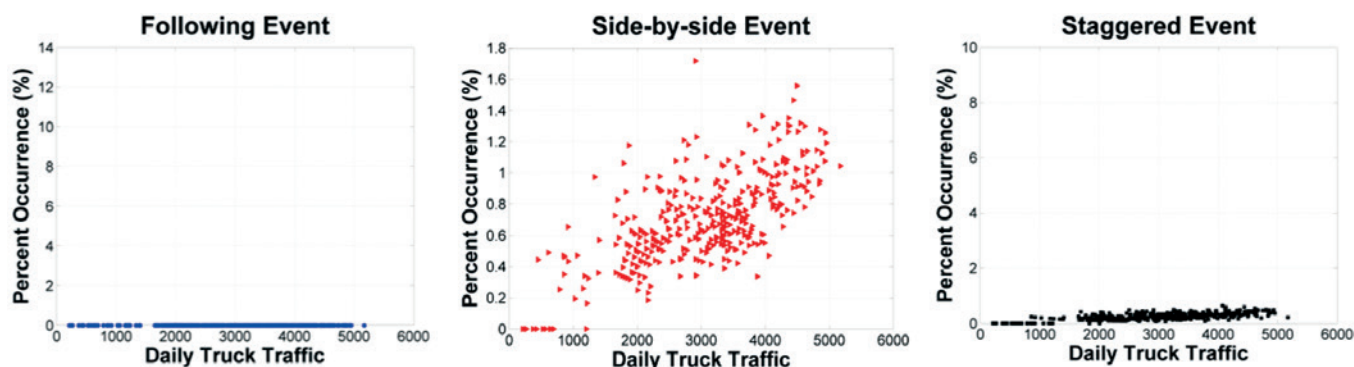


Figure 10 Variation of multiple presence for truck volumes (12.2-m span)

occurrence. This happens because a side-by-side event is by definition the overlap of exactly two trucks by at least one-half the body length of the first truck and if, for example, two trucks are said to be a side-by-side event for a span length of 40 m, these same trucks could be declassified if more vehicles enter the bridge at largest values of spans length. The frequency of side-by-side events has an average value of 0.70% for all bridge spans and volume conditions, which is in accordance with the results presented by Gindy and Nassif [2] and Davis [9].

Figure 9 also shows that the rate of increase in the frequency of following loading events is lower for bridge spans up to 30 meters as compared with longer spans. This is mainly due to the fact that bridges with spans of less than 30 meters commonly will not accommodate two trucks in the same lane once the most common truck is the six-axle semi-trailer with a body length of around 15 meters. The results also show that the occurrence of following events keeps increasing as the bridge spans increase. This is mainly due to the fact that as the span increases the opportunity



Figure 11
Variation of multiple presence for truck volumes (36.6-m span)

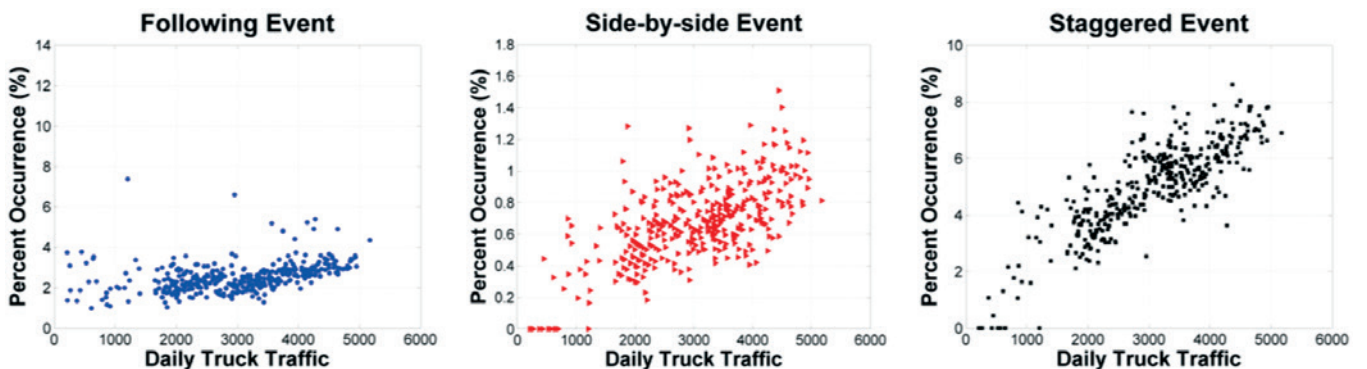


Figure 12
Variation of multiple presence for truck volumes (61-m span)



Figure 13
Variation of multiple presence for truck volumes (85.3-m span)

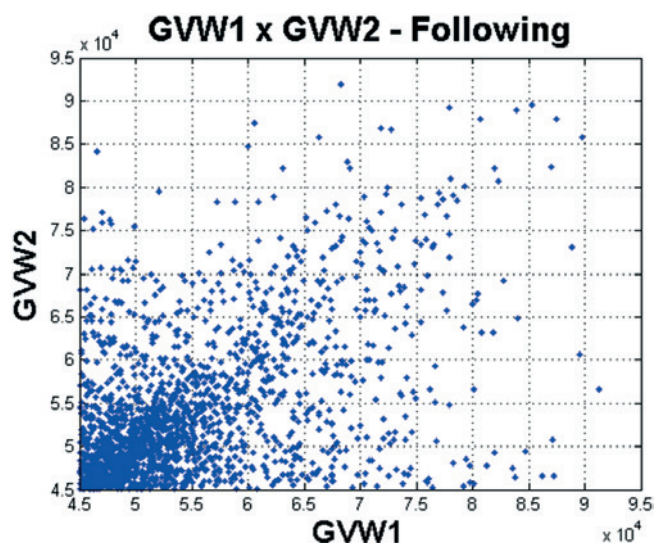


Figure 14
Relation of GVW 1 and GVW 2 in kg for following event – only heavy trucks

for following loading pattern to happens also increases. In the case of staggered events the frequency of occurrence also increases as the span lengths increases. But on the contrary of what happen to following case, the percent occurrence of staggered trucks grows at a faster rate for shorter bridge spans and at a steadier pace for longer spans - above 45 meters.

As can be seen in Figure 10 to 13 truck volume considerably impacts the multiple presence statistics for all load patterns. The results show that the general tendency of the occurrence of all multiple presence events is to increase as the truck volume increases. This is a reflection of the fact that a truck will more likely be accompanied on a given bridge span as the number of trucks increases. It is also observed that the frequency of staggered occurrences increases at a higher rate than for following or side-by-side loading patterns, Figure 13 illustrates it.

Since the frequency of multiple trucks presence can greatly influence the extrapolation of loading effects on bridges, it is important to know the distribution of the sample as the spans increase. Figure 10 to Figure 13 show that, in general, as the span increases the measurements tends to disperse. In the case of side-by-side event the change in the dispersal is very small while for following and staggered occurrences the change is quite noticeable. This also has relation with the fact that increasing bridge spans also gives more opportunities for trucks to occur simultaneously with more diversified trucks combinations.

Another important aspect of developing a live load model is to know the correlation between the total truck weights for multiple presence occurrences. These relations are depicted in Figure 14, Figure 15 and Figure 16 for each of the three types of multiple presence events and span length of 85.3 meters (280ft). Also, the lower bound for GVW is defined as 45000 kg which corresponds to the truck recommended in the Brazilian code NBR 7188 (ABNT [11]). For the following case, the $GVW1$ corresponds to the leading truck weight and $GVW2$ corresponds to the second truck. For the

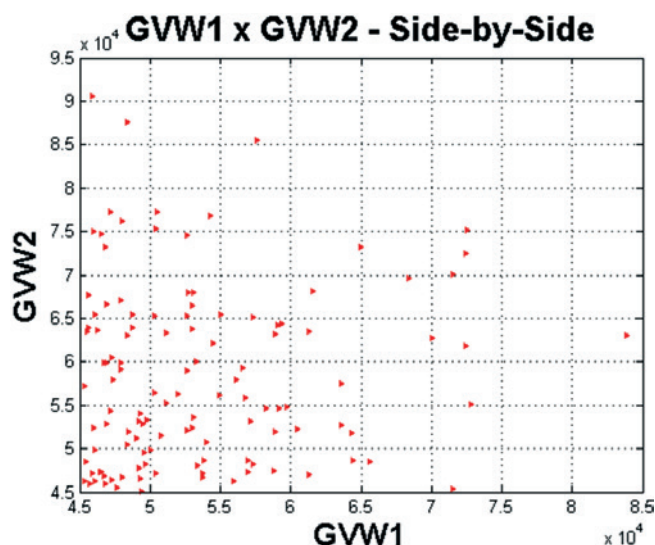


Figure 15
Relation of GVW 1 and GVW 2 in kg for side-by-side event- only heavy trucks

other two cases $GVW1$ is the weight of the truck on the left lane and $GVW2$ is the weight of the truck on the right lane. Although an unassuming 45-degree zone can be noted in Figure 14 there are no very strong correlations between the GVW s in both lanes. For the staggered and side-by-side cases the correlations are very small. This is in accordance with Brazilian traffic regulation for federal highways, which allows heavy trucks in any lane of the road. Table 1 shows the correlations between GVW s for heavy trucks – above 45 tons – that have been classified as an occurrence of multiple presence for several span lengths. In general, the correlations are very small. For the span length 12.2 and 36.6 meters there are no enough occurrences that allow drawing any reliable conclu-

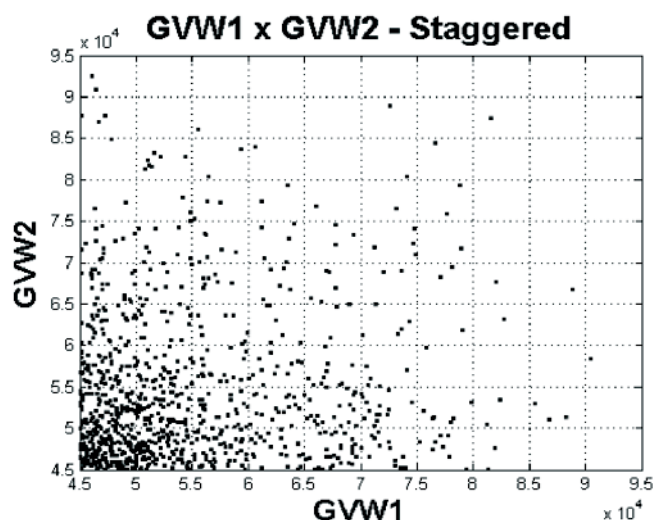


Figure 16
Relation of GVW 1 and GVW 2 in kg for staggered event – only heavy trucks

Table 1
Correlation between GVWs for each case of multiple presence

Span length (m)	Correlation of GVW 1 and GVW 2		
	Following	Side-by-side	Staggered
12,2	None	-0,12	None
36,6	None	0,051	0,011
61	0,472	0,055	0,071
85,3	0,477	0,078	0,090

sions. For the span length 36.6 meters only two occurrences were registered for this span length. For span lengths 61 and 85.3 meters the stronger correlation between heavy trucks when they are classified as following is probably due to the fact that drivers from the same company tend to form a convoy when traveling together. When developing a live load model for concrete bridges, the occurrence of heavy trucks over the bridge is a very important aspect that needs to be considered. Figure 17 shows the probability of two heavy trucks occurring together if they are classified as a multiple presence case. The probabilities are shown for each case of multiple presence and for a range of span lengths that stands from 6 meters to around 91 meters. For the side-by-side case one can see that above the span length of 20 meters the probabilities are basically the same. The results behave almost as a horizontal line close to the 1.6 %. The same behavior can be noted for the staggered events after the span length of 40 meters. In this case, most probabilities are around 1.4%. For the following cases the probabilities stay close to zero up to span lengths of 35 meters and then it starts to climb up. This is strictly related to the results of Figure 9 in which following cases only start happening for span lengths larger than 35 meters.

Finally, the probability of two heavy trucks occurring together in

relation to the total truck traffic can be computed by multiplying the results from Figure 17 and Figure 9, in this work, heavy trucks are the ones weighing over 45 tons which correspond to the typical truck that the Brazilian code recommends. As one can see from Figure 18 the general behavior of the lines for each case of multiple presence are strongly attached to the ones in Figure 9. This is due to the fact that the occurrences of multiple presence events dictate the possibility of occurrence of heavy trucks together. Figure 18 shows that the probabilities for two side-by-side heavy trucks are always below 0.02%. This means that for a highway with an ADTT of 5000 trucks, only one event of two heavy trucks would occur for this case of multiple presence in any given day. The highest probability occurs for following event at span length of 91.4 meters. The probability value of 0.185 % implies that for a highway with an ADTT of 5000 trucks it is expected at least 9 occurrences of two heavy trucks following each other in any given day. Knowing these probabilities allows to compute and extrapolate the load effects that those trucks have over a given bridge which ultimately allows not only to evaluate the live load model proposed by the current code but also to develop a new model.

5. Conclusions

Concrete bridges are considerably affected by trucks loads, their frequency of occurrence, and their geometric features and also by their *GVW* in both situations single and multiple presence events. Data collected from a *WIM* station at Fernão Dias highway in Brazil from September 2016 to September 2017 were used to determine both single and multiple presence statistics for various loading patterns. The station provided a daily average of 11000 records, which after the filtering process end up with 3000 trucks per day. Prior to multiple presence analysis, traffic characteristics were surveyed in order to detect the main types of trucks and statistically investigate important parameters for the definition of a representative live load model for concrete bridges. It was shown that trucks of 3 and 6 axes are the most common one and combined they

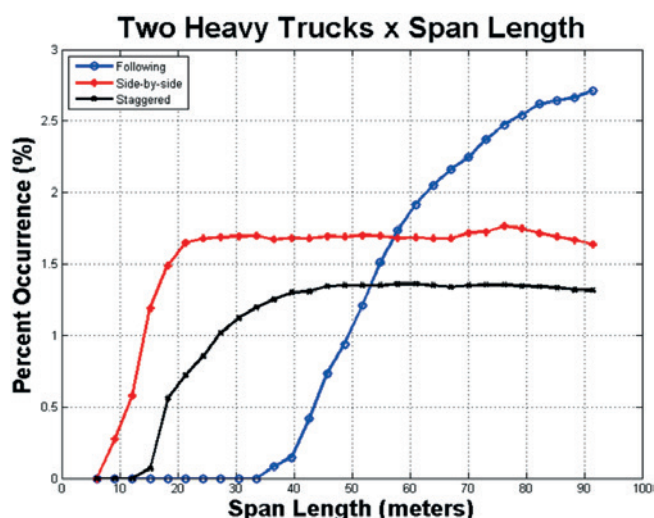


Figure 17
Probability of two heavy trucks occurrence for each case of staggered multiple presence

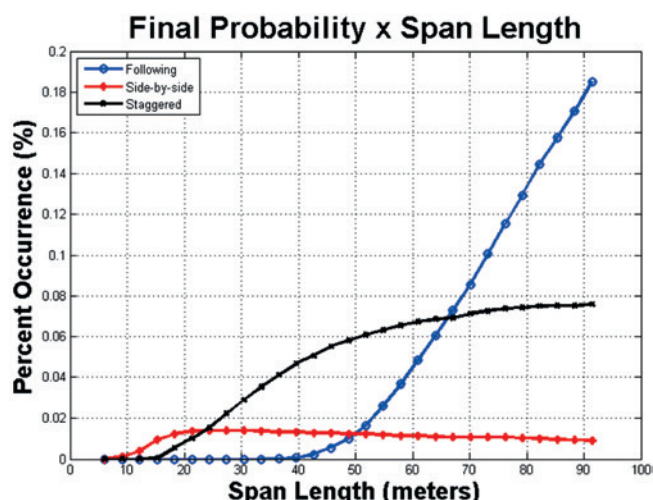


Figure 18
Probability of two heavy trucks occurrence in relation to total truck traffic

represent 41% of total valid records. The results also showed that the G/W statistics stabilize in a relatively short monitoring time – about a month.

Bridge span lengths ranging from 6.1 to 91.4 meters were considered on this study for statistical evaluation of single and multiple presence occurrences. In general, multiple presence events are notably affected by the bridge span length, with the exception of side-by-side case in which the effects are almost insensitive to variations of span length. As a matter of fact, side-by-side occurrence will slightly decrease as the spans increase. This happens because more trucks will have the opportunity to fit the larger span, i.e., increasing bridge spans will increase the probability of more than two trucks to occur simultaneously. The results also show that the percentage occurrence of side-by-side stays steadily in 1% until span length of 50 meters and then starts to slowly decrease. On the other hand, both staggered and following event have a considerable change in their percentage of occurrence. In the staggered loading event the rate of increase becomes lower for bridges with spans up to 40 meters while for following is the opposite. For bridges with span larger than 80 meters the percentage occurrence of following event will overcome the staggered values. The results presented in this paper are consistent with the ones presented in Gindy and Nassif [2].

Finally, when designing a live load model for concrete bridges it is important to know the probability of multiple presence of heavy trucks. It is important to remind that heavy truck in this work means trucks that weight more than 45 tons. The results regarding to the occurrence of two heavy trucks in adjacent lanes shows that the probabilities of a side-by-side events are very small, less than 0.02% for any given span length. It also shows that this value does not change according to the span length as for following event in which the maximum probability for two heavy trucks was 0.185%.

6. Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the support of Arteris S.A and CNPq.

7. References

- [1] Nowak, A. S., H. Nassif, and L. DeFrain. Effect of Truck Loads on Bridges. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 119, No. 6, 1993, pp. 853–867.
- [2] Gindy, M., and Nassif, H.H. Multiple presence statistics for bridge live load base on weigh-in-motion data. Transportation research board 86th annual meeting, Washington, D.C., 2006.
- [3] O'Brien, E.J. and Enright, B. Modeling same-direction two-lane traffic for bridge loading. *Structural Safety*, No. 33, pp. 296-304, 2011.
- [4] Sivakumar, B., M. Ghosn, and F. Moses. NCHRP Report 683; Protocols for Collecting and Using Traffic Data in Bridge Design. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC, 2011.
- [5] Ferreira, L. M. Development of truck weight limits for concrete bridges using reliability theory. Ph.D. Thesis – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.
- [6] Luchi, L.A., Reavaliação do trem-tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras, Tese de Doutorado, EPUSP. 2006.
- [7] Rossigali, C. E., Atualização do Modelo de Cargas Móveis para Pontes Rodoviárias de Pequenos Vãos no Brasil . Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2013.
- [8] American Society for Testing and Materials. ASTM E 1318. Standard Specification for Highway Weigh-In-Motion (WIM) Systems with User Requirements and Test Methods. ASTM Standard E 1318, v. 04, 2002, p. 1–16.
- [9] Davis, J. Live-load models for design and fatigue evaluation of highway bridges. [s.l.] Ph.D. Thesis. University of Rutgers. Department of Civil and Environmental Engineering, 2007.
- [10] Nowak, A.S. Calibration of the LRFD Bridge Design Code. NCHRP Report 368, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C, 1999.
- [11] _____. NBR 7188: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

Effect of NaOH concentration and curing regime on geopolymer

Efeito da concentração de NaOH e de regimes de cura em geopolímeros

C. N. LIVI^a
carolinanlivi@gmail.com

W. L. REPETTE^a
wellington.repetto@gmail.com

Abstract

The effect of alkali concentration and curing temperature regime on fly ash-based geopolymer pastes was investigated in this study by using NaOH solutions. Prismatic specimens were molded, cured at 65 °C and 85 °C and submitted to flexural and compressive strength tests. Unreacted fly ash and geopolymers were characterized by X-ray diffraction and thermogravimetric analysis. In general, the mechanical strength was enhanced by increasing the molar concentration and the curing temperature. This trend was confirmed by thermogravimetric data. However, for a lower amount of NaOH there were no significant differences between the strength results. The mixture with the highest strength was obtained with the 16 M NaOH solution and curing temperature of 85 °C, which resulted in flexural strength of 4.20 MPa, compressive strength of 21.35 MPa and also the highest weight loss of 9.89%.

Keywords: alkali-activated binder, strength, x-ray diffraction, thermal analysis.

Resumo

O efeito da concentração alcalina e da temperatura de cura em pastas geopoliméricas a base de cinza volante foi avaliada utilizando soluções de hidróxido de sódio. Corpos de prova prismáticos foram moldados e curados em temperaturas de 65°C e 85°C, sendo posteriormente submetidos aos ensaios de resistência à flexão e compressão. Foi realizada a caracterização microestrutural da cinza volante utilizada e das pastas produzidas, a partir de análises de difratometria de raios X e termogravimetria. Em geral, a resistência à compressão foi favorecida pelo aumento da concentração molar e da temperatura de cura. Esta tendência foi confirmada nos dados termogravimétricos. No entanto, para um pequeno teor de NaOH, não foram obtidas diferenças significativas entre os resultados de resistência. A mistura com maior resistência foi produzida com uma solução de NaOH com concentração de 16 M e temperatura de cura de 85°C, resultando em resistência à flexão de 4,20 MPa, resistência à compressão de 21,35 MPa e perda de peso máxima de 9,89%.

Palavras-chave: ligante álcali-ativado; resistência; difração de raios X; análise térmica.

^a Department of Civil Engineer, Federal University of Santa Catarina, Florianópolis, SC, Brazil.

1. Introduction

Portland cement is the traditional binder used in the production of concretes and mortars. However, during production a large amount of carbon dioxide (CO_2) is released resulting in significant environmental impact. Besides the CO_2 emissions, cement production is an energy-intensive process. Thus, while some research has been focused on the improvement of Portland cement concrete technology, other studies are needed to find new alternative binders, which require less energy and have a lower environmental impact [1].

Considering the importance of developing sustainable technologies, one notable option being studied is the geopolymer obtained from the polycondensation of aluminosilicate minerals in a highly alkaline environment. It is well known that using this process it is possible to transform vitreous structures into compact materials with binder properties [1,2].

In general, industrial wastes are used as sources of aluminosilicate minerals, particularly class F fly ash from thermoelectric plants, which has been used in the production of Portland cement since it is able to reduce the consumption of clinker and fossil fuels and hence the emissions of CO_2 . This is an environmentally friendly solution that contributes to the reduction of the carbon footprint of concrete [3].

The class F fly ash is chemically composed of acids oxides, such as silica (SiO_2), aluminum oxide (Al_2O_3) and hematite (Fe_2O_3), able to react with alkalis from activator. Especially in the case of silicate-based activator, the sum of reactive oxides above 93% is recommended to high strength under lower curing regime [4].

A SiO_2 content between 40% to 50% is suggested by [5], since silica is the main component in the geopolymeric precursor formation. Under highly alkaline conditions, this oxide yields polymeric Si-O-Al bonds, forming a zeolitic-type gel that contributes to the mechanical properties [5].

With respect to lime content, it is still inconclusive the true contribution on strength [5]. It is known that this oxide can react with silicates and aluminates, resulting in hydrated products found in Portland cement mixes [6]. However, percentage above 5% [5,7] may interfere negatively in polymerization [8]. The alkaline activators are sodium or potassium hydroxide solutions [8-14], stand-alone or combined with the respective silicate [2, 6, 8,15-19]. In the latter case, the reactions tend to be faster and benefit the strength development. Its dosage is associated to the atomic ratio Si:Al from precursor, so that a mass ratio of alkali metal to silicate in the range of 1.7 to 2.0 is recommended for fly ash [7].

Besides the nature of the raw material, several factors influence the development of geopolymers, for example, the curing temperature regime [2, 8, 20], the alkaline solution-to-fly ash ratio [2,11, 21] and the solution concentration in terms of molarity [8,11, 22].

As examples, the following studies carried out on fly ash geopolymer based and NaOH alkaline solution can be mentioned. Geopolymers cured during 24h in oven at 65°C , with 12 M molar concentration, presented initial compressive strength of

21.2 MPa and 17.3 MPa, to an alkaline solution-fly ash ratio of 0.25 and 0.30 respectively [2]. For the same solution-to-fly ash ratio of 0.30, but 18 M NaOH solution and oven-cure at 85°C during 20 h, developed initial compressive strength of almost 60 MPa [20]. Finally, to an 8 M concentration, 0.40 alkaline solution-to-fly ash ratio and oven-cure at 85°C , the results for compressive strength after 8 h, 20 h, 28 days and 60 days were practically constant at 20 MPa [22].

Based on the literature, the effect of various NaOH molarities (8 M, 12 M, 16 M) and curing temperatures (65°C and 85°C) on mechanical strength of fly ash geopolymer pastes were tested.

1.1 Justification

There is a synergy between the parameters studied that can be better understood by the mineralogical and microstructural characterization of raw materials and final products [23], which are determined by X-ray diffraction or thermogravimetric analysis [24-26]. Most of studies on the geopolymer development report only compressive strength and x-ray diffraction results. This study contributes presenting also flexural strength and thermogravimetric data. Based on the findings of this research, a relationship between the mechanical properties, the X-ray diffractometry and thermogravimetry data was observed and this is reported in the paper.

2. Materials and experimental program

2.1 Materials

A Class F fly ash from the Jorge Lacerda Thermoelectric Plant, Santa Catarina (Brazil), was tested. The ash was dried, milled and used as the aluminosilicate source. The chemical composition of fly ash determined by X-Ray Fluorescence (XRF) was presented in Table 1. The sum of reactive oxides (SiO_2 , Al_2O_3 and Fe_2O_3) was 89.2% and the molar ratio was 2.8:1 (SiO_2 : Al_2O_3). According to molar ratio exposed by [15], the geopolymer resulted is classified as a polysialate and can be used as low CO_2 cement.

The physical characterization consisted on the determination of density and fineness. The fly ash has a density of 2492 kg/m^3 , determined by helium pycnometer. Fineness was investigated in terms of particle size analysis measured by the Microtrac s3500 laser diffraction particle size. The raw fly ash had presented a coarse particle size distribution. To improve its reactivity, was grinded in an AMEF ball mill during 550 minutes, as detailed in [27]. A comparison between milled and raw fly ash was presented on Figures 1 and 2 and the mean particle size (d_{50}) was reduced from $90 \mu\text{m}$ to $17 \mu\text{m}$.

Three activator solutions (8 M, 12 M and 16 M) were prepared through the dissolution of sodium hydroxide (NaOH pellets, 98% purity, Unipar Carbocloro, Brazil) in distilled water one day prior to their use due to heat generation from exothermic reaction. To prepare 500 mL of solution, it was weighted 160 g, 240 g and 320 g, respectively.

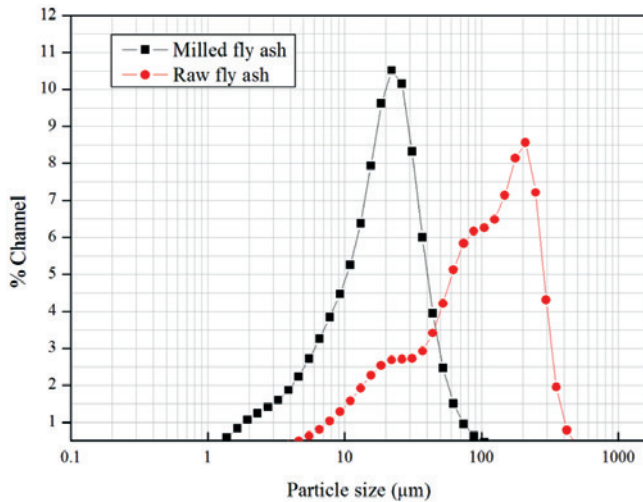


Figure 1
Particle size distribution of milled and raw fly ash, in terms of % channel

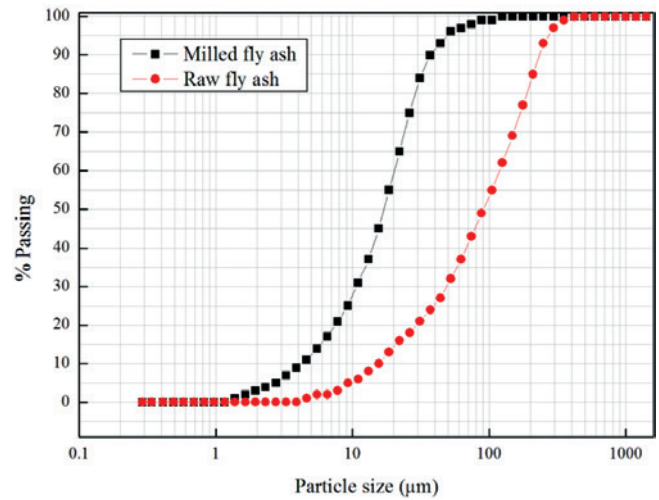


Figure 2
Particle size distribution of milled and raw fly ash, in terms of % passing

2.2 Mixing method and sample preparation

Pastes were produced by mixing the alkaline solutions previously prepared with the fly ash, in an activator solution-to-fly ash ratio of 0.55, for 5 minutes in a mechanical stirrer at 733 RPM. Table 2 presented the mix design of different mixtures.

The fresh pastes were poured into a 40 x 40 x 160 mm metallic prismatic mold. The specimens were cured in oven for 22 hours, applying two different curing regimes (65°C and 85°C). Additionally, a glass plate to prevent water evaporation covered them. Three samples were prepared for each composition. To facilitate the demolding process the metallic walls were enveloped with layers of plastic wrap (PVC film).

The hardened pastes were kept covered in air chamber for 27 days at 23 ± 1 °C and relative humidity > 95%. There is some concern

Table 1

Main chemical composition of fly ash (% wt)

Component	Composition (%)
SiO ₂	64,1
Al ₂ O ₃	22,9
Fe ₂ O ₃	2,2
K ₂ O	2,0
L.O.I. ^a	1,6
CaO	1,4
TiO ₂	1,4
MgO	0,6
Na ₂ O	0,2
SO ₃	0,2

^a L.O.I. = Loss on ignition

about carbonation process in alkali-activated fly ash, especially when NaOH solution is used. It has been studied the lowering of pH due to process reduces the ash activation rate and consequently the strength developments. However, this can be prevented through high relative humidity [1], as is practiced in air chambers.

2.3 Items of investigation

At the age of 28 days, prismatic specimens were tested for flexural and compressive strength, according to the standard BS EN 196-1:2005 [28]. Flexural strength was determined using three-point-bending test at a loading rate of (50±10) N/s, in an Instron 5569 press. It was calculated from Equation 1, where: R_f is the flexural strength (in MPa), F_f is the load applied to the middle of the prism at fracture (in N), l is the distance between the supports (in mm) and b is the side of the square section of the prism (in mm).

$$R_f = \frac{1.5 \cdot F_f \cdot l}{b^3} \tag{1}$$

The resulted specimens (the both halves from the flexural specimens) were used for determination of compressive strength, in a Shimadzu 2000 kN universal press. The load was increased smoothly at the rate of (2400±200) N/s until fracture and the compressive strength was calculated from Equation 2, where R_c is the compressive strength (in MPa), F_c is the maximum load at fracture (in N) and 1600 is the area of the auxiliary plates (40 mm x 40 mm).

$$R_c = \frac{F_c}{1600} \tag{2}$$

Both fly ash and geopolymers were characterized by X-ray diffraction and thermogravimetric analysis. Samples of the hardened pastes were collected after the mechanical tests and stored in liquid nitrogen until the characterization tests were carried out. Prior to analysis, they were submitted to a freeze-drying process and then crushed.

Table 2
The sample compositions

Mixture ID	Fly ash (g)	Alkaline activator		
		Solution (g)	Content of solids (g) ^a	Content of water (g) ^a
M8	1,120.0	616.0	159.8	456.2
M12	1076.6	592.2	214.4	377.7
M16	1,103.7	607.1	275.7	331.3

^a The content of solids and water was calculated based on [8] methodology.

The mineralogical characterization by X-ray diffraction (XRD) was carried out in a Rigaku Miniflex II powder diffractometer, under the following conditions: Copper x-ray tube ($\lambda = 1.5418 \text{ \AA}$), $U = 30 \text{ kV}$, $I = 15 \text{ mA}$. Scanning between 5° to $60^\circ 2\theta$, with a step of 0.05° and 1 s step count time.

Thermogravimetry (TG) was conducted in a TA Instruments SDT-600 Simultaneous Thermal Analyzer. Samples were heated from ambient temperature to 1000°C at $20^\circ\text{C}/\text{min}$, in a nitrogen environment at $200 \text{ mL}/\text{min}$ purge rate.

3. Results and discussions

3.1 Mechanical strength

The flexural and compressive strength of the geopolymers were summarized in Figs. 3 and 4, respectively. The error bars plotted above and below the mean values represent \pm one standard deviation for the respective specimen. The results were evaluated through multifactorial analysis of variance, in significance level of 0.05, and it was concluded that both factors influence the mechanical strength. In terms of average values, strength was improved by increasing the solution molarity and curing temperature. The best results were achieved with the paste prepared with the 16 M alkaline solution and a curing temperature of 85°C , which had a flexural strength of 4.20 MPa and compressive strength of 21.35 MPa .

The flexural strength results were mainly influenced by the NaOH

content, while the use of the higher curing temperature had a more significant effect only in the case of pastes prepared with 16 M NaOH. It is known that the alkali concentration determined by the molar concentration is an important factor in relation to geopolymerization since it is responsible for dissolving the glassy structure of the fly ash, activating the silicon and aluminum to form the precursor gel [29,30]. Higher leaching of silica and alumina [31] promotes better binding between the solid particles in the final structure of the system [32] and it contributes to the mechanical properties of the hardened geopolymer [33].

However, the compressive strength was mainly influenced by the curing regime parameter. There were no statistically significant differences (significance level of 0.05), between the geopolymers prepared with solutions of different molarities cured at 65°C .

Once there is a relationship between compressive strength and degree of reaction, it could be assumed that the geopolymerization reaction was incomplete, since a higher curing temperature is required for more efficient alkaline activation [34] and therefore to produce a better oriented molecular structure [35]. Nevertheless, on comparing the pastes prepared with the 8 M NaOH solution, it was noted that samples with a curing temperature of 85°C had lower compressive strength than those obtained at 65°C . Considering a longer curing time at higher temperatures might have harmful effects on the structure, due to loss of structural water resulting in cracking [36], there appears to be an ideal curing temperature for pastes prepared with the 8 M concentration.

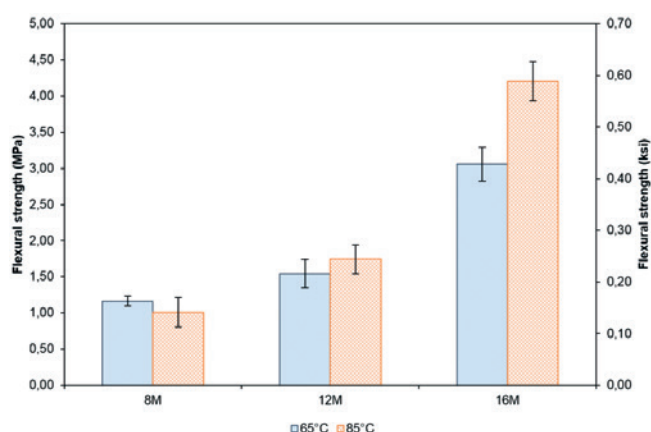


Figure 3
Flexural strength of geopolymers

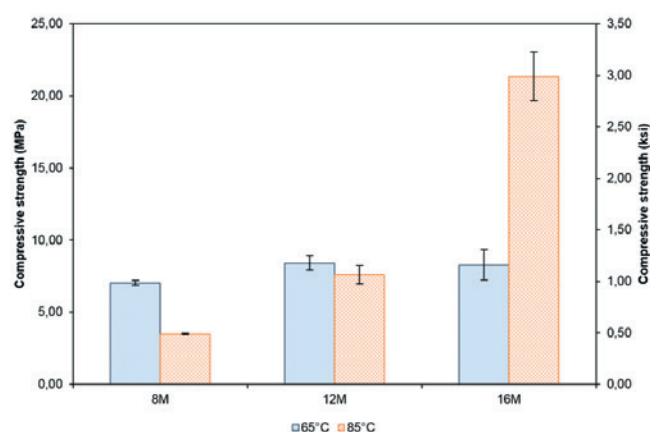


Figure 4
Compressive strength of geopolymer

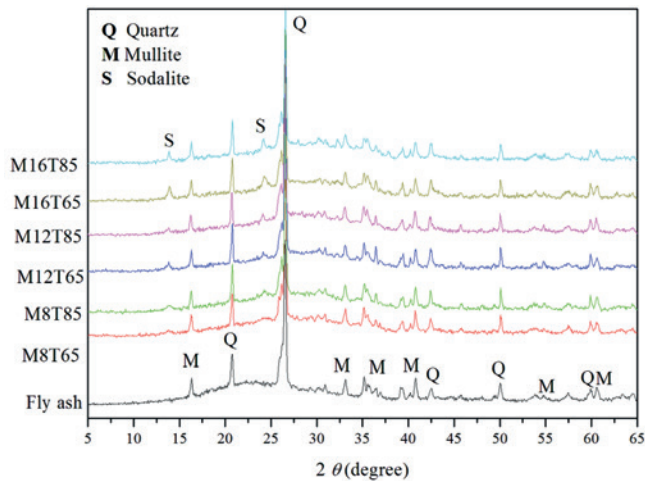


Figure 5
Diffraction patterns of fly ash and geopolymers

In the case of pastes prepared with the 16 M solution at a curing temperature of 65 °C, the compressive strength was lower than that observed applying a curing temperature of 85 °C. According to [37], an excess of OH⁻ requires a higher curing temperature or a longer time to eliminate the excess water, due to the viscosity of the solution. Therefore, a higher curing temperature was necessary. The curing temperature affects the structural transition from the amorphous to the crystalline state during polycondensation [38] and thus for synthesis carried out at higher temperatures it is possible to achieve better results in terms of the strength until a threshold value [29,39].

The curing temperature also affects the reaction kinetics [2,8,20] due to an increase in the dissolution and polycondensation rates [40] and this is an important factor in the optimization of polymerization reactions [1]. However, after 28 days the degrees of geopolymerization of the different mixtures were similar, so the quality of the reaction product is the predominant factor rather

than the curing temperature. This may explain the finding that the pastes with a NaOH concentration of 12 M treated using different regimes showed similar results for the average strength.

3.2 X-ray diffraction

The X-ray diffraction data collected for the unreacted fly ash and geopolymer pastes samples were shown in Figure 5 and patterns were labeled according to mix and curing parameters, so if the label is M8-T65 it means the paste was prepared with an 8 M solution and was cured at 65°C.

The unreacted fly ash was comprised most of a vitreous phase (with a halo registered between 17° and 32° 2θ) and some minor crystalline phases, such as quartz and mullite. The geopolymer diffraction pattern showed some differences in relation to the raw fly ash. For the geopolymer samples the halo associated with the silica peak was shifted to slightly higher angles (recorded between 22° and 38°) due to the formation of an aluminosilicate gel, the main product of geopolymerization [29, 41], which is highly disordered [33].

With the exception of the sample M8-T65, other pastes indicated the aluminosilicate gel, a new zeolitic phase identified as sodalite, the compound of the type Na₂O-Al₂O₃- SiO₂ with low and scattered bands responsible for mechanical strength. The hardened geopolymers contain quartz and mullite, which exist in the fly ash, but appeared in lower intensity. It indicates the presentation of products in a state of low-ordered crystalline structure [4].

The similar XRD patterns for the original fly ash and the geopolymer paste sample M18-T65 indicate undissolved fly ash particles [32] and lower production of the geopolymer [30].

Under better conditions for polycondensation (higher NaOH concentration and curing temperature), new phases were detected, suggesting high levels of geopolymerization and strength [30].

Finally, it is possible to relate the zeolitic phase with strength, once the better mechanical strengths were observed for geopolymers

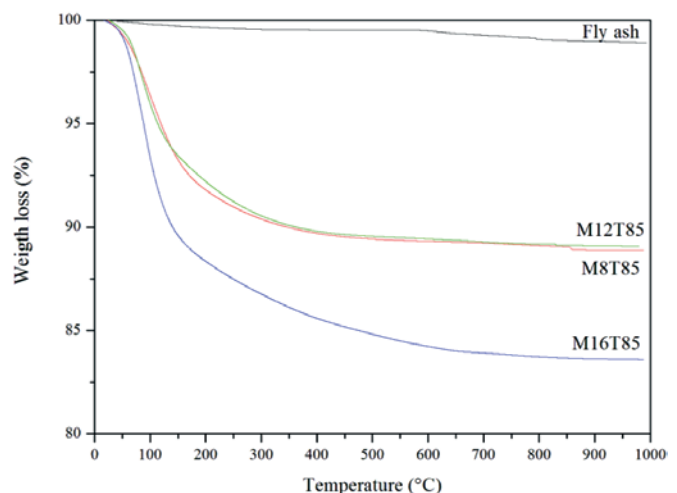
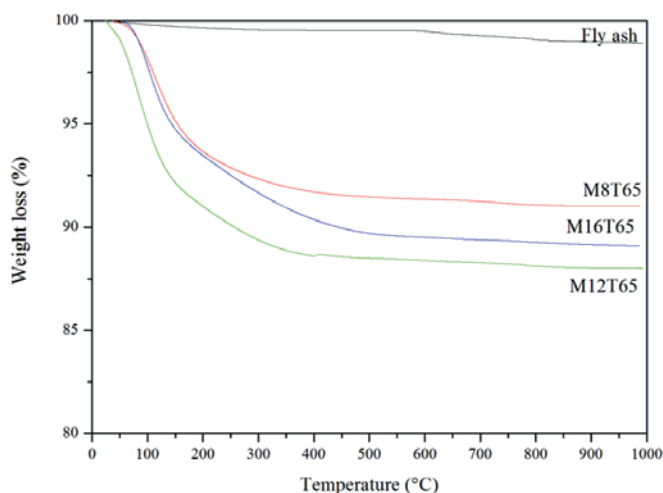


Figure 6
Thermograms (TG) of fly ash and geopolymers

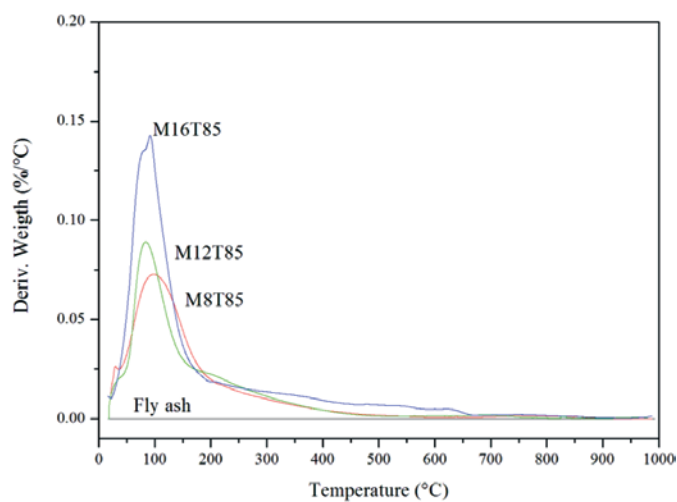
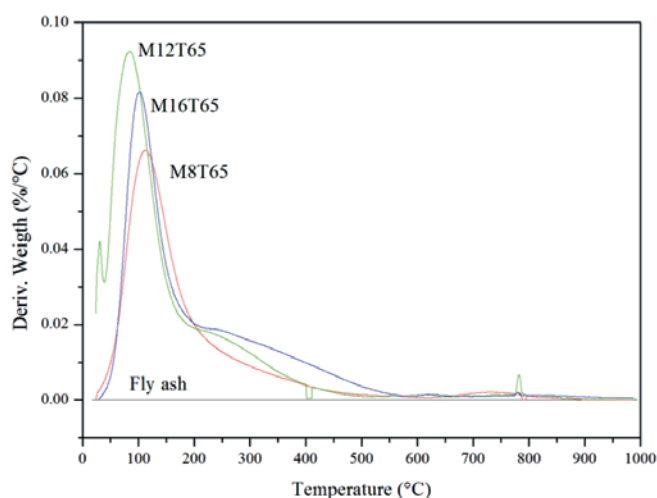


Figure 7
Thermograms (dTG) of fly ash and geopolymers

with a better-defined peak for sodalite. Highlighting M16-T85 sample that presented flexural strength of 4.20 MPa and compressive strength of 21.35 MPa.

3.3 Thermogravimetry

According to Davidovits [42], there are three types of water in a hardened geopolymer paste. The water released during heating is classified as physically bonded water, chemically bonded water and water formed from hydroxyl groups as result of polycondensation [39]. During the thermogravimetry test, the weight loss is mainly associated with the evaporation of free water [43]. Mechanical strength inversely relates with the amount of chemically bonded water, known as zeolitic water [39].

The thermograms (TG and DTG) for the geopolymers and unreacted fly ash were presented in Figs. 6 and 7. There was progressive weight loss until 200 °C, up to 13%, due to the evaporation of free water or condensation of hydroxyl groups [44,45]. At temperatures above 800°C the geopolymer was totally dehydrated and since no peaks were observed, no hydrates were present [46].

In fact, the main peak identified in differential thermogravimetric curves presents a minimum between 80°C to 111°C. The increases in intensity of this peak indicates a higher extent of geopolymeric gel produced, in accordance to higher compressive strength in pastes [47], in a special manner to geopolymer produced with 12 M and cured at 65°C, and a 16 M molar concentration and curing regime of 85°C. There were not significant peaks beyond related to free or condensation water, fact also observed by [43, 45, 46].

4. Conclusions

The results obtained in this study aid a better understanding of the geopolymerization process. The production of geopolymers with high mechanical strength was achieved by deter-

mining the ideal mixing composition (NaOH solution molarity) and curing regime (oven temperature). In general, the flexural and compressive strengths were better for higher curing temperature and solution molarity. Nevertheless, when pastes were cured at 65 °C the differences in the strength due to the NaOH content originating from the alkaline solution were not expressive. In addition, for a higher solution molarity it was observed that an increase in the curing temperature is required to achieve better results and trends according to the thermogravimetric data.

The use of the X-ray diffraction technique provided evidence of the geopolymerization process, through changes in the diffractograms according to the shift in the amorphous halo and the new phase identified as a zeolitic-type.

Likewise, TG/DTG analysis showed, by the increased intensity in the main peak, a relation between weight loss due to condensation water associated to gel formation and the compressive strength.

The results for both XRD and TG analysis reinforced the idea that the strength of a fly ash-based geopolymer paste is dependent on the synergy between the NaOH concentration and the curing temperature. Applying the same curing temperature (85°C) and increasing the solution molarity (16M) led to higher flexural and compressive strengths, as well as the formation of geopolymeric gel and an increase in the weight loss. However, for lower temperature (65°C), it is not indicated to exceed the 12 M molar concentration, since it seems necessary to submit pastes in a longer curing regime to promote geopolymerization.

5. Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) and the Fundação de Amparo à Pesquisa e Inovação do Estado de Santa Catarina (FAPESC) for providing the financial support for this research, and the Tractebel Energia for donating the fly ash.

6. References

- [1] CRIADO, M.; PALOMO, A.; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A. Alkali activation of fly ashes. Part 1: Effect of curing conditions on the carbonation of the reaction products. *Fuel*, v. 84, 2005; p. 2048-2054.
- [2] PALOMO, A.; GRUTZECK, M. W.; BLANCO, M. T. Alkali-activated fly ashes: A cement for the future. *Cement and Concrete Research*, v. 29, 1999; p. 1323-1329.
- [3] SNIC; ABCP. Segundo inventário brasileiro de emissões e remoções antrópicas de gases de efeito estufa. Brasília, DF, 2010; 36 p.
- [4] XIE, Z.; XI, Y. Hardening mechanisms of an alkaline-activated class F fly ash. *Cement and Concrete Research*, v. 31, 2001; p. 1245-1249.
- [5] FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PALOMO, A. Characterisation of fly ashes. Potential reactivity as alkaline cements. *Fuel*, v. 82, 2003; p. 2259-2265.
- [6] XU, H.; VAN DEVENTER, J. S. J. The geopolymerisation of aluminosilicate minerals. *International Journal of Mineral Processing*, v. 59, 2000; p. 247-266.
- [7] SILVERSTRIM, T. et al. Fly ash cementitious material and method of making a product. US Patent 5.601.643, 1997.
- [8] HARDJITO, B.; RANGAN, B. V. On the development of fly ash-based geopolymer concrete. *ACI Materials Journal*, v. 101, 2004; p. 467-472.
- [9] DAVIDOVITS, J. Solid-phase synthesis of a mineral blockpolymer by low temperature polycondensation of aluminosilicate polymers. In: IUPAC Symposium on Long-Term Properties of Polymers and Polymeric Materials. Stockholm. 1976; 14 p.
- [10] GRANIZO, M. L.; BLANCO, M. T. Alkaline activation of metakaolin: An isothermal conduction calorimetry study. *Journal of Thermal Analysis*, v. 52, 1998; p. 957-965.
- [11] KATZ, A. Microscopic study of alkali-activated fly ash. *Cement and Concrete Research*, v. 28, n. 2, 1998; p. 197-208.
- [12] PEREIRA, D. S. T. et al. Análise microestrutural de concreto geopolimérico: uma visão comparativa. In: 15th Inter American Conference on Non-Conventional Materials and Technologies in Ecological and Sustainable Construction. Rio de Janeiro, Brasil; 2005. p. 488-498.
- [13] MAURI, J. et al. Argamassa geopolimérica: estudo da degradação por sulfato de sódio e ácido sulfúrico. *Matéria*, v. 14, n. 3, 2009; p. 1039-2009.
- [14] FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PALOMO, A.; CRIADO, M. Microstructure development of alkali-activated fly ash cement: a descriptive model. *Cement and Concrete Research*, v. 35, 2005; p. 1204-1209.
- [15] DAVIDOVITS, J. Chemistry of geopolymeric systems, terminology. In: Géopolymère '99 Conference Proceedings. Saint-Quentin: Institut Géopolymère. 1999. p. 9-39.
- [16] PALOMO, A. et al. Chemical stability of cementitious materials based on metakaolin. *Cement and Concrete Research*, v. 29, 1999; p. 997-1004.
- [17] BARBOSA, V. F. F.; MACKENZIE, K. J. D.; THAUMATURGO, C. Synthesis and characterisation of materials based on inorganic polymers of alumina and silica: sodium polysialate polymers. *International Journal of Inorganic Materials*, v. 2, 2000; p. 309-317.
- [18] BONDAR, D. et al. Engineering properties of alkali-activated natural pozzolan concrete. *ACI Materials Journal*, v. 108, n. 1, 2011; p. 64-72.
- [19] BAKRI, A. M. et al. Effect of Na₂SiO₃/NaOH Ratios and NaOH Molarities on Compressive Strength of Fly-Ash-Based Geopolymer. *ACI Materials Journal*, 2012; p. 503-508.
- [20] PALOMO, A.; ALONSO, S.; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A. Alkaline activation of fly ashes: NMR Study of the reaction products. *Journal of the American Ceramic Society*, v. 87, 2004; p. 1141-1145.
- [21] KOMLJENOVIC, M.; BAŠČAREVIĆ, Z.; BRADIĆ, V. Mechanical and microstructural properties of alkali-activated fly ash geopolymers. *Journal of Hazardous Materials*, v. 181, 2010; p. 35-42.
- [22] CRIADO, M.; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PALOMO, A. Effect of sodium sulfate on the alkali activation of fly ash. *Cement and Concrete Research*, 2010; p. 589-594.
- [23] FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PALOMO, A. Composition and microstructure of alkali activated fly ash binder: Effect of the activator. *Cement and Concrete Research*, v. 35, 2005; p. 1984-1992.
- [24] BERNAL, S. A. et al. Gel nanostructure in alkali-activated binders based on slag and fly ash, and effects of accelerated carbonation. *Cement and Concrete Research*, v. 53, 2013; p. 127-144.
- [25] FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A. et al. New cementitious materials based on alkali-activated fly ash: performance at high temperatures. *Journal of the American Ceramic Society*, v. 91, 2008; p. 3308-3314.
- [26] ISMAIL, I. et al. Modification of phase evolution in alkali-activated blast furnace slag by the incorporation of fly ash. *Cement and Concrete Composites*, v. 45, 2014; p. 125-135.
- [27] LIVI, C. N. Desenvolvimento de pasta de geopolímeros a base de cinza volante e hidróxido de sódio. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2013; p. 193.
- [28] BRITISH STANDARDS. BS EN 196-1: Methods of testing cement - Part 1: Determination of strength. Brussels. 2005.
- [29] GUO, X.; SHI, H.; DICK, W. A. Compressive strength and microstructural characteristics of class C fly ash geopolymer. *Cement and Concrete Composites*, v. 32, 2010; p. 142-147.
- [30] SOMMA, K. et al. NaOH-activated ground fly ash geopolymer cured at ambient temperature. *Fuel*, v. 90, 2011; p. 2118-2124.
- [31] CHINDAPRASIRT, P. et al. Comparative study on the characteristics of fly ash and bottom ash geopolymers. *Waste Management*, v. 29, 2009; p. 593-543.
- [32] PANIAS, D.; GIANNOPOULOU, I. P.; PERRAKI, T. Effect of synthesis parameters on the mechanical properties of fly ash-based geopolymers. *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, v. 301, 2007; p. 246-254.
- [33] RATTANASAK, U.; CHINDAPRASIRT, P. Influence of NaOH

- solution on the synthesis of fly ash geopolymer. *Minerals Engineering*, v. 22, 2009; p. 1073-1078.
- [34] VARGAS, A. S. D. et al. The effects of Na₂O/SiO₂ molar ratio, curing temperature and age on compressive strength, morphology and microstructure of alkali-activated fly ash-based geopolymers. *Cement and Concrete Composites*, v. 33, 2011; p. 653-660.
- [35] KANI, E. N.; ALLAHVERDI, A. Effects of curing time and temperature on strength development of inorganic polymeric binder based on natural pozzolan. *Journal of Materials Science*, v. 44, 2009; p. 3088-3097.
- [36] VAN JAARSVELD, J. G. S.; VAN DEVENTER, J. S. J.; LUKEY, G. C. The effect of composition and temperature on the properties of fly ash- and kaolinite-based geopolymers. *Chemical Engineering Journal*, v. 89, 2002; p. 63-73.
- [37] XU, H.; VAN DEVENTER, J. S. J. The effect of the alkalis metals on the formation of geopolymeric gels from alkali-feldspars. *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, v. 216, 2003; p. 27-44.
- [38] CRIADO, M.; FERNÁNDEZ-JIMÉNEZ, A.; PALOMO, A. Alkali activation of fly ash. Part III: Effect of curing conditions on reaction and its graphical description. *Fuel*, v. 89, 2010a; p. 3185-3192.
- [39] DUXSON, P. et al. Geopolymer technology: the current state of the art. *Journal of Materials Science*, v. 42, 2007; p. 2917-2933.
- [40] SINDHUNATA et al. Effect of Curing Temperature and Silicate Concentration on Fly-Ash-Based Geopolymerization. *Industrial & Engineering Chemistry Research*, v. 45, 2006; p. 3359-3568.
- [41] CRIADO, M. et al. An XRD study of the effect of the SiO₂/Na₂O ratio on the alkali activation of fly ash. *Cement and Concrete Research*, v. 37, 2007; p. 671-679.
- [42] DAVIDOVITS, J. *Geopolymer: Chemistry & Applications*. 2nd Edition. ed. Saint-Quentin: Institut Géopolymère, 2008.
- [43] HUANG, Y.; HAN, M.; YI, R. Microstructure and properties of fly ash-based geopolymeric material with 5A zeolite as a filler. *Construction and Building Materials*, v. 33, 2012; p. 84-89.
- [44] DUXSON, P.; LUKEY, G. C.; VAN DEVENTER, J. S. J. Thermal evolution of metakaolin geopolymers: Part 1 – Physical evolution. *Journal of Non-Crystalline Solids*, v. 352, 2006; p. 5541-5555.
- [45] RODRÍGUEZ, E. et al. Effect of the SiO₂/Al₂O₃ and Na₂O/SiO₂ ratios on the properties of geopolymers based on MK. *Revista Facultad de ingeniería Universidad de Antioquia, Medellín*, v. 49, 2009; p. 30-40.
- [46] ŠKVÁRA, F. et al. Material and structural characterization of alkali activated low-calcium brown coal fly ash. *Journal of Hazardous Materials*, v. 168, 2009; p. 711-720.
- [47] RODRÍGUEZ, E. et al. Effect of nanosilica-based activators on the performance of an alkali-activated fly ash binder. *Cement and Concrete Composites*, v. 35, 2013; p. 1-11.
- [48] RICKARD, W. D. A.; TEMUJIN, J.; VAN RIESSEN, A. Thermal analysis of geopolymer pastes synthesised from five fly ashes of variable composition. *Journal of Non-Crystalline Solids*, 2012; p. 1830-1839.

Non-destructive ultrasonic tomography for concrete pavement evaluation: signal processing and image analysis of crucial parameters

Tomografia ultrassônica não destrutiva para avaliação de pavimentos de concreto: processamento de sinal e análise de imagem de parâmetros cruciais



L. S. SALLES^a
lucio.salles@usp.br

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

L. KHAZANOVICH^b
khaza001@umn.edu

Abstract

In recent years, due to the destructive and unproductive character of pavement specimen extraction, pavement maintenance technology intensified the use of non-destructive techniques for pavement evaluation which resulted in the development of several devices and evaluation methods. This paper describes the use of technology based on low frequency ultrasonic tomography for evaluation of concrete pavement parameters. The equipment was applied in three experimental sections with different concrete pavements built at the University of Sao Paulo campus. The ultrasonic signal processing is given. The results analysis enables the efficient and reliable identification of thickness and reinforcement position within the concrete slab. Construction problems were evidenced in one of experimental sections with thickness deficiencies and reinforcement in a position below projected. Furthermore, the use of a novel concrete quality indicator was correlated with the presence of transverse cracks and alkali-silica reaction within the sections.

Keywords: concrete pavements, non-destructive evaluation, ultrasonic tomography, slab thickness, distresses.

Resumo

Recentemente, devido ao caráter destrutivo e pouco produtivo de extrações de material de pavimentos em operação, a tecnologia de manutenção de pavimentos intensificou a utilização de técnicas não destrutivas para avaliação de pavimentos o que resultou no desenvolvimento de vários equipamentos e métodos de avaliação. Este artigo descreve a aplicação de tecnologia baseada em tomografia ultrassônica de baixa frequência para avaliação de parâmetros em pavimentos de concreto. O equipamento foi aplicado em três seções experimentais com diferentes tipos de pavimentos de concreto construídas no campus da Universidade de São Paulo. O processamento de sinal é apresentado. A análise de resultados permite a identificação eficaz e confiável da espessura da placa de concreto e da posição da armadura. Problemas construtivos foram evidenciados em uma das seções experimentais apresentando deficiências de espessura de placa e armadura posicionada abaixo da cota de projeto. Ademais, a utilização de um novo indicador de qualidade do concreto foi correlacionada com a presença de fissuras transversais e reação álcali-agregado nas seções estudadas.

Palavras-chave: pavimentos de concreto, avaliação não destrutiva, tomografia ultrassônica, espessura de placa, defeitos.

^a School of Engineering, Department of Transportation Engineering, University of São Paulo, São Paulo, SP, Brazil
^b Department of Transportation Engineering, University of Minnesota, Minneapolis, MN, United States of America

1. Introduction

Non-destructive evaluation methodologies are structural analysis techniques in which it is not necessary to physically examine the material. It is possible to observe various parameters within the material without actually having contact with its inside. The biggest advantage of this type of study is clearly the not harmful evaluation character. For pavements, one of the major problems found in layers analysis and characterization is the great heterogeneity of the material. A single location extraction may not be representative of the whole structure. Additionally, specimen extraction or trenching the pavement may cause a higher or lesser degree of damage. The replacement of the removed material will certainly not present the same properties as the original layer. Furthermore, the extraction vicinities are known potential origins of distresses such as cracks and faulting because the stress configuration in such points is not the same as the continuous structure. Adhesion problems between the recomposed material and the original layer aggravate this issue. In addition to the structural details, material forensic extraction is costly, laborious, unproductive and potentially not representative of the structure as a whole, again regarding the heterogeneity topic (Grote et al., 2005 [1]).

Currently, the combined use of destructive and non-destructive techniques has become the primary means of road structure evaluation. Firstly, a non-destructive device is applied in a comprehensive and rapid assessment of the pavement. After the data interpretation, locations with distresses or where there is doubt on the device's results receive a more in-depth study with potential material extraction. As, commonly, pavement structures extend for several kilometers, the combination of methods seems to be the key point in the post-construction assessment (thickness check, presence and positioning of steel bars, early-age distresses, etc.) and in the maintenance feasibility studies (distresses, the presence of water, voids, etc.). In addition to these tasks, unlike the destructive procedures, non-destructive methods can be quality control tools during construction and not only instruments for assessing distress and/or maintenance and rehabilitation measures. Moreover, distress inspection without causing further damage or destruction of the layer can greatly assist maintenance decisions, such as whether or not to perform a partial or full repair (Hoegh et al. [2]).

The main goal of this paper is the use of nondestructive tomography technology to analyze very relevant aspects of pavement concrete structures related to performance and deterioration. Direct comparison of thicknesses by cored samples and non-destructive testing are presented; locations presenting transverse cracks and alkali-silica reaction (ASR) were sought by tomography image reconstruction and signal interpretation. The data processing of the ultrasonic tomography device (MIRA) procedure is also presented. The ultrasonic testing was performed in experimental concrete pavements located at the University of São Paulo main campus.

2. Modern non-destructive evaluation methods for concrete pavements

Non-destructive methods, if properly performed and interpreted, can quickly evaluate a specific point without damaging it. However, one should be aware that all methodologies have simplifica-

tions which can lead to disastrous results. In this section, the most modern methods of non-destructive evaluation are discussed with emphasis on quality, flaws and limitations.

2.1 Ground Penetrating Radar (GPR)

GRP can be equipped with sending and registering antennas with different frequency. By using high frequency antennas, the results appear in high resolution, though the depth ranges are low. Conversely, low frequency antennas provide deeper penetration with the cost of a lower resolution. Most commercial GPR provide antennas with frequencies between 50 MHz and 1.5 GHz (Daniels [3]). The primary GPR evaluative function for pavements was to determine thickness of both asphaltic and concrete layers (Tompkins et al. [4]). The possibility of performing surveys with GPR equipment coupled to a vehicle allows this type of evaluation to be very productive, making it almost continuous, with minimal traffic interruption (Olhoeft and Smith III [5]).

GPR calibration is usually done with the use of a concrete specimen comparing the travel time with the exact specimen thickness (Hugenschmidt [6]). In the mentioned study, the observed error between the measured thickness of the concrete specimen and the thickness determined by GPR was between 50 and 150 mm; what the author regards as an acceptable error margin. It should be noted that other studies found major errors due to inaccurate estimates of the dielectric constant, which intensifies the need for a thorough study of this parameter (Grote et al., 2005 [1]). For bridges, a study was able to correctly measure the concrete cover of 77% of the cases inspected. The average difference between GRP results and the actual data was 10 mm. For concrete thickness, 95% of the measurements were successful (9 mm average error) (Hugenschmidt and Mastrangelo [7]).

However, despite the results discussed, several studies point out difficulties and flaws in the GPR evaluation. A 2012 study reports that the GPR returns mostly accurate information but only for small thicknesses; according to the authors the extent to which the evaluation deepens, the readings become less accurate. Furthermore, the visualization of non-uniform cracks is difficult (Hoegh et al. [2]). Others also point out issues in observation of voids and cracks with GPR (Haza et al. [8]). Moreover, when the moisture level is too high, the electromagnetic waves are absorbed rapidly losing potential. Consequently, it is practically impossible to investigate fresh concrete or in the early stages of curing (Maierhofer [9]). Due to concrete's mitigation effect on the GPR waves, data regarding base and sub-base layers are lost, which does not occur in asphalt pavements. This indicates that if strong reflections appear below the slab, the distress level or compromised area is quite alarming. Still, according to the same author, in some places, strong reflections have not resulted in areas with water, but clays or saturated bases without voids. This compromises the method, requiring destructive verification to certify the distress (Scullion, [10]).

2.2 Infrared tomography

Most materials absorb infrared radiation which causes a temperature increase. Moreover, all objects with temperature above absolute zero emit infrared energy. For this thermal-data to be

visible and understandable, the technique of thermal-imaging is used to convert this pattern of thermal radiation to a visual image. To this end, an infrared camera is applied. Noteworthy advantages include no direct contact required with the object being analyzed, high productivity readings (rapid response), high resolution and portability (camera) (Clark et al. [11]).

However, infrared evaluations are dependent on several factors such as material temperature, atmospheric temperature and climate conditions. According to the previously mentioned authors, the effects of sunlight more clearly highlight objects which increase their temperature, improving the results. However, sunlight may also affect the infrared techniques masking the real material temperature (Park et al. [12]). Another study, while highlighting the technique successful potential to find delaminations in concrete, yields attention to the interference of climate conditions in the results (Hoegh and Khazanovich, [13]). Furthermore, the temperature influence on the readings is much more concise on the material surface, thus deeper assessments are difficult to interpret (Hoegh et al. [2]).

Adding to the infrared tomography disadvantages, one must know that when it is desired to know the object's temperature, the measurements are a combination of the object temperature and the temperature emitted by the object. Therefore materials that transmit more heat can influence the temperature of adjacent materials.

2.3 Magnetic tomography

Magnetic tomography is an evaluation technique that uses pulse induction principles to find metal parts within these objects. In the case of pavements, the Magnetic Imaging Tools (MIT Scan 2) is often used to check the positioning of dowel and tie bars. The device emits a pulsing magnetic signal of low intensity and measures the

transient signal induced in the steel bars inside the concrete. These signals contain information on the electrical conductivity distribution and magnetic properties, which further allows for determining the position, size, shape, orientation and type of the metal body.

Despite the device's effectiveness in detecting metal elements in the structure (Prabhu et al. [14]), its use is limited to this type of material. For thickness estimation the placing of a metal plate is required at the base top for each measuring point (Nasief et al. [15]). Also, a 2006 study observed points that showed disagreement with real data, with great bar misalignments that did not occur according to forensic investigation. This, according to the authors, was due to the fact that the MIT Scan 2 readings are greatly influenced by the presence of other metal materials uncalibrated in the experiment near the analysis site (Hossain and Elfino [16]).

2.4 Ultrasonic tomography

Ultrasonic techniques apply high frequency waves (greater than 20,000 Hz) to characterize the properties of materials and detecting distresses. Sound waves, generated by transducers, travel through the material being studied and are then received by receptors on the surface. Signal analysis allows discovering information about the means by which the signal has traveled. This technique has been used successfully for many years in medicine and evaluation of metallic and composite materials. In concrete materials, ultrasonic testing has been used for detection of inclusions, estimation of compressive strength and elastic modulus in concrete specimens (Perlin and Pinto [17]; Carnonari et al. [18]; Diogenes et al. [19]). However, most methods require the coupling of transducers and sensors in at least both sides of the specimen which is not applicable for pavement layers. Also, application of ultrasonic methods in typical pavement materials such as concrete

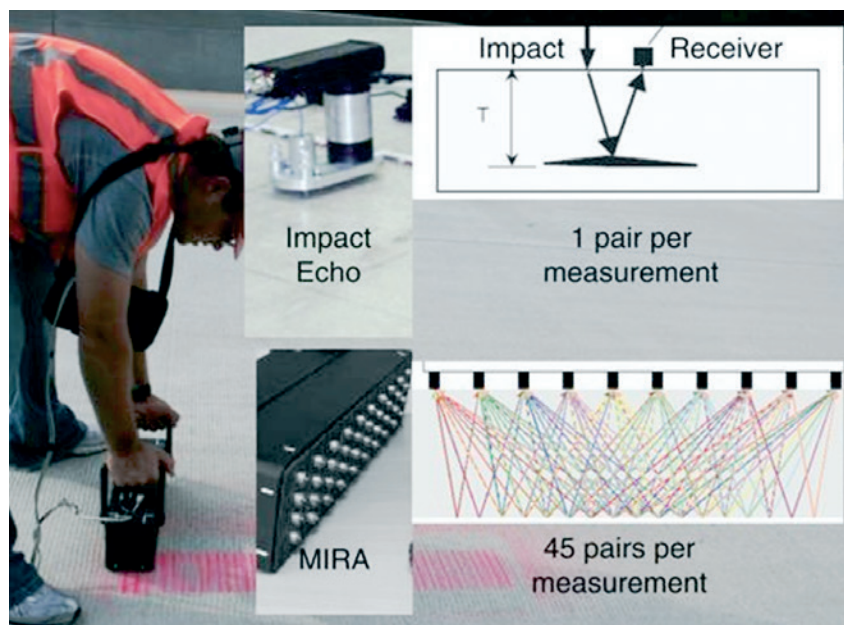


Figure 1
Impact echo versus MIRA (Hoegh et al., 2012[2])

and asphalt has been problematic due to the need for a coupling liquid and the difficulty in reaching the required thickness, because of the different layers which causes wave attenuation (Hoegh et al. [20] 2011). These difficulties led to the use of rudimentary methods such as chain dragging and impact echo. However, the former is much influenced by the operator and the second only correctly evaluates flat and uniform structures and distresses being both slow and unproductive (Hoegh and Khazanovich, [13]).

To overcome these problems, dry contact point transducers with the ability to send shear waves of low frequency (55 kHz) allowing the effective penetration at greater depths were created. MIRA, one example of such device, has 45 pairs of transducers and receivers. A survey takes less than 2 seconds and results in a 2D image area. The great amount of data is interesting so that there is a perfect image compilation, especially for very heterogeneous materials. Low frequency waves (typically 50 kHz) allow the signal to navigate through the concrete despite the material heterogeneous characteristics. The signals are always reflected when an acoustic discontinuity takes place, which is defined as the interface between a medium wherein the impedance of the following medium is different. The acoustic impedance is a material property and is the product of sound velocity and material density (Vancura et al. [21]). Figure 1 shows the device and compares its operating principle to the impact echo.

A high correlation between MIRA and specimens extracted in situ for concrete cover and slab thickness was observed (Hoegh et al. [10]). A combination of various studies certify the sensitivity of MIRA with a correlation index of 0.9968 between specimen thicknesses and thickness measurements with MIRA (Vancura et al. [21]). Regarding distresses in comparison with other methods, ultrasonic evaluation with MIRA showed the best correlation with the destructive forensic studies showing the distress location and its depth (Hoegh et al. [22]).

3. Processing of ultrasonic signals

Data obtained from MIRA were processed with the technique developed by Hoegh et al. (Hoegh et al. [20]). Briefly, ultrasonic time-history data provided by 10 transducers are processed using the synthetic aperture focusing technique (SAFT) that is based on the instantaneous amplitude of the readings. The information received by the transducer pairs (45 pairs) located at different spacing allows the reconstruction of the region of interest (ROI) reflectivity creating an image (B-Scan) through equations 1 and 2:

$$\hat{o}_{i,k} = \sum_{e=1}^{T-1} \sum_{r=e+1}^T A(x_r, x_e, x_i, z_k) \Psi_{e,r}(x_i, z_k) \quad (1)$$

$$\Psi_{e,r}(x_i, z_k) = s_t \left[x_r, x_e, \frac{1}{V} \left(\sqrt{z_k^2 + (x_i - x_e)^2} + \sqrt{z_k^2 + (x_i - x_r)^2} \right) \right] \quad (2)$$

Where,

$\hat{o}_{i,k}$ = the image reflectivity of each position inside the ROI;

T = number of transducers positions;

e, r = index of the emitting and receiving transducers;

V = shear wave velocity;

i, k = index of the ROI's horizontal and vertical positions;

s_t = the response magnitude at the evaluated time for given transducers;

A = apodization coefficient, which is related to the various incident angles of the signal

The shear wave velocity is determined through the pulse-time data by knowing the spacing between the transducers and the time of the direct pulse arrival. Equation 3 can be applied in redundant information provided by the 45 signal pairs.

$$V = \frac{(x_{ij} - x_{ik})}{(t_{i,j} - t_{i,k})} \quad (3)$$

Where V is the calculated shear wave velocity, i, j and k are the transducers 1 through 10, x is the distance between transducers i, j and k and t is the time of the direct arrival pulse for the time history related to transducers i, j and k.

When plotting all $x_{i,j}$ values and $t_{i,j}$ the linear trend line shows the actual shear wave velocity. The delay time can be removed from all points because it is a constant for all transducers. Figure 2 shows an example of this calculation. In this case the shear wave velocity is 2.739 m/ms.

As the survey amplitude with MIRA has limitations (each survey measures approximately 360 mm), a technique of combination of several consecutive B-Scans into a single panoramic image (SAFT-Pan) was created (Hoegh and Khazanovich [23]).

Furthermore, the analysis of the 45 signs in each survey allows the determination of a concrete quality indicator. Researchers comparing sound concrete with slabs with freeze-thaw distresses developed the Hilbert Transform Indicator (HTI) that was able to characterize the quality of the ultrasonic signal (Freeseman et al [24]). The indicator calculation is provided by Equation 4:

$$HTI = \int_0^{500} \frac{HT(t)}{\max(HT(t))} dt \quad (4)$$

where HT (t) is the signal envelope of the Hilbert transform that is analyzed for the first 500 us of signal time (enough to capture the pulse of the first arrival and to the signal to travel through the specimen). The HTI was also successfully used to show alkali-silica reaction related distresses (Dwight et al. [25]). For the two studies cited above, HTI above 90 indicated the presence of some damage level.

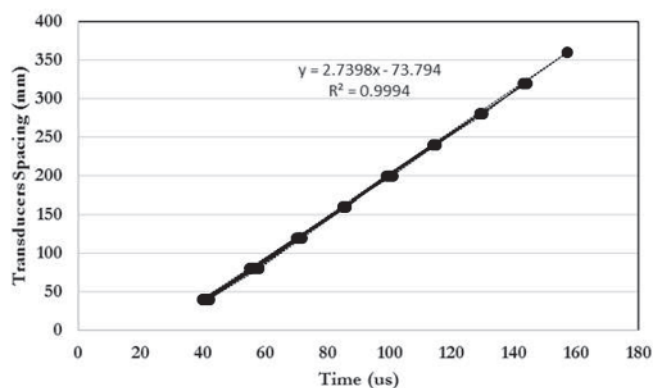


Figure 2 Shear wave velocity determination for the ultra-thin whitetopping

4. Analysis of parameters in different concrete pavement structures

The ultrasonic survey was performed in three experimental pavement sections located at the campus of the University of São Paulo. The experimental sections are: (I) a parking lot with jointed-plain concrete pavement (JPCP) with slab thickness of 150 and 250 mm, (II) a ultra-thin whitetopping (WTU) with a 100 mm thickness located at a bus stop and (III) a continuously reinforced concrete

pavement (CRCP) with a 240 mm thick slab located on an avenue. Constructive data and structural analysis on these three pavements can be found in Balbo and Severi [26], Balbo and Pereira [27] and Salles et al. [28], respectively.

4.1 Concrete slab thickness

In order to identify the division between two materials (two layers), the higher level reflection captured by the ultrasound (higher signal amplitude) is considered. As the concrete slab and the base material

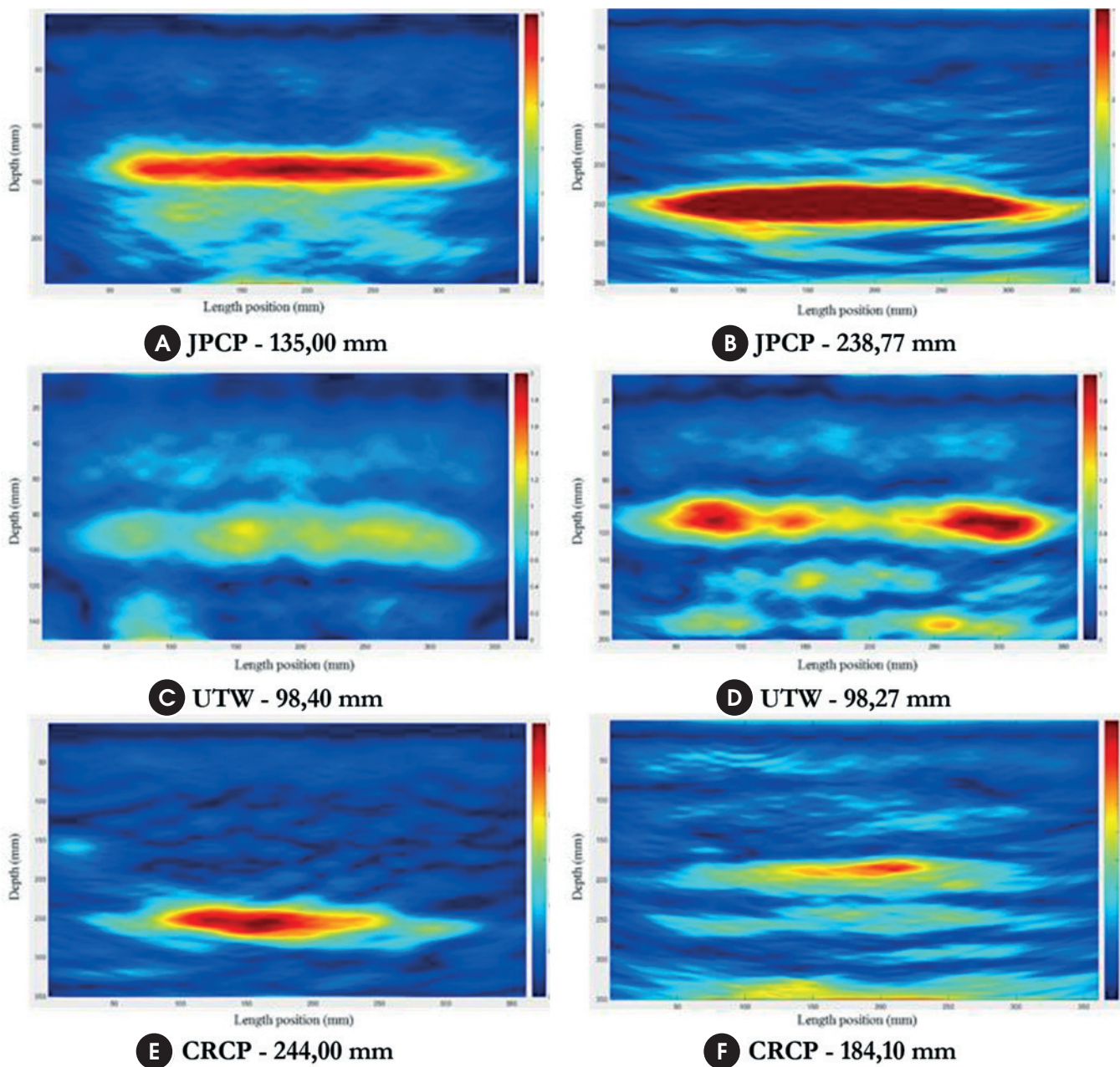


Figure 3

Thickness surveys reconstructions in concrete slabs with designed thickness of (a) 150 mm; (b) 250 mm; (c) and (d) 100 mm; and (e) and (f) 240 mm

have different properties, it is expected that the shear wave velocity in these mediums will be different. The simplicity of pavement structure geometry also helps in the identification of such reflections. Figure 3 shows some cases of B-Scans for thickness determination. In Figure 3, the delineation between slab and base is represented by a reflection line differing from the B-scan remain. The most perfect representation of the interface between slab and base would be a continuous line as shown by Figure 3b. However, several factors such as calibration, concrete heterogeneity, micro cracks and slab-base adhesion can modify the signal shape and strength. The signal attenuation is clear in Figures 3c and 3d for the WTU. Note that the reflection intensity (bar located on the right side of the B-Scans) has a maximum peak of 2 for the WTU, while for the JPCP the peak value is the standard 3. Reflections on a smaller scale show more details of the B-SCAN. This scale increase is necessary to better visualize the interface line. It is assumed that due to the WTU slab being completely adhered to the base layer (asphalt), the ultrasound signal suffers less attenuation than in other cases where the concrete slab is not bounded to the base. Most WTU B-scans show cases similar to Figure 3c, with only three cases having a greater interface reflection as in Figure 3d. This may be an indication of adhesion loss in the latter case. MIRA was applied to identify adhesion loss between two asphalt layers with (Hoegh et al. [29]). In the case of Figure 3f (also with enlarged reflectivity scale of 2), it is possible to visualize a higher level of noise above the interface. These attenuations can result from minor distresses, segregation of coarse aggregates or problems in measurement calibration. However, for all cases it was possible to measure the highest value of the reflection signal disclosing its depth. This value (located below each B-Scan) is considered the thickness of the each slab. Reflections below the slab/base interface should not be considered because the device calibration only takes into account the first layer (concrete) being of little use for the analysis of layers below it.

The WTU thickness is substantially equal to the designed thickness. However, for the JPCP and especially for the CRCP, major variations were found. The first had a slab thickness about 15 mm thinner than the project. The CRCP presents a case (Figure 3e) slightly thicker than the project thickness and other well below it (Figure 3f). Specimens were removed in both positions (Figure 4) with a thickness of 240.6 for the first case and 190.1 for the second

case. The forensic extractions confirm the method accuracy showing error variation around 5 mm, consistent with that found in the technical literature (Edwards [30]).

4.2 Reinforcement

Alterations in the acoustic impedance within the material are automatically recorded by the analytical process described above. As the bar's geometry is commonly known, the reinforcement identification is quite simple. Figure 5 shows B-Scans reconstructions of CRCP reinforcement. Typically, the signal amplitude on the interface between slab and base is greater than the reinforcement amplitude explaining the former greater level of reflection. Interface reflection breaks (Figure b) or weakening (Figures 5b and 5c) are also expected right below the reinforcement due to loss or attenuation of the ultrasonic signal in that region. This evaluation is important to verify important aspects of the structure as reinforcement existence, depth and spacing. For the CRCP, the investigation found that in several cases the reinforcement was positioned below the steel depth indicated by the project, showing another constructive problem in this experimental section. The steel depth/thickness ratio was designed at 0.42, however, thickness deficiencies coupled with steel bars misplacement made the as built ratio to be 0.55.

4.3 Distresses

Aside from thickness and reinforcement reconstructions, most of the common concrete pavement distresses do not have a known geometry in both size and shape making the distress identification more complex. Thus, two reconstruction features are the main focus: unexpected reflections above the slab/base interface (Figure 6a-d) and/or breakage at the same interface (Figure 6b and c). As evidenced with the reinforcement in the previous item, inclusions above the interface induce a loss of signal amplitude when the signal reaches the interface. In Figure 6, four cases of distress being two transverse cracks in the CRCP and two alkali-silica reaction (ASR) in the JPCP are presented. It is possible to observe a great difference between the reconstructions shown in Figure 6 and in Figures 3 and 5. Due to changes in the concrete homogeneity (voids, delaminations and degradation of the cement paste), the



Figure 4
Forensic extraction of CRCP slab specimen



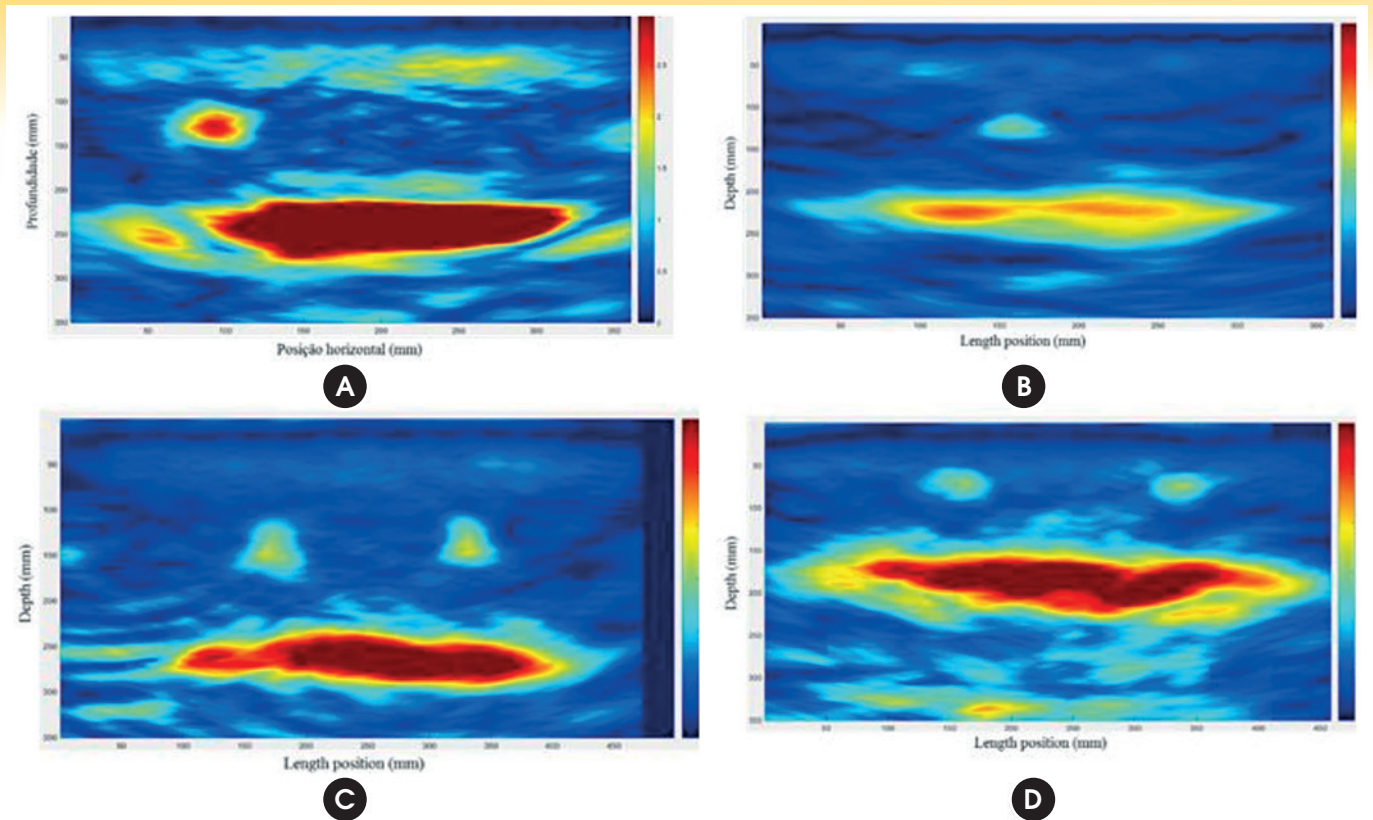


Figure 5
CRCP reinforcement reconstructions

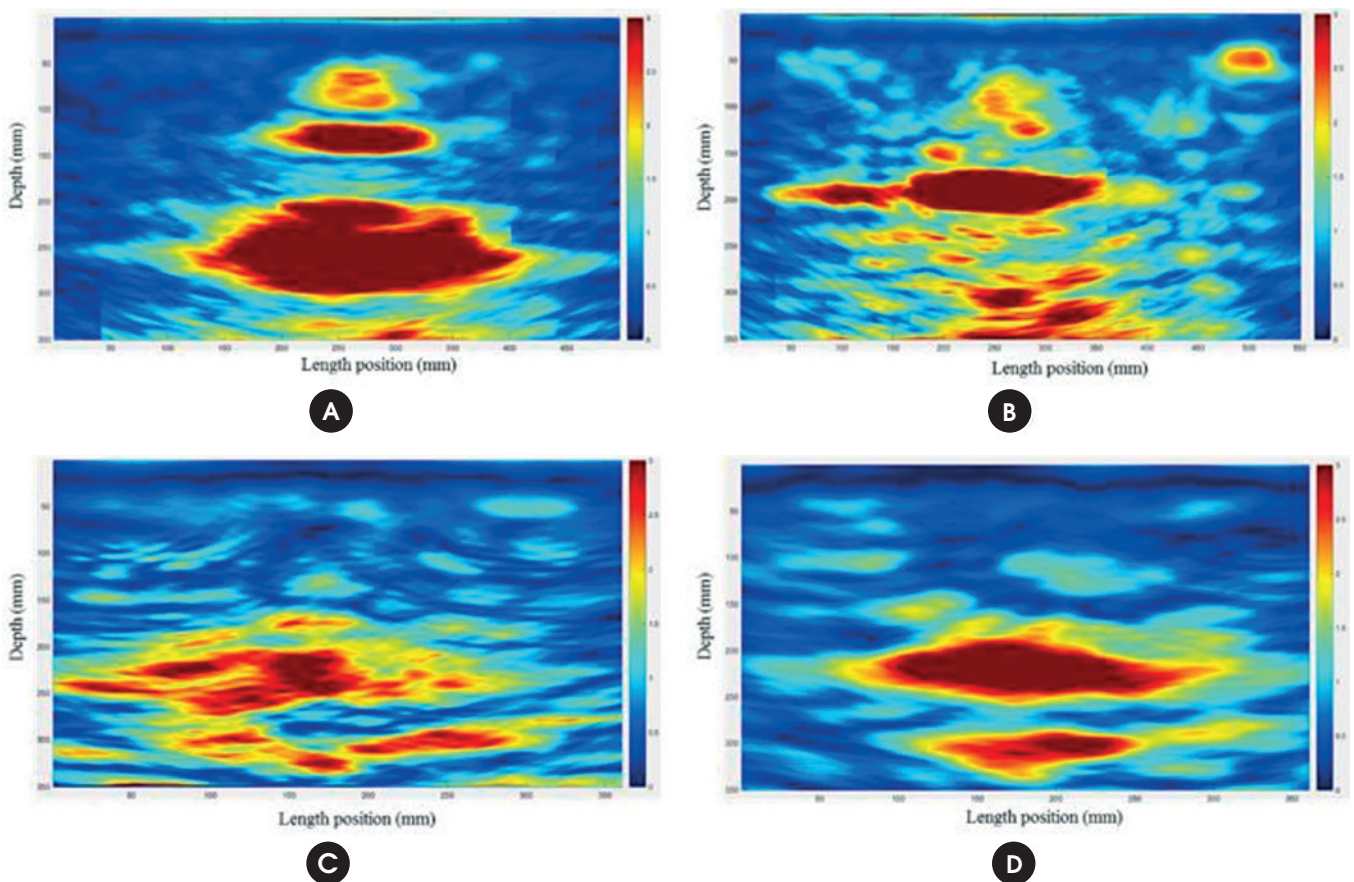


Figure 6
Reconstruction of distress locations presenting (a) and (b) cracks; and (c) and (d) ASR

distresses reconstructions showed unexpected reflections through the concrete. Again, reflections below the interface are the result of the calibration material referent only to the first layer. However, the distress presence in the concrete makes these reflections more obvious in these cases.

4.4 Concrete quality indicator

Due to the unpredictable shape and depth of concrete pavement distresses, some reconstructions are not as clear as the ones presented in Figure 6. In order to address this issue, an ultrasonic signal quality index, the Hilbert Transform Indicator (HTI), was created. Figure 7 presents two cases on the same slab with their respective ultrasonic signals. The first case (Figure 7a) corresponds to a concrete without degradation where the ultrasonic signal has little amplitude variation. In the other hand, in Figure 7b (location with surface indication of ASR), it is possible to observe several amplitude peaks indicating changes of material property (distress). The HTI values were 82 for the first case and 112 for the latter. It is also interesting to note that the mere B-Scan reconstruction would not necessarily inform about the distress presence as few mid-slab reflections show up in the second case, stressing the importance of a direct analysis of the ultrasonic

signal. Table 1 shows the HTI value for reconstructions presented in Figures 3, 5 and 6. Note that the cases presented in Figure 6 (distresses) present HTI greater than 90 as expected. Values around 90 may be indicative of incipient distresses demonstrating the HTI ability to predict distresses not yet developed to the surface.

5. Final considerations

In order to fully investigate the potential of ultrasonic non-destructive evaluation for concrete pavements, a series of surveys was carried out in three experimental sections located at the University of São Paulo campus.

The ultrasonic device and the signal analysis methodology allowed thickness verification on three concrete slabs without causing any damage to the pavement. The forensic investigation (concrete specimens) at two locations proved the device's accuracy. Furthermore, considerations on the boundary condition of the ultra-thin whitetopping section were observed. Similarly, the methodology allowed the location of the longitudinal reinforcement in continuously reinforced concrete pavement (CRCP) section. For the CRCP, thickness below the designed one and misplaced reinforcement indicate serious construction problems.

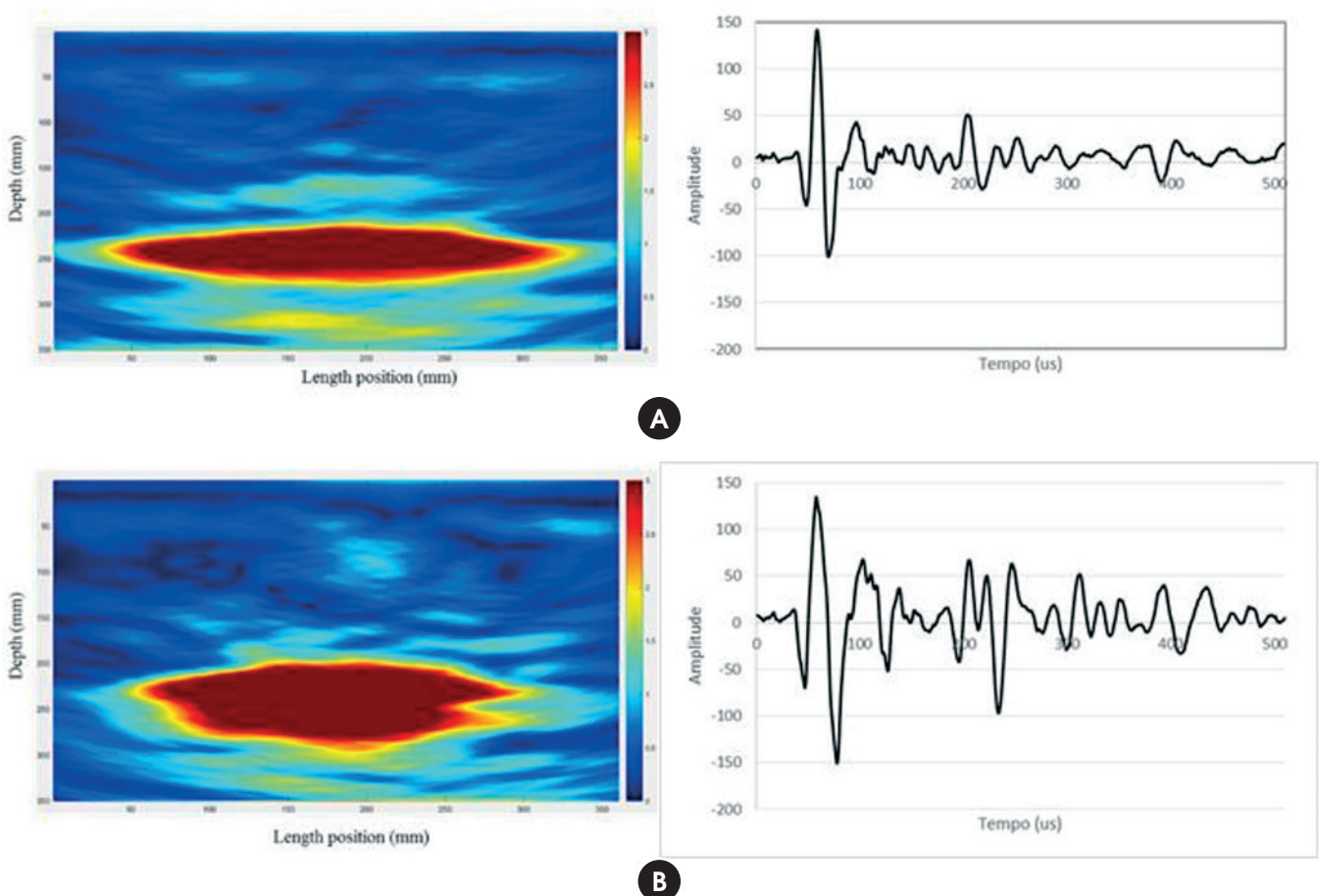


Figure 7
Differences in signal amplitude for sound (a) and damaged (b) concrete

Table 1
Hilbert Transform Indicator (HTI) for the cases presented

Case	Concrete pavement	HTI
3a	JPCP	86
3b	JPCP	80
3c	UTW	71
3d	UTW	93
3e	CRCP	72
3f	CRCP	57
5a	CRCP	67
5b	CRCP	61
5c	CRCP	70
5d	CRCP	79
6a	CRCP	103
6b	CRCP	105
6c	JPCP	113
6d	JPCP	105

Distresses like transverse cracks in the CRCP and alkali-silica reaction (ASR) in the jointed plain concrete pavement (JPCP) were observed through unexpected mid-slab reflections (material changes) in the ultrasonic images reconstructions performed on the distress. However, only the image reconstruction analysis was not enough to suggest distress presence. Therefore, the technique of direct analysis of the ultrasonic signals was able to numerically differ between damaged and undamaged locations showing promise to predict distress before it reaches the slab surface.

6. Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES – Brazil Ministry of Education) for the scholarship granted to the first author through international program PDSE (Process - 99999.003858/2015-04).

7. References

- [1] GROTE, K.; HUBBARD, S.; HARVEY, J.; RUBIN, Y. Evaluation of infiltration in layered pavements using surface GPR reflection techniques. *Journal of Applied Geophysics*, v. 57, 2005, p. 129 – 153.
- [2] HOEGH, K.; KHAZANOVICH, L.; YU, T. Concrete Pavement Joint Diagnostics with Ultrasonic Tomography. *Transportation Research Record*, v. 2305, 2012, p. 54 – 61.
- [3] DANIELS, D. J. Surface-penetrating radar. ERA Technology, Institution of Electrical Engineers Radar Series no. 6, 1996, London.
- [4] TOMPKINS, D. M.; KHAZANOVICH, L.; JOHNSON, D. Benefits of the Minnesota Road Research Project. *Transportation Research Record*, v. 2087, 2008, p. 12 – 19.
- [5] HUGENSCHMIDT, J. Concrete bridge inspection with a mobile GPR system. *Construction and Building Materials*, v. 16, 2002, p. 147 – 154.
- [6] OLHOEFT, G. R.; SMITH III, S. S. Automatic Processing and Modeling of GPR data for Pavement Thickness and Properties. *Proceedings of the 8th International Conference on Ground Penetrating Radar*, 2000, Gold Coast, Australia.
- [7] HUGENSCHMIDT, J.; MASTRANGELO, R. Concrete bridge inspection with a mobile GPR system. *Cement & Concrete Composites*, v. 28, 2006, p. 384 – 392.
- [8] HAZA, A. O.; PETERSEN, C. G.; SAMOKRUTOV, A. Three Dimensional Imaging of Concrete Structures Using Ultrasonic Shear Waves. German Instruments SA, 2011, Denmark.
- [9] MAIERHOFER, C. Nondestructive Evaluation of Concrete Infrastructure with Ground Penetrating Radar. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 15, 2003, p. 287 – 297.
- [10] SCULLION, T. Using Rolling Deflectometer and Ground Penetrating Radar Technologies for Full Coverage Testing of Jointed Concrete Pavements. Report No FHWA-HIF-13-025, 2006, Federal Highway Administration.
- [11] CLARK, M.R.; MCCANN, D. M.; FORDE, M. C. Application of infrared thermography to the non-destructive testing of concrete and masonry bridges. *NDT & E International*, v. 36, 2003, p. 265 – 275.
- [12] PARK, J. H.; CHOI, M. Y.; KIM W. T. Infrared Thermography and Modeling to the Concrete Deck with Internal Defects as a Non-destructive Testing. *Key Engineering Materials*, v. 270-273, 2004, p. 938 – 943.
- [14] PRABHU, M.; BUCH, N.; VARMA, A. H.; THANDAVESWARA, D. Experimental Investigation of Effects of Dowel Misalignment on Joint Opening Behavior in Rigid Pavements. *Transportation Research Record*, v. 1947, 2006, p. 15 – 27.
- [13] HOEGH, K.; KHAZANOVICH, L. Correlation Analysis of 2D Tomographic Images for Flaw Detection in Pavements. *ASTM Journal of Testing and Evaluation*, v. 40, No. 2, 2012, p. 105 – 110.
- [15] NASIEF, H. G.; WHITED, G. C.; LOH, W. Y. Wisconsin Method for Probing Portland Cement Concrete Pavement for Thickness Statistical Comparison and Validation. *Transportation Research Record*, v. 2228, 2011, p. 99 – 107.
- [16] HOSSAIN, S.; ELFINO, M. K. Field Demonstration of Magnetic Tomography Technology for Determination of Dowel Bar Position in Concrete Pavement. Report No FHWA/VTRC 06-R40, 2006, Federal Highway Administration.
- [17] PERLIN, L. P.; PINTO, R. C. A. Ultrasonic Tomography in Concrete. *Ibracon Structures and Materials Journal*, v. 6, n. 2, 2013, p. 246-269.
- [18] CARBONARI, B. T.; CAVALARO, S. H.; CASTANHA, J. C. M.; GUACELLI, P. A. G.; SILVA, C. C. Utilization of the ultrasonic method to evaluate the properties of high performance concrete. *Ibracon Structures and Materials Journal*, v. 3, n.4, 2010, p. 494-511.
- [19] DIOGENES, H. J. F.; COSSOLINO, L. C.; PEREIRA, A. H. A.; DEBS, M. K. E.; DELBS, A. L. H. Determination of modulus of elasticity of concrete from the acoustic response. *Ibracon Structures and Materials Journal*, v. 4, n. 5, 2011, p. 792-813.

- [20] HOEGH, K.; KHAZANOVICH, L.; YU, T. Ultrasonic Tomography for Evaluation of Concrete Pavements. *Transportation Research Record*, v. 2232, 2011, p. 85 – 94.
- [21] VANCURA, M.; KHAZANOVICH, L.; BARNES, R. Concrete Pavement Thickness Variation Assessment with Cores and Nondestructive Testing Measurements. *Transportation Research Record*, v. 2347, 2013, p. 61 – 68.
- [22] HOEGH, K.; KHAZANOVICH, L.; WOREL, B. J.; YU, T. Detection of Subsurface Joint Deterioration Blind Test Comparison of Ultrasound Array Technology with Conventional Nondestructive Methods. *Transportation Research Record*, v. 2367, 2013, p. 3 – 12.
- [23] HOEGH, K.; KHAZANOVICH, L. Extended synthetic aperture focusing technique for ultrasonic imaging of concrete. *NDT & E International*, v. 74, 2015, p. 33 – 42.
- [24] FREESEMAN, K.; HOEGH, K.; KHAZANOVICH, L. Characterization of Concrete at Various Freeze-Thaw Damage Conditions Using SH-Waves. *Proceedings of the 42nd Review of Progress in Quantitative Nondestructive Evaluation (QNDE)*, 2015, Minneapolis.
- [25] DWIGHT, C.; KHAZANOVICH, L.; SALLES, L. Linear Array Ultrasonic Test Results from Alkali-Silica Reaction (ASR) Specimens. Report No ORNL/TM-2016/159. Oak Ridge National Laboratory. Electrical and Electronics Systems Research Division, 2016, US Department of Energy, Washington, D.C.
- [26] BALBO, J. T.; SEVERI, A. A. Thermal gradients in concrete pavements in tropical environment. *Experimental appraisal. Transportation Research Record*, v. 1809, 2002, p. 12 – 22.
- [27] BALBO, J. T.; PEREIRA, D. S. Gradientes Térmicos em Whitetopping Ultradelgado na Pista Experimental Instrumentada da USP. [in portuguese]. *Transportes*, Rio de Janeiro, v. 9, n.1, 2001, p. 69-87.
- [28] SALLES, L. S.; BALBO, J. T. Experimental continuously reinforced concrete pavement parameterization using nondestructive methods. *Ibracon Structures and Materials Journal*, v. 9, 2016, p. 263-274.
- [29] HOEGH, K.; KHAZANOVICH, L.; MASER, K. TRAN, N. Evaluation of Ultrasonic Technique for Detecting Delamination in Asphalt Pavements. *Transportation Research Record*, v. 2306, 2012, p. 105 – 110.
- [30] EDWARDS, L. Evaluation of Technologies for Nondestructively Determining Concrete Pavement Thickness. *Proceedings of the 10th International Conference on Concrete Pavement, ISCP, 2012, Québec City, Canada.*

Rollover stability of precast concrete beams supported by elastomeric bearing pads

Estabilidade ao tombamento de vigas pré-moldadas sobre aparelho de apoio de neoprene



P. A. KRAHL^a
pablokrahl@usp.br
R. CARRAZEDO^a
carrazedo@sc.usp.br
M. K. EL DEBS^a
mkdebs@sc.usp.br

Abstract

During construction of precast girder bridges, there is the concern on rollover instability of the beams when exclusively supported by elastomeric bearing pads. This type of failure has been the focus of recent research due several accidents reported. However, these studies have not considered the nonlinear behavior of elastomeric bearing pads and the lift-off effect. Therefore, this paper presents a parametric study with a finite element model calibrated with experimental results, reported in the literature, through a nonlinear geometrical analysis and considering that concrete behaves linearly. Besides, the experimental results are compared to simplified approaches which account the pad nonlinear behavior and the lift-off effect by utilizing its secant rotational stiffness. From the results, the difference between the instability load from nonlinear geometrical analysis and experimental results was 8.7 %, and the simplified eigenvalue solution and experimental was 11.4 %, which was the best fit compared to the other existing analytical models. From the parametrical analysis, the instability load was considerably decreased by varying the initial lateral deflection, the skewed pad rotation, top flange width and the span of the beam.

Keywords: precast beam, lift-off effect, bearing pads, rollover instability, nonlinear behavior, numerical analysis, eigenvalue analysis.

Resumo

Durante a construção de pontes em vigas há a preocupação com a instabilidade por tombamento de vigas quando estão sobre aparelhos de apoio. Este tipo de colapso tem sido foco de pesquisas devido a uma série de acidentes reportados. No entanto, estes estudos não têm considerado o comportamento não-linear dos aparelhos de apoio e a perda de contato entre a viga e o neoprene (lift-off). Portanto, este artigo apresenta um estudo paramétrico com um modelo em elementos finitos, calibrado com resultados experimentais da literatura, através de análise não-linear geométrica. Além disso, os resultados experimentais são comparados com modelos analíticos simplificados que levam em conta o efeito lift-off pela utilização da rigidez secante à rotação do aparelho de apoio. A partir dos resultados, a diferença entre a carga de instabilidade experimental e a obtida pela análise não-linear geométrica foi de 8.7 % e para o modelo de auto-valor simplificado foi 11.4 % que apresentou a melhor aproximação comparado a outros modelos analíticos. Das análises paramétricas, a carga de instabilidade decresceu significativamente pelo aumento do deslocamento lateral inicial, da rotação do aparelho de apoio relativa ao eixo da viga, diminuição da largura da mesa superior da viga e pelo aumento do vão.

Palavras-chave: viga pré-moldada, efeito de lift-off, aparelho de apoio, instabilidade ao tombamento, comportamento não-linear, análise numérica, análise de auto-valor.

^a Department of Structural Engineering, University of São Paulo at São Carlos, São Carlos, SP, Brazil.

1. Introduction

Aligned or skewed precast beams supported by elastomeric bearing pads are frequently applied in bridges due to ease and agility in construction and lower maintenance. Furthermore, the use of high strength materials allows the design of more slender beams, which minimize weight for all stages of construction. However, they become more susceptible to rollover instability when exclusively supported by bearing pads without any lateral bracing, in which the stability of the element is mainly ensured by the rotational stiffness of the bearing pad, [1]–[5].

Structural failures caused by the rollover of precast beams supported by bearing pads are not a new problem in bridge construction. Besides, recently several collapses have been reported. The progressive failure of nine beams with 35 m of span, as a consequence of rollover instability of one of them, was published by Oesterle et al. [6]. Bairán and Cladera [7] reported the collapse of a 24.9 m Y-section precast concrete beam during construction of a roof structure. Krahl [4] showed an accident with 45 m span beams in Brazil when the elements were supported only by bearing pads. In constructions stages of precast bridges, precast beams are partially restrained to rigid body torsional movements. The main transitory situations that these elements are subjected are lifting, transport and when supported only by bearing pads. The first two conditions were widely studied and have consolidated analytical solutions, [1], [8]–[10], as presented in recent research Krahl et al. [11]. However, the last phase is an open field yet, because the difficulty in develops experimental research. Besides, the existing analytical solutions do not predict the few reported experimental results accurately. There is some analytical work done by Flint [12], Lebellet [8] and later by Burgoyne and Stratford [2] that considers the effect of flexible supports on lateral stability of precast beams. The existing experimental researches about this construction phase were performed by Hurff and Kahn [3] and Consolazio [13] that show how critical is this stage when compared to the capacity of the beam in permanent phase. According to these researches, the main concern is the bearing pad behavior and the possibility of loss of contact with the beam (lift-off). Furthermore, the study performed by Consolazio [13] shows that precast beams, when skewed about the bearing pad, presents lower capacity when compared to the aligned case.

To improve the accuracy in safety check of rollover stability of beams, it is essential to account for the nonlinear behavior of the elastomeric bearing pad, including the lift-off effect. Therefore, numerical and analytical studies that incorporate these results could, thus, offer valuable information for the design and construction with precast beams supported by elastomeric bearing pads.

Thus the purpose of this paper is present analytical and numerical studies of rollover stability of precast concrete beams on elastomeric bearing pads. The calibration of the numerical model is based mainly on the experimental results of the precast AASHTO-PCI standard bulb-tee beam tested by Hurff and Kahn [3]. Due to the agreement between the numerical and experimental results, a parametrical analysis is performed that shows the influence of several factors on beam stability as initial imperfections, modulus of elasticity, top flange width, skewed pads and span of the beam. Besides, the presented analytical solutions and the eigenvalue so-

lution are further compared to the experimental results of Consolazio [13], for aligned and skewed bearing pads, considering the new approach for the rotational stiffness of the bearing pad.

2. Analytical solutions

There exist several ways to determine the critical load of structural members subjected to large displacements. Conventional approaches are Galekin, Rayleigh-Ritz, Runge-Kutta, Finite difference Method and Finite Element Method (FEM). In problems which the supports are flexible to torsional movement, as beams supported only by bearing pads, the critical load is smaller when compared to the situation that the beam is completely restricted to torsion. Some analytical solutions take this effect into account, as in [12], [8] and [2].

Flint [12] determined an adjustment solution by Galerkin approach, for the classical buckling load of beams, with a basis in the differential equation of equilibrium of a displaced beam by adding in the twist rotation function a portion correspondent to rigid body motion. This rigid body rotation corresponds to the movement allowed by the flexible supports. The classical solution for lateral buckling of simply supported beams is presented in equation (1), Timoshenko and Gere [14].

$$P_{cr} = \frac{\gamma}{\ell^2} A \sqrt{BC} \quad (1)$$

Where B and C are the lateral flexural and torsional stiffness, respectively, and ℓ is the span of the beam. The coefficient γ depends on the load configuration. The cases studied in this paper are beams loaded by a concentrated load at midspan in which $\gamma = 16.92$ and beams with third point loads, $\gamma = 10.27$. The coefficient A accounts for the effect of the load height with respect to the shear center, according to equation (2).

$$A = 1 - 1.74 \frac{a}{\ell} \sqrt{\frac{B}{C}} \quad (2)$$

in which a is the distance between the point of load and the shear center.

By considering a possible rotation of the beam at the supports, the adjusted critical load P_{lim} is related to the support torsional stiffness, as presented in equation (3). This solution is valid for beams with torsional flexible supports at both ends.

$$\frac{P_{lim}}{P_{cr}} = 1 - \frac{4}{3} \frac{C}{\ell k_{\theta}} \quad (3)$$

k_{θ} is the relation between the applied torque and the resulting twist at the supports or the rotational stiffness of the support. Therefore, P_{lim} is the adjusted buckling load considering the effect of support flexibility.

Lebellet [8] also developed a solution based on differential equations of equilibrium. The equation accounts for the rotational flexibility of supports and the effect of the position of the applied load, equation (4).

$$P_{cr} = k \sqrt{\alpha} \frac{\gamma}{\ell^2} \sqrt{BC} \quad (4)$$

k and α are constants which depend of concrete and geometrical

properties. The constant k is obtained through equations (5) to (7).

$$k = \sqrt{1 + 2.47\beta + 0.52\delta^2 - 0.72\delta} \tag{5}$$

$$\beta = \frac{B_f 2z}{C\ell^2} \tag{6}$$

$$\delta = \frac{2y_{rot}}{\ell} \sqrt{\frac{B}{C}} \tag{7}$$

B_f is the lateral flexural rigidity accounting only the inertia of the flanges, z is the distance between the centroids of the flanges and y_{rot} is the distance between the load application point and the support position. The parameter α is the smaller root of the equation (8).

$$\frac{k_\theta \ell}{2C} = \frac{\frac{8}{15}\alpha - \frac{356}{10395}\alpha^2}{1 - \frac{11}{30}\alpha + \frac{6617}{415800}\alpha^2} \tag{8}$$

Burgoyne and Stratford [2] proposed an analytical solution for rollover load based on the equilibrium of the beam in a displaced position that is the rollover moment is equilibrated by reaction moment of the bearing pads. The hypothesis of no strain due torsion is accounted. Thus, the beam presents only lateral curvature due flexure. To apply this approach in present paper, the solution was adapted to obtain the concentrated critical load at midspan P , but still considering the effect of the self-weight of the beam w , equation (9).

$$\frac{w^2 \ell^5}{120B} + w\ell y_b - 2k_\theta + 7w\ell^4 P + \frac{5\ell^3 P^2}{240B} + Ph = 0 \tag{9}$$

The first three parts of left side of equation (9) are exactly the solution of Burgoyne and Stratford [2] considering only self-weight. In the equation, h the height of the beam and y_b the distance of center of gravity from the bottom flange.

An eigenvalue problem is performed by solving the equation (10) to determine the critical load through FEM that corresponds a linear analysis of the stability problem.

$$([K] - \lambda_{crit}[G])\{\delta\} = \{0\} \tag{10}$$

Where $[K]$ is the stiffness matrix, $[G]$ is the stability matrix, λ_{crit} is the smaller real root of the determinant of the terms between parenthesis which corresponds to the eigenvalue and $\{\delta\}$ is the cor-

respondent eigenvector. To consider the flexibility of the supports, a torsional spring will be attached at the supports.

Concrete beams present initial imperfections in its geometry. For rollover instability of beams, the initial lateral displacement is the most important. Concrete in curing process commonly presents initial lateral displacements due to shrinkage. There are two possible solutions to take this into account in the stability analysis. The solution of Southwell [15], equation (11).

$$\delta_{lim} = \frac{\delta_0}{1 - \frac{P_{lim}}{P_{cr}}} \tag{11}$$

And the solution obtained from the precious equation by Massey apud Mandal and Calladine [16], equation (12).

$$\delta_{lim} = \frac{\delta_0}{1 - \left(\frac{P_{lim}}{P_{cr}}\right)^2} \tag{12}$$

This consideration enables to predict analytically the nonlinear load-lateral displacement response of an imperfect beam from which the rollover load can be determined. The critical load is named as limit load P_{lim} when initial imperfections are accounted. According to Southwell [15] the lateral displacement δ_{lim} , at a limit load of an imperfect beam, is related to its initial lateral displacement δ_0 and the ratio between the limit load and the critical load.

3. Methodology

Besides the presented analytical solutions for critical load, a geometrical nonlinear study and an eigenvalue analysis were developed using Finite Element Method (with Abaqus Software release 6.13). The experimental result of the precast AASHTO-PCI standard bulb-tee beam (PCI BT-54), experimentally tested by Hurff and Kahn [3], is taken as a reference to compare to the numerical and analytical models. The prestressed beam studied has a height of 137 cm, 30.5 m of length and is supported by two steel-reinforced rectangular elastomeric pads (36 cm x 61 cm). The concrete has a modulus of elasticity of 30.8 GPa and Poisson coefficient of 0.22. A single point load was applied at the midspan in the experiment. This load was kept always vertical and accompanying the beam lateral displacement by utilizing a typical apparatus used in lateral instability studies (gravity load simulator). This instrument does not impose any type of restriction to lateral or torsional movements, Figure 1. More details on the test setup can be found in [3] and [17].

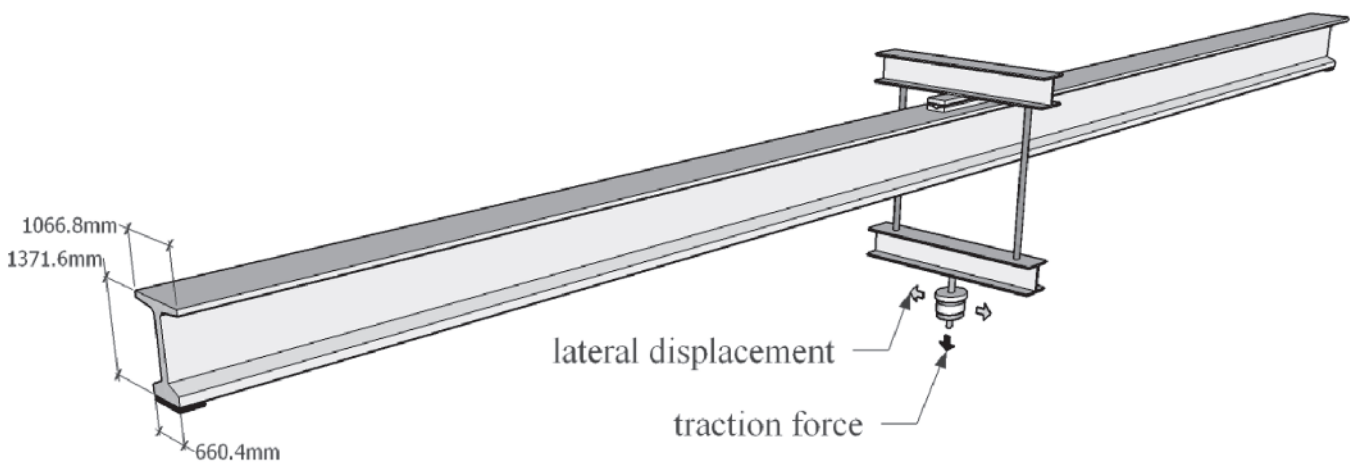


Figure 1 Schematic representation of the beam tested by Hurff and Kahn [3]

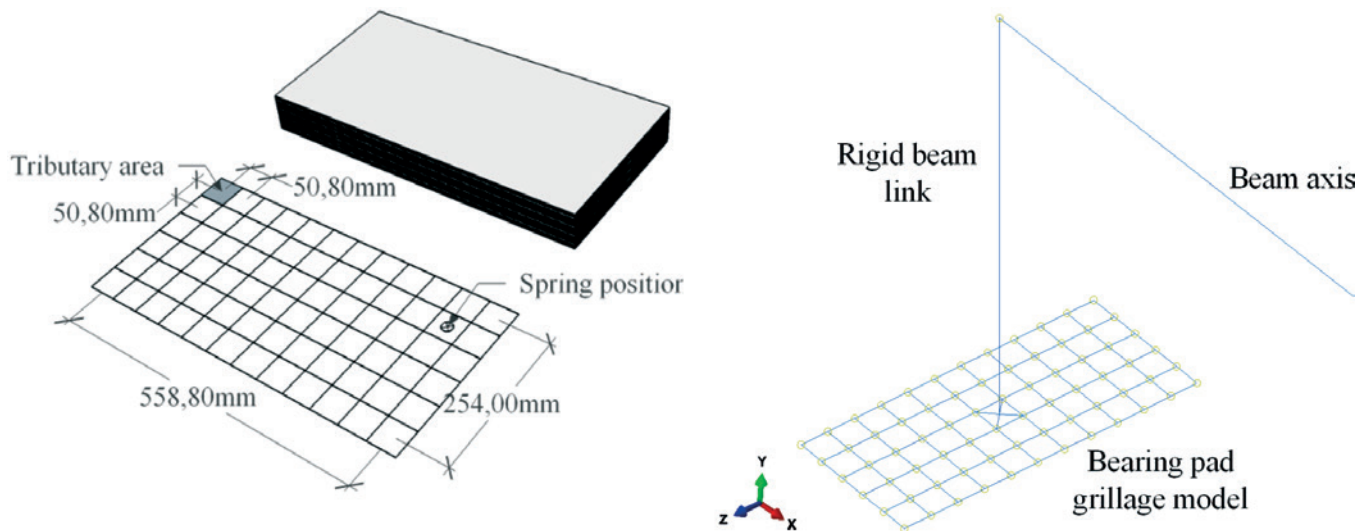


Figure 2
Bearing pad dimensions and numerical model representation

To represent the nonlinear behavior in compression of the bearing pad, a grillage model with nonlinear springs attached at nodes was developed, as in Lee et al. [5]. These springs do not carry tension. Thus, when the beam reaches great twist rotation, the grillage model can account for the loss of contact between the beam and pad (lift-off effect). This model was utilized coupled with numerical beam model to perform the geometrically nonlinear analysis, [5], which enables to obtain the load versus lateral displacement response of the beam and consequently establish a load level at which rollover occurs.

Besides, the grillage model alone enables to determine the secant rotational stiffness of the pad for large rotations correspondent to the rotations of the beam at the time of instability. This secant stiffness is utilized as the stiffness of the torsional springs considered in the analytical calculations and in the numerical eigenvalue analysis. In the eigenvalue analysis, the beam axis is modeled with the same mesh utilized in the geometrically nonlinear analysis. However, instead of the couple the beam to the grillage model, a single torsional spring is attached to the support with the secant rotational stiffness. The eigenvalue problem corresponds to a linear stability analysis. Since the geometrical nonlinear model was capable of predicting the experimental behavior of the beam PCI BT-54 with accuracy, parametrical studies were carried out in a sensitivity analysis on the effect of skew angle of elastomeric bearing pads, initial lateral sweep, the elastic modulus of concrete, top flange width and span of the beams. These numerical results were compared with analytical calculations and the eigenvalue solution. In the following subsections, more details of methodology are shown.

3.1 Grillage model of the bearing pads

The steel reinforced elastomeric bearing pad tested in [3] had five layers of neoprene (thickness of 15 mm and 7.5 mm, respectively for internal and external layers) and four steel layers (3.25 mm of thickness) between them. The horizontal mid-surface of the pad

was divided into 72 parts (50.8 mm x 50.8 mm), and in the center of each region a nonlinear spring was attached receiving the tributary compressive stiffness with no tension stiffness, see Figure 2. As mentioned, this model was used for the geometrically nonlinear analysis and to determine the rotational secant stiffness of the bearing pad to utilize in the analytical solutions and in the eigenvalue analysis. In the geometrical nonlinear analysis, the grillage was linked to the beam longitudinal axis by a rigid beam link, Figure 2. The numerical and experimental compressive load-deflection response of the pad is shown in Figure 3. The experimental curve presented in [3] was the starting point to define the nonlinear compressive stiffness, based on tributary area, of all springs

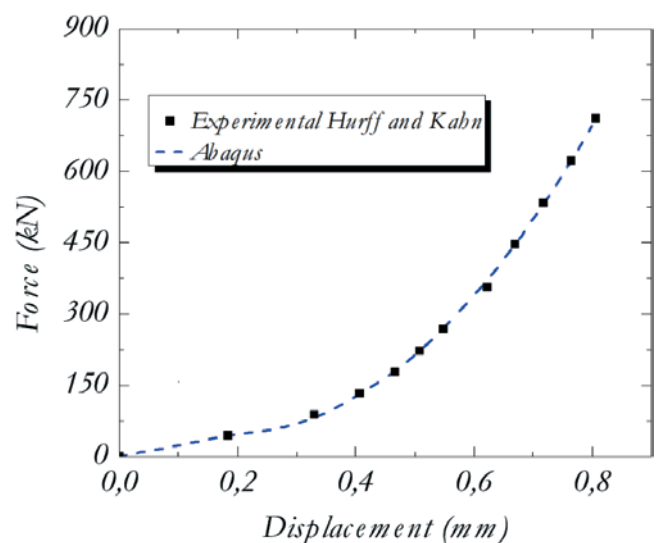


Figure 3
Numerical and experimental axial response of elastomeric bearing pad

connected to the grillage model. As expected, the compressive load-deflection response of the grillage model represents precisely the experimental curve, as shown in Figure 3.

3.2 FEM modeling of the precast concrete beam

The precast beam was discretized with 750 B320S 3D beam elements along the longitudinal axis, considering symmetry of the model at midspan. This discretization presented low computational cost with good approximation. The finite element utilized is a three-node quadratic beam element with seven degrees of freedom per node which are three translations, three rotations, and warping. Figure 4 shows schematically the mesh and boundary conditions used in the models to perform the geometrically nonlinear analysis. For this study, the grillage model was coupled to the beam, by a rigid link, to represent the nonlinear behavior and the lift-off effect of the bearing pads. A linear elastic behavior was assumed for concrete based on experimental evidence that the beam topples before cracking, as observed by Lima and El Debs[18] and Hurff and Kahn [3]. No steel reinforcement was included in the model. The load application point in midspan was displaced from the shear axis of the beam also by a rigid beam link, Figure 4.

Due prestressing, the camber suffered by the beam tested by Hurff and Kahn [3] was 110.7 mm at midspan. In the FEM model, this effect was considered by imposing a sinusoidal shape for the longitudinal beam axis so that the camber at midspan was 110.7 mm (see the detail in Figure 4).

In instability problems, initial lateral displacement has a significant effect. The strategy was to extract the first mode of an eigenvalue and eigenvector analysis and input this shape as the initial shape of the beam to consider in the nonlinear geometrical analysis. For this eigenvalue analysis, the supports were restricted to rotation

about a longitudinal axis and the vertical and lateral displacements. Under these conditions and due to the low lateral rigidity of concrete beams with open cross-sections, the first mode is the beam displaced laterally.

This mode was inputted as the initial shape of the beam, and now the supports are the grillage model to perform the geometrically nonlinear analysis. The maximum initial lateral sweep presented in the PCI BT-54, reported in [3], in the middle of the span was 43.5 mm which was scaled to the first eigenvector. Therefore, the beam has vertical curvature due prestress and lateral curvature due to initial lateral displacement.

The loading process in numerical analysis consisted in first apply the self-weight of the beam, as actually happens. With this, the pad adjusts its axial nonlinear stiffness. Then, the vertical load at midspan is applied, as in the experimental test showed in Figure 1. The eigenvalue analysis with torsional springs at supports does not consider the effect of initial lateral imperfection. Thus, the Southwell [15] hypothesis and the Massey apud Mandal and Calladine [16] hypothesis are accounted for this effect.

4. Results and discussion

4.1 Response of the grillage model for imposed rotation

Elastomeric bearing pads present nonlinear behavior when subjected to compressive pressure and with partial loss of contact in its interaction with the beam. Thus, necessary information, as the secant rotational stiffness, is taken from the simulation of the grillage model alone which can take this effects into account. A vertical compressive force is applied correspondent to half of the beam self-weight to obtain the secant stiffness and a rollover movement

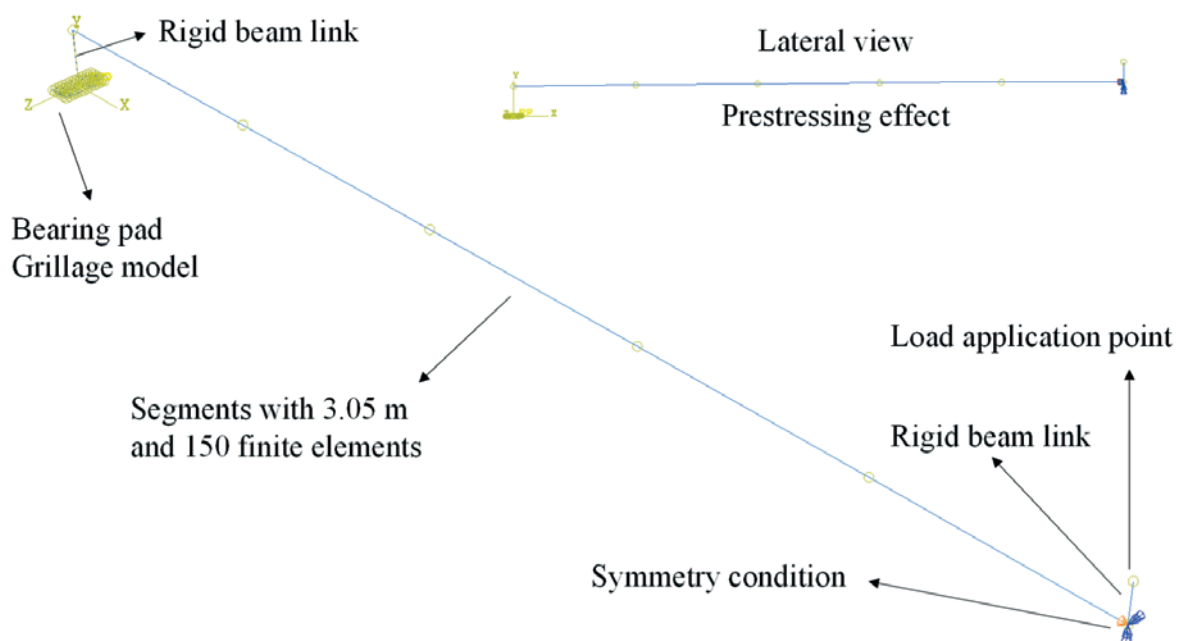


Figure 4
Schematic representation of the numerical model

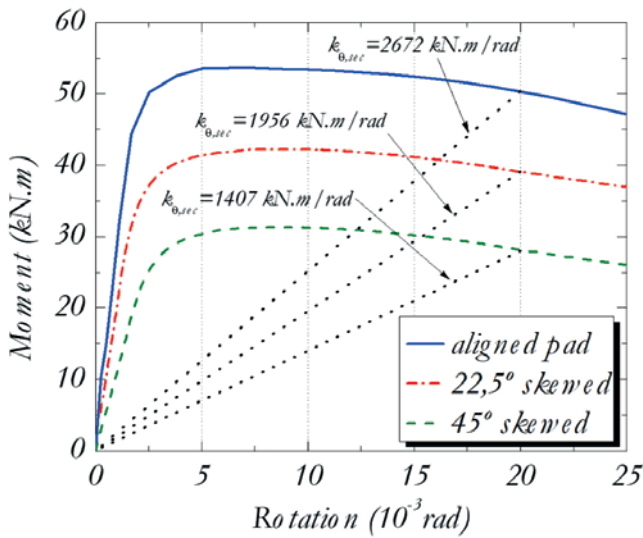


Figure 5 Numerical moment-rotation response obtained from the grillage model for aligned and skewed pads

due to the beam toppling. Thus, initially, the grillage is axially loaded in steps by a force corresponding to half of the self-weight of the beam PCI BT-54 (162 kN), as occur in construction. Then, a rollover moment correspondent to the direction of the beam axis is applied, also in steps. For the cases of possible skewed angles between pad and beam, the direction of the rollover moment vector takes angles of 22.5 degrees and 45 degrees with the beam longitudinal axis. With this procedure, the nonlinear moment-rotation response is obtained, Figure 5. In the figure, the secant stiffness for a rotation of 0.02 rad is already presented which corresponds to the beam instability rotation that will be discussed later.

Figure 5 shows that the increase in skew angle decreased the tangent and secant rotational stiffness, by the behavior experimentally observed in [13]. The initial tangent stiffness obtained numerically for the aligned pad was 27490 kN.m/rad that is only 10 % greater than the experimental result reported in [3].

As the beam rolls about its longitudinal axis due the applied vertical load and the initial imperfections, the moment in the pad increases until reaches a characteristic plateau, as presented in Figure 5. In this stage, the applied vertical force at the beam midspan cannot increase, but the beam displaces laterally, characterizing rollover instability. From the results presented in Figure 5, the secant rotational stiffness of the bearing pad was highlighted because will be utilized in analytical calculations corresponding to a rotation of 0.020 rad.

4.2 Validation of the numerical model

The beam PCI BT-54 of 30.5 m of span tested in laboratory, presented in [3], was considered to validate the numerical model. Figure 6 shows experimental results of applied force at midspan versus midspan rotation compared to the proposed numerical model. The dotted and dashed-dotted lines correspond to experimental and numerical results of the beam excluding the portion of

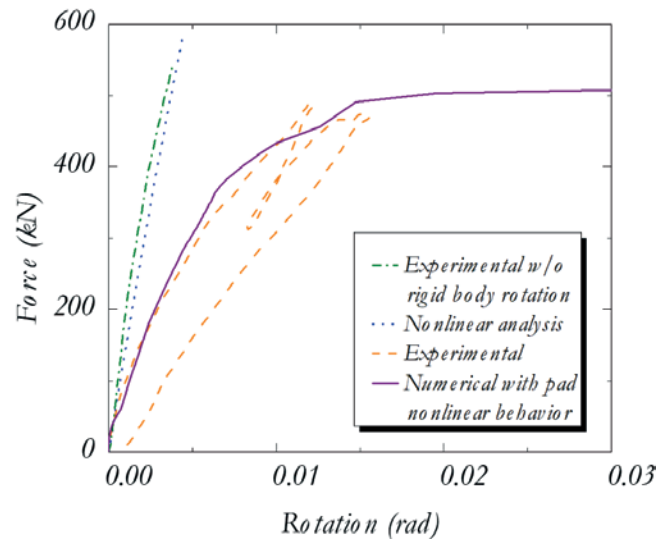


Figure 6 Numerical and experimental load-rotation and load-lateral deflection response of the PCI BT-54

rigid body rotation, respectively. The dashed and solid lines represent respectively the experimental and numerical results of the beam taken into account the behavior of the pad. Figure 7 presents the numerical load versus lateral displacement for PCI BT-54, and in dashed line, the instability load obtained experimentally in [3]. The dashed and dot lines, in Figure 7, corresponds to the results of eigenvalue analysis, considering the torsional springs with the secant stiffness of the bearing pad, combined with the solutions of Southwell [15] and Massey apud Mandal and Calladine [16] to account for initial lateral imperfection.

From the experimental and numerical results in Figure 6, which showed good agreement in load versus rotation response, it can be

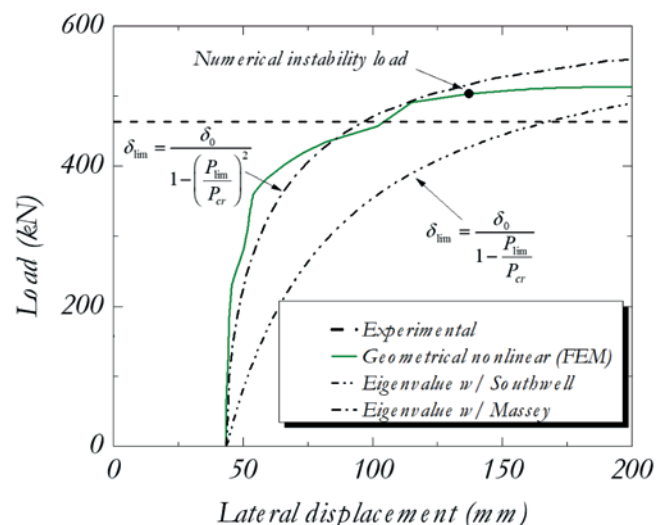


Figure 7 Numerical load-lateral displacement response and the experimental limit load

Table 1
Comparison of instability load for the beam PCI BT-54

Formulation	Limit load (kN)	Difference (%)
Experimental	463.0	-
Geometrical nonlinear analysis	503.3	8.7
Eigenvalue analysis	516.0	11.4
Classical solution	1699.7	267.1
Flint [12]	586.7	26.7
Lebelle [8]	1661.6	258.8
Burgoyne and Stratford [2]	1095.2	136.5

seen that the instability of the beam occurred after the rotation reaches 0.015 rad. Hurff and Kahn [3] verified that at a load of 463.0 kN the lateral displacements and rotation of the beam began to increase rapidly with low increase in load, characterizing instability. However, the experiment was stopped due safety reasons which means that the critical rotation could be higher. For this same behavior in the numerical model, for a rotation of 0.02 rad, the beam presents no increase in load. Thus, this rotation was adopted as instability criteria, for which large lateral deflections happen (13.7 cm), Figure 6 and Figure 7. In this stage of the load versus rotation curve, the applied load is 503.3 kN which is considered as the numerical instability load. The difference between experimental instability load and the load obtained from the geometrical nonlinear analysis was 8.7 %.

The buckling load obtained from eigenvalue analysis was 626 kN considering the torsional spring stiffness at supports of 2672 kN.m/rad, as presented in Figure 5. Figure 7 shows that with this buckling load combined with Massey apud Mandal and Calladine [16] hypothesis, to consider initial lateral displacement, best fit the geometrically nonlinear analysis curve. The difference in the instability load was 2.5 %.

4.3 Comparison between experimental, numerical and analytical results

Besides the geometrical nonlinear results and the eigenvalue

Table 2
Geometrical properties of the beam tested by [13]

Beam geometrical properties	
Span (cm)	3050
Height (cm)	198.12
Area (cm ²)	2612.9
Height of centroid y_b (cm)	97.51
Moment of inertia I_y (cm ⁴)	47283.89
Torsion constant J (cm ⁴)	156711.13
Camber due prestress (cm)	1.75
Initial lateral displacement (cm)	7.03
Limit lateral displacement (cm)	16.83

analysis, the analytical solutions of [12], [8], [2] and the classical solution for lateral buckling of beams [14] are evaluated by comparing with the existing experimental results of [3] and [13]. For analytical calculations of the beam PCI BT-54 of [3], the adopted limit displacement was 13.7 cm, and the rotational stiffness of the pad was 2518 kN.m/rad. Table 1 presents the experimental, numerical and analytical results for the beam PCI BT-54.

For all analytical formulations, the hypothesis of Massey apud Mandal and Calladine [16] was considered. The instability load obtained from geometrical nonlinear analysis best fit the experimental result. However, eigenvalue analysis and Flint [12] solution resulted in good approximation. As expected, all formulations produced instability loads smaller than the classical solution due to the effect of partial torsional restraint at the supports.

The experimental results presented in [13] are also accounted and compared with the analytical solutions and the eigenvalue solution by FEM. The same numerical approach is utilized to determine the

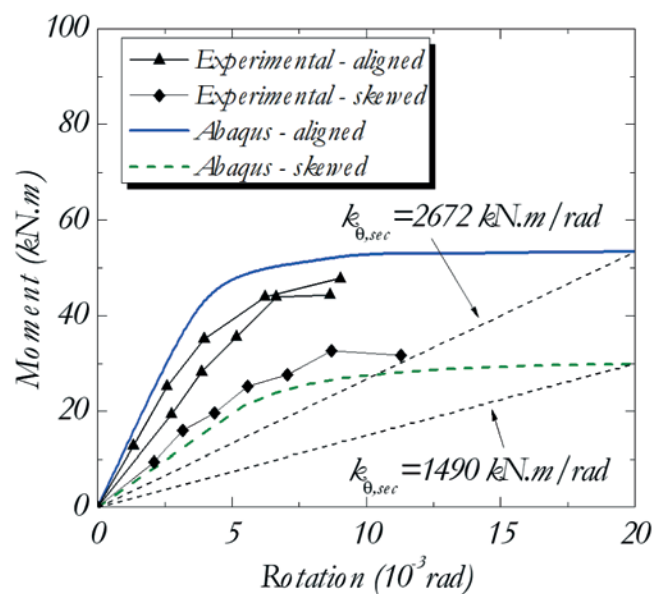


Figure 8
Experimental results of the bearing pad tested in [13] compared to the numerical model of the present study

Table 3
Comparison of instability load for the beam tested by [13]

Formulation	Instability load (kN)	Diff. (%)	Skewed pad (45°)	Diff (%)
Experimental	68.5	-	56.9	-
Eigenvalue analysis	93.6	36.6	69.9	22.8
Classical solution	312.42	356.1	-	-
Flint [12]	23.6	65.5	No solution	-
Lebelle [8]	178.2	160.1	143.2	152.0
Burgoyne and Stratford [2]	129.9	89.6	75.3	32.3

secant rotational stiffness of the bearing pads. Figure 8 presents the numerical results from the grillage model, and experimental results of [13] for aligned and 45 degrees skewed pads. The pad has plan dimensions of 609.6 mm per 279.4 mm with a height of 48.4 mm. There are three steel plates with a thickness of 3.4 mm between two external (6.4 mm) and two internal (12.7 mm) elastomers layers.

The experimental and numerical results had a good agreement. However, the experimental curves stop around 0.01 rad, but the secant stiffness is taken at 0.020 rad, as previously discussed. The mean modulus of elasticity of concrete utilized by Consolazio [13] is 33.94 GPa. The beam geometrical data follow in Table 3.

With this data and the presented buckling load solutions, the critical instability loads are determined and compared to the experimental results shown in [13] for aligned and skewed pads (45 degrees), given in Table 3. Considering Southwell [15] and Massey apud Mandal and C. R. Calladine [16] hypothesis combined with the eigenvalue solution, the load-lateral displacement response is obtained and compared to the experimental results in Figure 9 and Figure 10.

As observed, the eigenvalue result combined with Southwell [15]

hypothesis best fit the experimental results for aligned and skewed pads. Thus, the Southwell [15] hypothesis is also considered in the presented analytical solutions, Table 3.

For the beam aligned with the bearing pads, the eigenvalue analysis resulted in the best fit by differing in 36.6 % of the experimental result. When the pads are 45 degrees skewed, the eigenvalue analysis also presented the best fit. Flint [12] do not presented solution when the rotational secant stiffness was 1490 kN.m/rad because the factor that adjusts the buckling load in the formulation resulted negative.

5. Parametrical analysis

The beam PCI BT-54 was taken as a reference to evaluate the influence of initial imperfections, modulus of elasticity, top flange width, skewed pads and span on beam instability. Besides, the geometrically nonlinear analysis results are taken as reference for comparison with eigenvalue solutions and Flint [12] solution, which presented best fit compared to other analytical solutions. The secant rotational stiffness of the bearing pads are taken into account

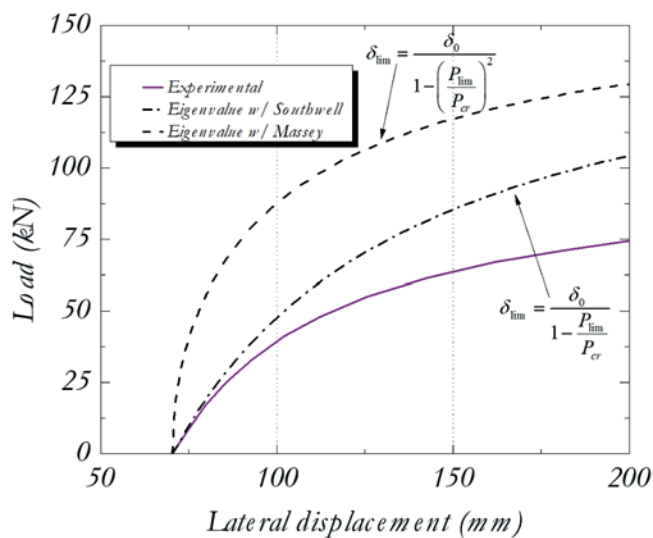


Figure 9
Load-lateral displacement response for aligned pads

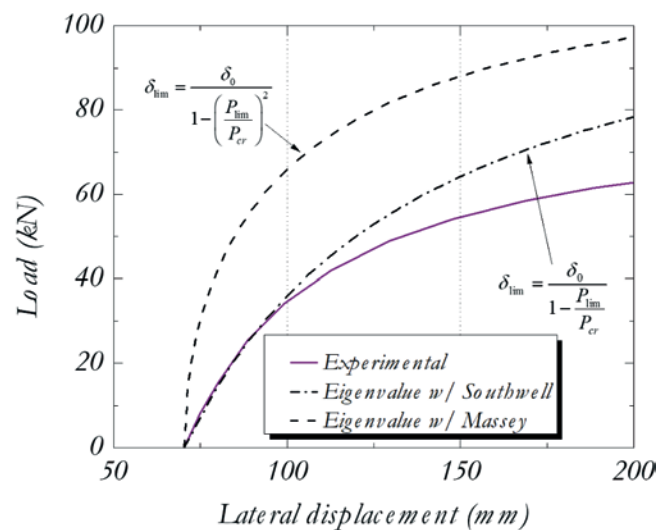


Figure 10
Load-lateral displacement response for 45 degrees skewed pads

Table 4

Comparison between numerical and analytical solutions of instability load

Formulation	Initial lateral sweep (mm)					
	43.5	Diff. (%)	65	Diff. (%)	95	Diff. (%)
Geometrical nonlinear	503.3	-	407.1	-	382.2	-
Eigenvalue	516.0	2.5	470.4	15.5	407.0	6.5
Flint [12]	586.7	16.6	534.4	31.3	471.5	42.8

for this two last solutions and the Massey apud Mandal and Calladine [16] hypothesis to consider initial lateral displacement.

5.1 Lateral initial sweep variation

The initial lateral sweep of 65 mm and 95 mm are simulated with the numerical and analytical models, taking the results of Figure 7 as a reference. The material parameters of the beam presented in [3] are considered. Figure 11 gives the numerical results for force-midspan rotation considering geometrical nonlinear effects. Figure 12 shows the numerical load-lateral displacement response and analytical solutions obtained from the combination of eigenvalue analysis and Massey apud Mandal and Calladine [16] hypothesis. For a rotation of 0.02 rad, the lateral displacements at instability load are 150 mm for initial lateral sweep 65 mm and 170 mm for an initial sweep of 95 mm. For the same rotation of 0.02 rad, the decrease in instability load in the geometrically nonlinear analysis was 19.1 % when the initial lateral displacement increases from 43.5 mm to 65 mm and decreased 24.1 % when the initial lateral displacement increases from 43.5 mm to 95 mm. Table 4 presents the comparison between the instability load obtained from the geometrically nonlinear analysis, eigenvalue analysis, and Flint [12] solution.

For the mentioned displacements at instability, the eigenvalue

results in the best fit of the geometrical nonlinear results.

5.2 Pad rotation

Bridges constructed with precast beams can have the pads skewed to the beam longitudinal axis. For the PCI BT-54, the skewed situations of 22.5 degrees and 45 degrees for the pad are simulated and compared to the aligned case. Figure 13 presents the results of nonlinear geometrical analysis of load applied at midspan versus rotation at the same point. Figure 14 shows the load-lateral displacement response from geometrical nonlinear analysis and eigenvalue analysis considering Massey apud Mandal and Calladine [16] hypothesis for imperfections.

The instability load is considerably reduced when the pad was skewed relative to beam axis in the nonlinear analysis. For 22.5 degrees, the reduction was 31 % compared to the aligned beam, and for 45 degrees, the decrease was 46.7 %.

Table 5 presents the comparison between instability load of analytical results of Flint [12], eigenvalue analysis and geometrically nonlinear analysis. Besides, the differences concerning the geometrical nonlinear analysis results are presented.

For pads skewed 22.5 degrees, the best fit was obtained by Flint [12] solution. For pads skewed 45 degrees, the best fit was the

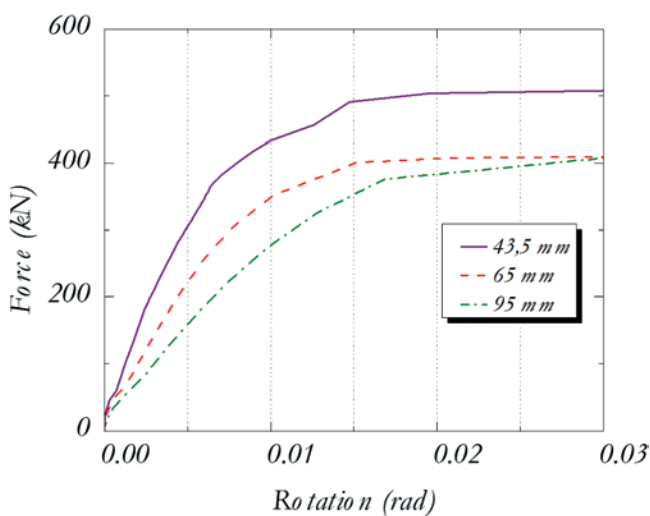


Figure 11
Load-rotation response from geometrical nonlinear analysis

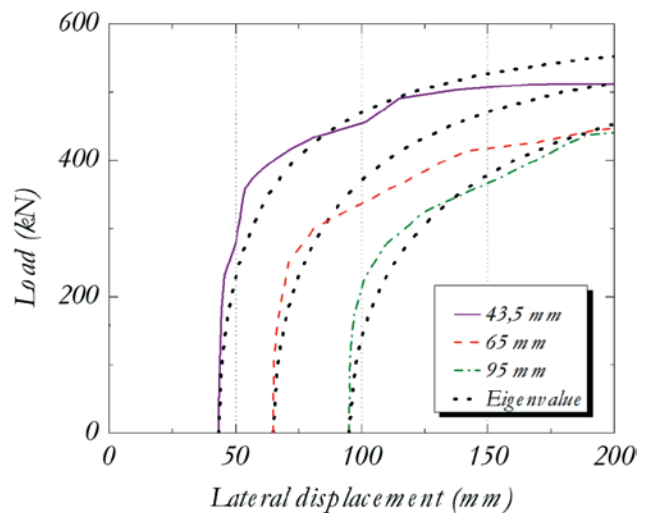


Figure 12
Numerical and analytical load-lateral displacement response

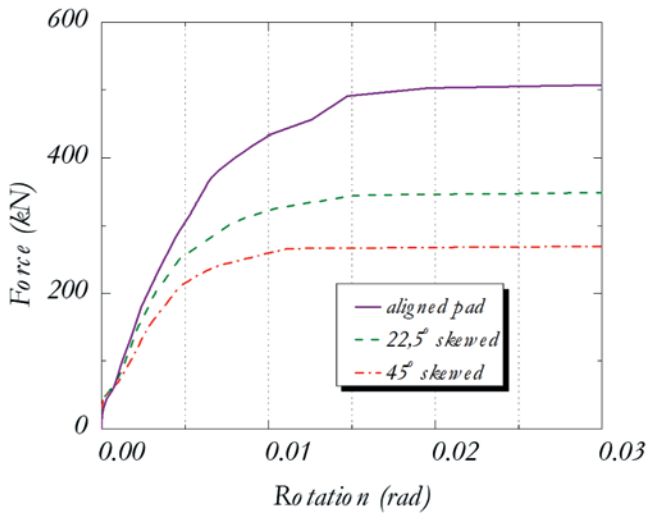


Figure 13
Load-rotation response for aligned and skewed pads

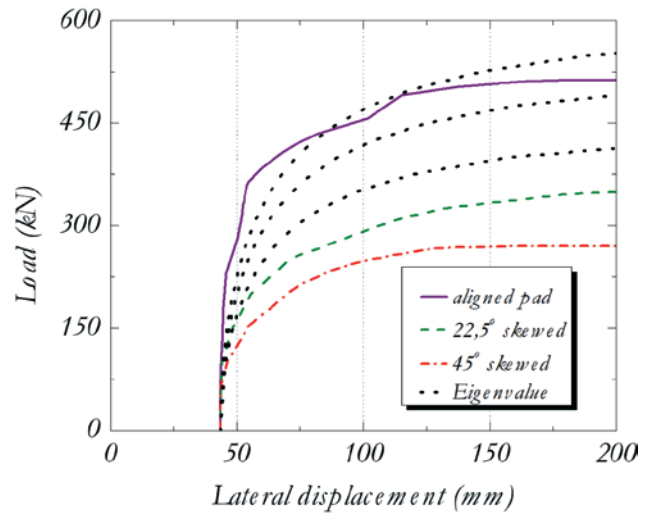


Figure 14
Load-lateral displacement response

Table 5

Comparison between numerical and analytical solutions

Formulation	Aligned (kN)	Difference (%)	Skewed pad (kN)			
			22.5°	Diff. (%)	45°	Diff. (%)
Geometrical nonlinear	503.3	-	347.0	-	268.0	-
Eigenvalue	516.0	2.5	458.9	32.2	386.6	44.3
Flint [12]	586.7	16.6	266.6	23.1	No solution	-

eigenvalue analysis, because no solution was obtained by Flint [12] equation.

5.3 Modulus of elasticity variation

The beam tested by Hurff and Kahn [3] has the modulus of elasticity of 30.8 GPa which is taken as reference. Two more cases are considered to evaluate the influence of this parameter on the stability behavior of the beam tested by the authors, 40 GPa and 50 GPa. Figure 15 presents the results of nonlinear geometrical analysis and Figure 16 the load-lateral displacement of nonlinear geometrical analysis and the eigenvalue analysis. The main influence of the modulus of elasticity in the geometrically nonlinear analysis was in the initial range of the force versus rotation curve. However, the instability load increases little compared to the reference case. The increase in modulus of elasticity from 30.8 GPa to 40 GPa had little improvement in the instability load. Relative to 50 GPa, the increase was 7.6 %.

Table 5 presents the comparison of nonlinear geometrical analysis to the eigenvalue analysis and the analytical solution of Flint [12].

The eigenvalue solutions presented best fit to the instability load obtained from the nonlinear geometrical analysis. The parameter

$$\frac{4}{3} \frac{C}{k_0}$$

that adjusts the instability load in Flint [12] solution

decreases with increase in modulus of elasticity. For 50 GPa, the parameter results negative which has no physical meaning.

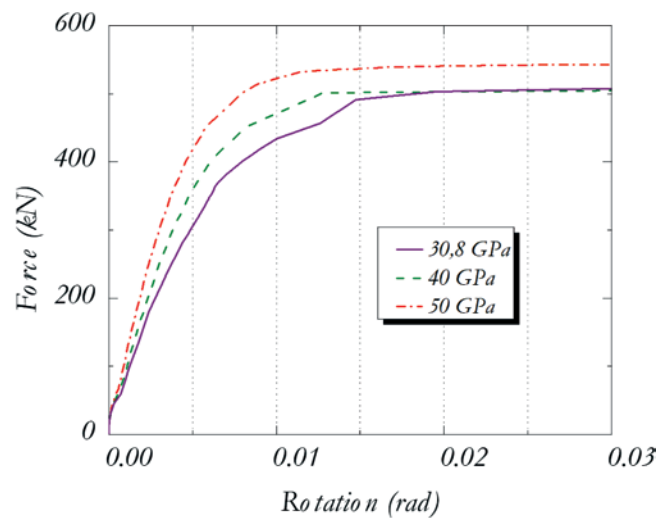


Figure 15
Load-rotation response for modulus of elasticity variation

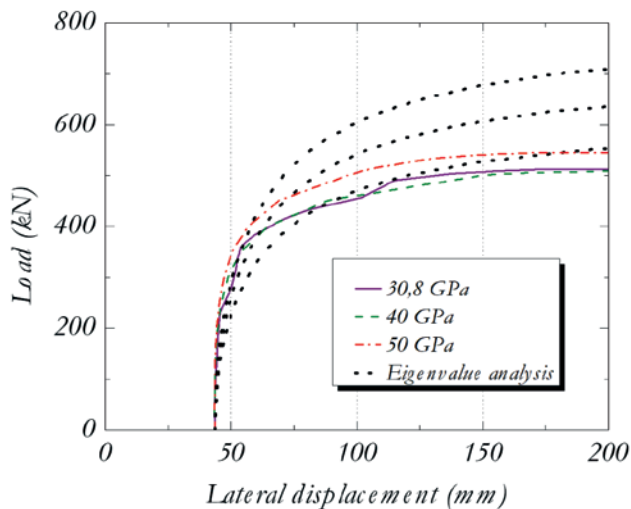


Figure 16
Load-lateral displacement response

5.4 Top flange width variation

In some beam bridges, the beams have no top flange in construction stages, as the SY series of precast beams fabricated in the United Kingdom, Stratford et al. [9]. The PCI BT-54 is taken as a reference, to evaluate the top flange influence on lateral stability behavior and the top flange is reduced until reaches the web width. The flange widths considered are 106.7 cm, 61 cm, and 15.2 cm. Figure 17 presents the results of the nonlinear geometrical analysis. The rotation of 0.02 rad is deemed to be critical for lateral stability. Figure 18 shows the comparison of load-lateral displacement response from geometrical nonlinear analysis and the eigenvalue analysis. The decrease in top flange width reduces the load of instability. In the geometrical nonlinear analysis results, for the flange width of 61 cm the reduction in instability load was 22.7 % compared to the reference

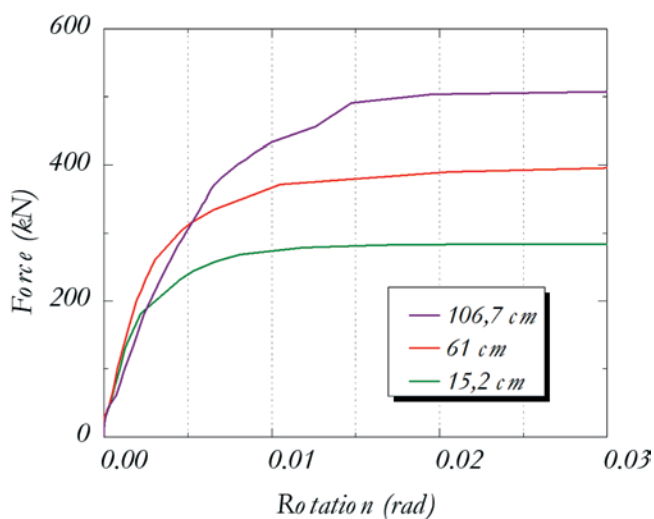


Figure 17
Load-rotation response for top flange variation

case, and for the beam with no top flange, the decrease was 44.1 %. Table 7 presents the comparison of nonlinear geometrical analysis to the eigenvalue analysis and the analytical solution of Flint [12]. The eigenvalue results presented the best fit to the geometrical nonlinear analysis.

5.5 Span variation

PCI BT-72 is another type of PCI bulb-tee beam which is commonly used for large spans. This beam was taken with a span of 41.45 m to compare to the lateral stability behavior to the PCI BT-54 presented in [3]. Camber and lateral imperfections for PCI BT-72 are taken proportional to the values reported for PCI BT-54 that are 150.4 mm and 59.1 mm, respectively. Figure 19 and Figure 20 present the comparison of results. The limit displacement for PCI BT-72 adopted is 210 mm, according to the geometrical nonlinear analysis.

The instability load obtained from the geometrically nonlinear analysis for the PCI BT-72 is 391.9 kN whose difference is 13.7 % for the reference case. As the displacements at instability are different, its valuable compare the load carrying capacity for a same large lateral displacement, as 150 mm. For this case, the difference between the considered cases is 22.8 %. Table 8 presents the comparison of geometrical nonlinear analysis to the eigenvalue analysis and the analytical solution of Flint [12]. The eigenvalue solution presented the best fit compared to the instability load obtained from the geometrical nonlinear analysis.

6. Conclusions

From the numerical and analytical studies of the lateral stability of precast beams supported by elastomeric bearing pads, the main findings are:

- a) The consideration of the geometrical nonlinear effects to simulate the stability of beams supported by elastomeric bearing pads presented good approximation of the experimental load

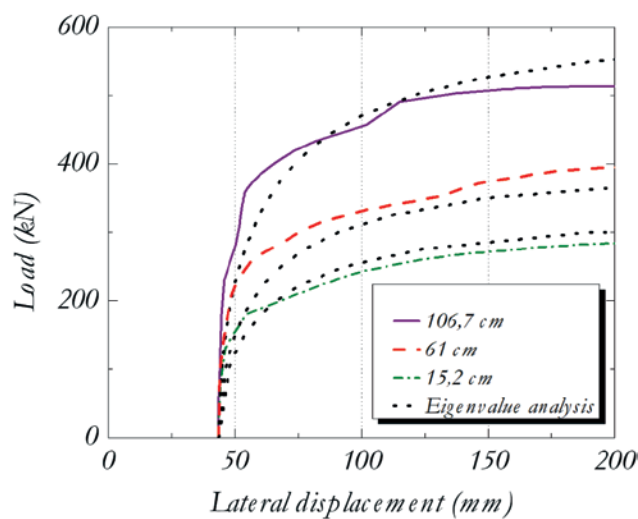


Figure 18
Load-lateral displacement response

Table 7

Comparison between numerical and analytical solutions of instability load

Formulation	Top flange width (cm)					
	106.7	Diff. (%)	61	Diff. (%)	15.2	Diff. (%)
Geometrical nonlinear	503.3	-	359.0	-	266.8	-
Eigenvalue	516.0	2.5	341.2	5.0	280.2	5.0
Flint [12]	586.7	16.6	450.0	25.3	403.2	51.1

Table 8

Comparison between numerical and analytical solutions of instability load

Formulation	BT-54	Diff. (%)	BT-72	Diff. (%)
Geometrical nonlinear	503.3	-	413.8	-
Eigenvalue	516.0	2.5	342.6	17.2
Flint [12]	586.7	16.6	492.8	19.1

versus midspan rotation response of the beam PCI BT-54 tested by Hurff and Kahn [3]. The difference between numerical and experimental instability loads was 8.7 % which was the best fit compared to the other utilized solutions.

- b) From the simplified analyses, which considers the secant rotational stiffness of the bearing pad, the eigenvalue solution presented the best fit of the load versus lateral displacement curve obtained from the geometrically nonlinear analysis. For the displacement that corresponds to instability, the difference in the instability load was 2.5 %. The hypothesis of Massey apud Mandal and C. R. Calladine [16] was utilized to account initial lateral displacements.
- c) For the others solutions presented to obtain the buckling load, Flint [12] equation showed the best fit compared to the experimental result given in [3]. The difference was 26.7 %. The other

solutions considerably overestimate the instability load.

- d) From the comparison of the simplified solutions with the experimental results presented by Consolazio [13], the best fit was obtained for the eigenvalues analysis. The differences for aligned and 45 degrees skewed pads was 36.6 % and 22.8 %, respectively. Besides, the Southwell [15] hypothesis was considered to account initial lateral displacements.
- e) The increase in lateral imperfection has a significant effect on beam lateral stability. For the rotation of 0.02 rad which is considered as critical, the difference in instability load between the reference case, which has initial imperfection of 43.5 mm, and the further cases, which have 65 mm and 95 mm, were 19.1 % and 24.1 %, respectively.

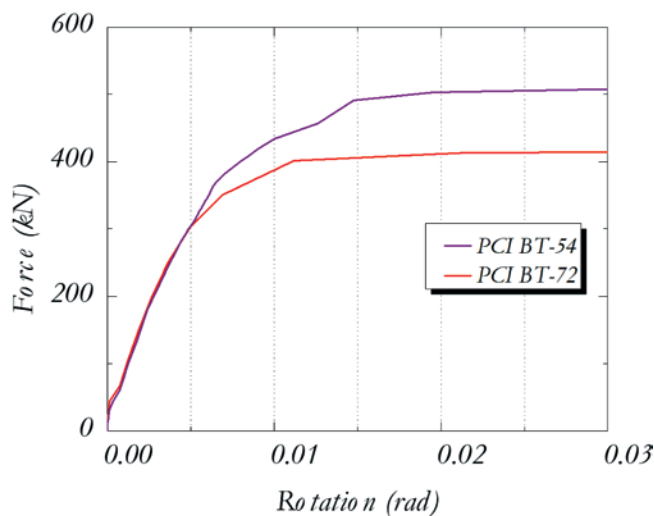


Figure 19
Load-rotation response

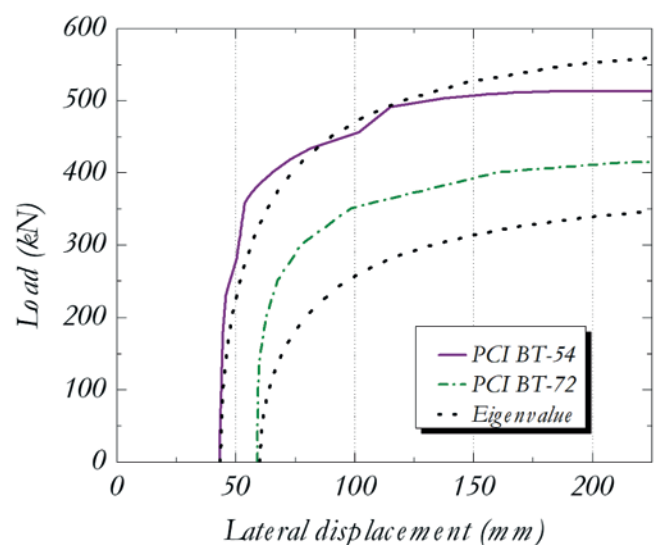


Figure 20
Numerical and analytical load-lateral displacement response

- f) The variation of modulus of elasticity has a small influence in the geometrically nonlinear analysis of the beam PCI BT-54. The maximum change in the limit load of the numerical model was 7.6 % among the cases of 30.8 GPa and 50 GPa. The comparison between the instability load obtained from the geometrically nonlinear analysis and eigenvalue solution resulted in differences of 18.2 % and 22.5 % for the cases of 40 GPa and 50 GPa.
- g) For pad rotation concerning the beam axis in the geometric nonlinear analysis, the instability load of the aligned pad is 31 % greater than the case with the pad skewed 22.5 degrees and 46.7 % greater than the pad 45 degrees skewed. For pads 22.5 degrees skewed, the Flint [12] was the best fit with a difference of 23.1 % compared to the instability load obtained from the geometrically nonlinear analysis. For 45 degrees, the eigenvalue solution presented the best fit, with a deviation of 44.3 %.
- h) The reduction in the top flange width has high impact in the instability limit load. For the further cases of the top flange with 62 cm and 15.2 cm, the decrease in limit load was 22.7 % and 44.1 %, respectively. The eigenvalue solution presented the best fit to the geometrical nonlinear result with differences 5.0 % for the further cases.
- i) For a lateral displacement of 150 mm in the geometrically nonlinear analysis, the difference between the load carrying capacity of the beams PCI BT-54 and PCI BT-72 is 22.8 %. The best fit for the instability load of the PCI BT-72, resulted from the nonlinear analysis, was obtained by the eigenvalue solution whose difference was 17.2 %.
- j) There is the necessity of further experimental researches in this field given the few existing ones. Besides, the development of new analytical solutions that better predicts the instability load of the beams in this construction situations.
- [7] J. M. Bairán and A. Cladera, "Collapse of a precast concrete beam for a light roof. Importance of elastomeric bearing pads in the element's stability," *Eng. Fail. Anal.*, vol. 39, pp. 188–199, 2014.
- [8] P. Lebel, "Stabilité élastique des poutres en béton précontraint à l'égard de déversement latéral," *Ann. Batim. des Trav. Publics*, vol. 141, pp. 780–830, 1959.
- [9] T. J. Stratford, C. J. Burgoyne, and H. P. J. Taylor, "Stability design of long precast concrete beams," in *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Bridges*, 1999, pp. 159–168.
- [10] T. J. Stratford and C. J. Burgoyne, "Lateral stability of long precast concrete beams," in *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Bridges*, 1999, vol. 124, pp. 169–180.
- [11] P. A. Krahl, M. C. V. Lima, and K. M. El Debs, "Recommendations for verifying lateral stability of precast beams in transitory phases," *IBRACON Struct. Mater. J.*, pp. 1–20, 2015.
- [12] A. R. Flint, "The Influence of Restraints on the Stability of Beams," *Struct. Eng.*, pp. 235–246, 1951.
- [13] G. R. Consolazio, "Experimental Validation Of Bracing Recommendations For Long-Span Concrete Girders," Florida, 2012.
- [14] S. Timoshenko and J. Gere, *Theory of Elastic Stability*, 3^a edition. New York: McGraw-Hill, 1988.
- [15] R. V. Southwell, "On the analysis of experimental observations in problems of elastic stability," *Proc. R. Soc.*, vol. 135, pp. 601–616, 1932.
- [16] P. Mandal and C. R. Calladine, "Lateral-torsional buckling of beams and the Southwell plot," *Int. J. Mech. Sci.*, vol. 44, no. 12, pp. 2557–2571, 2002.
- [17] J. B. Hurff, "Stability of Precast Prestressed Concrete Bridge Girders Considering Imperfections and Thermal Effects," Georgia Institute of Technology, 2010.
- [18] M. C. V. Lima and M. K. El Debs, "Numerical and experimental analysis of lateral stability in precast concrete beams," *Mag. Concr. Res.*, vol. 10, pp. 635–647, 2005.

7. Acknowledgements

Authors gratefully acknowledge the funding provided by CNPq (National Counsel of Technological and Scientific Development).

8. References

- [1] R. F. Mast, "Lateral stability of long prestressed concrete beams, part 1," *PCI J.*, vol. 34, pp. 34–53, 1989.
- [2] C. J. Burgoyne and T. J. Stratford, "Lateral instability of long-span prestressed concrete beams on flexible bearings," *Struct. Eng.*, vol. 79, pp. 23–26, 2001.
- [3] J. B. Hurff and L. F. Kahn, "Rollover stability of precast, prestressed concrete bridge girders with flexible bearings," *PCI J.*, pp. 96–107, 2012.
- [4] P. A. Krahl, "Instabilidade lateral de vigas pré-moldadas em situações transitórias," Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 2014.
- [5] J. Lee, I. Kalkan, J. Lee, and J.-H. Cheung, "Rollover instability of precast girders subjected to wind load," *Mag. Concr. Res.*, vol. 69, no. 2, pp. 68–83, 2017.
- [6] R. G. Oesterle, M. J. Sheehan, H. R. Lotfi, W. G. Corley, and J. J. Roller, "Investigation of Red Mountain Freeway Bridge Girder Collapse," 2007.

Computational modeling for predicting corrosion initiation in reinforced concrete structures

Modelagem computacional para predição do período de iniciação da corrosão em estruturas de concreto armado

W. K. DOMINICINI ^a
wagner.kd@gmail.com

J. L. CALMON ^a
calmonbarcelona@gmail.com

Abstract

This article presents a model for penetration of chloride by diffusion in reinforced concrete structures based on the solution of the Fick's 2nd Law, using the finite element method (FEM) in two-dimensional domain. This model predicts the time, in a given situation, so that a certain limit of chlorides for depassivation of reinforcement is reached, characterizing the end of service life. Several approaches for the chloride surface concentration and for the diffusion coefficient are used, parameter which must be corrected due to the effects of temperature, solar radiation, exposure time, and relative humidity. Moreover, a parametric analysis is carried out in order to study the factors involved and their impact on the ingress of chlorides by diffusion, contributing to a better understanding of the phenomenon. In addition, the developed model is applied to the cities of Vitória (ES) and Florianópolis (SC) to analyze the service life for different concrete covers, making a comparison with the Brazilian standard.

Keywords: chlorides, corrosion, diffusion, finite element method, service life.

Resumo

Este trabalho apresenta um modelo de penetração de cloretos por difusão em estruturas de concreto armado baseado na solução da 2ª Lei de Fick, utilizando o método dos elementos finitos (MEF) no domínio bidimensional. Este modelo prevê o tempo necessário, em determinada situação, para que um determinado limite de cloretos para a despassivação da armadura seja atingido, caracterizando o fim da vida útil. Utilizam-se diversas abordagens para a concentração superficial de cloretos e para o coeficiente de difusão, parâmetro que deve ser corrigido devido aos efeitos da temperatura, da radiação solar, do tempo de exposição e da umidade relativa. Além do mais, é realizada análise paramétrica visando o estudo dos fatores intervenientes e seus impactos na penetração de cloretos por difusão, de modo a contribuir para uma maior compreensão do fenômeno. Ademais, o modelo desenvolvido é aplicado às cidades de Vitória (ES) e Florianópolis (SC) analisando-se a vida útil para diferentes cobrimentos de concreto, fazendo um paralelo com a norma brasileira.

Palavras-chave: cloretos, corrosão, difusão, método dos elementos finitos, vida útil.

^a Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Vitória, ES, Brasil.

1. Introduction

The current process of changing the paradigm of society in relation to the physical-ecological system gives strength to the theme of sustainable development and, consequently, the construction industry is strongly affected, making the durability of constructions one of the most discussed subjects. Durable structures impact sustainability in two ways: through conservation of energy, raw materials and natural resources; and the reduction in the amount of waste generated. Not to mention the remarkable economic factor, since it has great influence on the cost of the life cycle.

Several are the degradation factors of the reinforced concrete structures. However, special attention must be paid to the corrosion of the reinforcement, one of the most frequent problems and that generate higher costs of repair. Helene [1] provides an analysis of the economic importance of reinforcement corrosion in the world, with surveys in the United States and Spain on the incidence of pathological manifestations in concrete structures and their impacts. Skainy (1987) *apud* Helene [1] points out that in 1985 the volume of resources handled by civil construction in the United States was \$ 300 billion, with repair costs estimated at \$ 50 billion per year, about 16% of the total sector. In all the studies presented, corrosion was one of the pathological manifestations of higher incidence and higher repair costs. In Brazil, a similar situation is observed. Dal Molin [2], in a case study in the state of Rio Grande do Sul, points out that, even though the incidence of reinforced corrosion in the buildings studied is about 11% of the total pathological manifestations found, when considering only the serious manifestations, with implications for structural safety, this figure rises to 40%, with the highest incidence among them. Moreover, the author points out that the corrosion of reinforcement demands an immediate recovery and is usually expensive, since its permanence may represent a risk to the stability of the building.

Corrosion in reinforced concrete structures is an electrochemical process that requires the presence of an electrolyte, a potential

difference, and oxygen. However, the corrosion process will only begin once the reinforcement has been removed, that is, when the thin layer of oxides surrounding the reinforcement is broken [3]. The depassivation of the reinforcement occurs mainly due to two mechanisms: carbonation and chloride action. Although carbonation corrosion occurs in a generalized way, the damage associated with it is usually manifested in the form of cracking and displacement of the cover before a significant reduction in the section of the bar has occurred. In the case of chloride action, an extreme loss of the sectional area of the reinforcement can be reached before any other form of deterioration can be detected. This is the most studied mechanism of corrosion and the one that causes greater damages.

In the corrosion by chloride attack an accumulation of chloride ions occurs in the pore solution in the area of the reinforcement until, upon reaching a critical amount, there is a localized break of the passivating layer [3]. Among the most common sources of chloride contamination in the concrete are contaminated additives or aggregates and the penetration of de-icing salts or seawater solutions through the cover, which acts as a physical protection, making it difficult for external aggressive agents to enter [4].

The durability of the structures is intrinsically linked to the concept of service life. Among the various definitions, stands out the one presented by Andrade [5], who considers service life as “the one during which the structure preserves all the minimal characteristics of functionality, resistance and external aspects required”.

A simplified model for the service life associated with corrosion was proposed by Tuutti [6] and has since been used by practically all the studies. In this study, the corrosion process is divided into two stages (Figure 1). The initiation period, which includes the period of time until the depassivation of the reinforcement, is usually the longest period and, in the case of chloride action, its duration depends on the rate of penetration of chloride ions in the concrete, the depth of the concrete cover and concentration of chlorides. The propagation period is considered as the time between depassivation of the steel rebar, when the corrosion process starts, and the moment when an unacceptable degree of corrosion is reached, marking the end of the service life. This period is considerably shorter and its prediction is rather complex due to the number of intervening factors and the difficulty of obtaining precise input parameters. Thus, it is common to regard the end of the initiation period as the end of service life.

The Brazilian standard NBR 6118 [7] still addresses the durability in a qualitative way, specifying minimum concrete cover and minimum qualities of cover concrete to ensure service life. This standard is based on previous results, not providing information on the service life of structures. However, greater knowledge about the transport mechanisms of liquids, gases and ions in the concrete, makes it possible to associate time with mathematical models that quantitatively express these mechanisms. Thus, deterministic methods allow the evaluation of the service life expressed in number of years and no longer in only qualitative criteria of adequacy of the structure to a certain degree of exposure [8].

Consequently, there is an effort to mathematically model the phenomenon of reinforcement corrosion, allowing the estimation of service life of reinforced concrete structures in order to adequately guide the maintenance activities and to design based on the

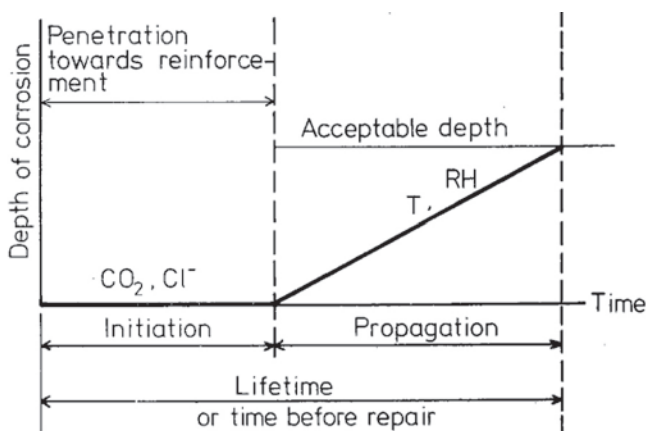


Figure 1
Simplified model for service life associated to corrosion

Source: adapted from Tuutti [6]

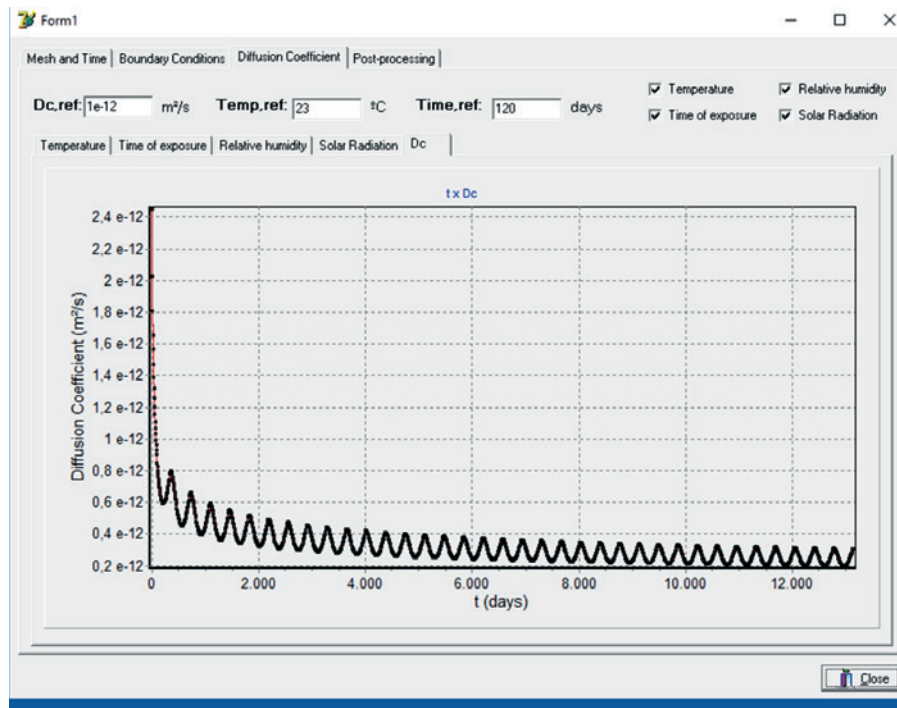


Figure 2
Interface of software developed

durability, not only on the mechanic strength and structural safety. Although it has been a much studied subject since the 70's, there are many gaps in the knowledge of the processes of corrosion of reinforcements. A considerable amount of service life prediction models has already been developed. However, the existence of a large number of intervening factors, the lack of a precise understanding about the physical models that cover these factors and the difficulty in obtaining exact input parameters, of real structures and over long periods, are enormous obstacles found in their modeling [9]. Thus, there is still no widely accepted approach, and these models have not yet been able to effectively reach the market.

Therefore, this study presents a diffusion chloride penetration model in reinforced concrete structures using the finite element method (FEM) in the two-dimensional domain. This model foresees the time required, in a given situation, so that a certain limit of chlorides for the depassivation of the reinforcement is reached. This study will contribute to the understanding of the phenomenon of corrosion in concrete structures, as well as to serve as a basis for the development of increasingly accurate future models for the reproduction of reality. Moreover, a parametric analysis is carried out aiming at the study of the intervening factors and their impacts on the penetration of chlorides by diffusion, in order to contribute to a better understanding of the phenomena involved. Also, the developed model is applied to the city of Vitória (ES) and Florianópolis (SC), using the local climatic parameters to analyze the service life for different concrete covers.

¹ <http://gmsh.info/>

2. Chloride diffusion model

This section provides an overview of the software developed and presents the model used. The program was developed using Object-Pascal (Delphi® 7.0); an object-oriented language in the Windows® environment and it is based on the finite element method (FEM) in the two-dimensional domain. Free external software (GMSH¹) is used for the generation of meshes. However, all the rest of the procedures are performed by the software program itself, through a user-friendly interface (Figure 2) and data entry windows that allow the manipulation of all parameters considered. The program was developed based on Tavares [10], with the insertion of different models for surface concentration and the implementation of the influence of solar radiation and skin effect.

This study presents a model of penetration of chlorides in structures of reinforced concrete by diffusion based on the solution of Fick's 2nd Law (Equation 1).

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D \frac{\partial C}{\partial y} \right) \quad (1)$$

Where C is the concentration of chlorides, t the time, x and y is the spatial coordinates and D is the apparent diffusion coefficient of chlorides.

This model foresees the evolution of the chloride concentration over time, as well as the time required, in a given situation, so that the chloride limit for the depassivation of the reinforcement is reached. Several approaches are used for the superficial concentration of chlorides and

for the estimation of the diffusion coefficient, a parameter that must be corrected due to effects of temperature, time of exposure and relative humidity, in order to estimate the service life of the part studied.

2.1 Diffusion coefficient

Several studies show that the assumption suggested by Crank [11], in which the diffusion coefficient is constant, is not correct [12, 13]. This variation in time leads to large implications for long-term predictions of chloride penetration and thus a constant value can lead to serious errors [12]. Thus, the software developed in this study allows, besides the choice of a constant diffusion coefficient, the consideration of the effect of temperature, solar radiation, relative humidity, time of exposure and skin effect.

The diffusion coefficient is determined from a reference coefficient, measured in the laboratory and influenced by several internal parameters, such as concrete mix design, cure and composition of the concrete, multiplied by a series of functions, used to model the influence of cement hydration and of the environment where the concrete is located (Equation 2).

$$D_c = D_{c,ref} \cdot f_1(T) \cdot f_2(t_e) \cdot f_3(h) \quad (2)$$

Where D_c , ref is the reference diffusion coefficient, measured at the specified temperature and time, $f_1(T)$ considers the influence of temperature and solar radiation, $f_2(t)$ of the degree of hydration and $f_3(h)$ of the relative humidity of pores.

2.1.1 Effect of temperature

The effect of temperature on the diffusion coefficient is estimated by the Arrhenius equation (Equation 3), which expresses the variation of a chemical reaction with temperature.

$$f_1(T) = \exp\left[\frac{U}{R}\left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T}\right)\right] \quad (3)$$

Where U is the activation energy of the chlorides diffusion process (kJ/mol), R is the gas constant (kJ/K mol), T_{ref} is the reference temperature at which the diffusion coefficient was measured (K), and T is the temperature in the concrete (K). The thermal sensitivity of a reaction is indicated by the activation energy, which is the amount of energy required for a reaction to occur. Page *et al.* [14] suggests values for diffusion activation energy in cement pastes of (41.8 + - 4.0) kJ / mol, (44.6 + - 4.3) kJ / mol and (32.0 + - 2.4) kJ / mol for water/cement ratios of 0.4, 0.5 and 0.6, respectively.

In order to mathematically model the temperature variation in the concrete, the developed software uses a sinusoidal function. Equation 4, defined from the annual maximum temperature (T_{max}), the annual minimum temperature (T_{min}) and the day on which the highest temperature occurs (day_{max}), determines the temperature (T) for a given day of the year (t).

$$T = \frac{T_{min} + T_{max}}{2} + \frac{T_{max} - T_{min}}{2} \times \sin\left(\frac{t}{365} \times 2\pi + \left(0,5 - \frac{2 \times day_{max}}{365}\right) \times \pi\right) \quad (4)$$

2.1.2 Effect of solar radiation

The radiation emitted by the sun and incident in the Earth's atmosphere causes an increase in temperature in the structures. This variation has a direct influence on the diffusion coefficient of chlorides. Despite this influence, this is still a subject little addressed and its consideration is an innovation presented in this model. The solar radiation is considered in the multiplicative function $f_1(T)$ (Equation 3) from an increase in the external temperature.

In the absence of specific measurements of solar radiation for a given location, the data present in the Solarimetric Atlas of Brazil can be used [15]. These data refer to the daily global solar radiation on a monthly average received by a horizontal surface for each month. According to the available data, the total daily solar radiation on a sloping surface is obtained from the global radiation on a horizontal surface. To do this, one must know the direct and diffuse components of the radiation on the horizontal surface. The direct radiation is the one received from the sun without being dispersed by the atmosphere and the diffuse radiation is the one received from the sun after its direction has been altered by the atmosphere [16].

The method proposed by Liu and Jordan (1963, 1967) *apud* Agullo [17], allows estimating the daily diffuse radiation, H_d , from the daily global radiation on monthly average, H_o , according to Equation 5.

$$H_d = H_o \cdot (1,39 - 4,027K_T + 5,531K_T^2 - 3,108K_T^3) \quad (5)$$

Where, K_T is the average monthly cloudiness index, defined by the ratio between daily global radiation, monthly average, H_o and solar extraterrestrial radiation, monthly average, H_e (Equation 7). The method for obtaining the daily solar radiation on a sloped surface presented below is used by Agullo [17] and is also described by Duffie and Beckman [16].

$$K_T = \frac{H_o}{H_e} \quad (6)$$

Extraterrestrial solar radiation can be found by the expression:

$$H_e = \frac{24}{\pi} \cdot r^2 \cdot I_{SC} (\cos \delta \cos \phi \sin h_s + h_s \sin \delta \cos \phi) \quad (7)$$

In which:

r^2 : correction factor of the solar constant for each day of the year (Equation 8);

I_{SC} : solar constant $I_{SC} = 4870.8$ KJ / hm^2 ;

ϕ : surface latitude;

δ : solar declination;

h_s : module of the hour angle corresponding to the sunset (radians).

$$r^2 = 1 + 0,033 \cos \frac{360 Z}{365} \quad 1 \leq Z \leq 265 \quad (8)$$

The time angle and the declination are the coordinates that define the position of the sun with respect to a point P on the Earth's surface (Figure 3). According to Duffie and Beckman [16]: the latitude is the angular location to the north or south of the equator, being null at the equator, +90 ° in the north pole, and -90 ° in the south pole; The solar declination (δ) is the angular position of the noon

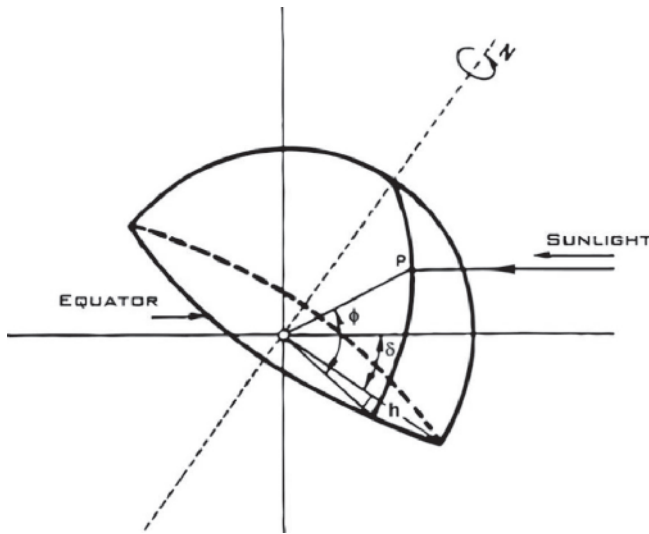


Figure 3
Latitude, hour angle, solar declination
Source: adapted from Agullo[16]

sun in relation to the plane of the equator, positive north ($-23.45^\circ \leq \delta \leq 23.45^\circ$); The time angle (h) is the angular displacement of the sun to the east or west of the local meridian due to the rotation of the Earth on its axis at 15° per hour (360° in 24 hours) - being zero when the sun passes through the meridian of the point (solar noon), positive in the afternoon and negative in the morning. The declination can be found by Equation 9:

$$\delta = \frac{180}{\pi} \left(\begin{array}{l} 0,006918 - 0,399912 \cos B + 0,070257 \sin B - \\ 0,006758 \cos 2B + 0,000907 \sin 2B - \\ 0,002697 \cos 3B + 0,00148 \sin 3B \end{array} \right) \quad (9)$$

Where B is given by:

$$B = \frac{360}{365} (n - 1) \quad (10)$$

Being n the n^{th} day of the year.

The time angle corresponding to the sunset can be obtained by Equation 11:

$$h_s = -\tan \phi \tan \delta \quad (11)$$

Thus, the diffuse radiation component (H_d) is defined.

The direct component of the radiation, H_b , is obtained by the difference between the daily global radiation and its diffuse component (Equation 12).

$$H_b = H_0 - H_d \quad (12)$$

After calculating the diffuse and direct components of the daily global, monthly average radiation on a horizontal surface, one can obtain the hourly radiations in the interval between sunrise and sunset in the studied location. To do so, one must know the duration of the solar day, defined in relation to the true solar time (TSV). TSV is the time based on the apparent angular movement of the sun, with solar noon when the sun crosses the meridian of the observer, which does not coincide with local time [16].

The start time and the end time of the solar day are defined by Equation 13 and Equation 14, respectively [17].

$$TSV_i = 12 - \frac{1}{15} \cos^{-1}(-\tan \phi \tan \delta) \quad (13)$$

$$TSV_f = 12 + \frac{1}{15} \cos^{-1}(-\tan \phi \tan \delta) \quad (14)$$

Thus, the global and diffuse hourly radiations for each hour of the solar day can be obtained, respectively, by Equations 15 and 16,

$$H_{h,0} = r_t \cdot H_0 \quad (15)$$

$$H_{h,d} = r_d \cdot H_d \quad (16)$$

In which the factors r_t and r_d , defined as a function of the hour angle, are determined from Equations 17 and 18, respectively.

$$r_d = \frac{\pi}{24} \cdot \frac{\cos h - \cos h_s}{\sin h_s - h_s \cos h_s} \quad (17)$$

$$r_t = \frac{\pi}{24} \cdot (a + b \cos h) \cdot \frac{\cos h - \cos h_s}{\sin h_s - h_s \cos h_s} \quad (18)$$

Where h is the hour angle, obtained by:

$$h = (TSV - 12) \cdot 15 \quad (19)$$

$$a = 0,4090 + 0,5016 \sin(h_s - 60) \quad (20)$$

$$b = 0,6609 + 0,4767 \sin(h_s - 60) \quad (21)$$

Direct hourly radiation is found by the difference between the global hourly radiation and the diffuse hourly radiation.

$$H_{h,b} = H_{h,0} - H_{h,d} \quad (22)$$

Once the direct and diffuse hourly components of the solar radiation on a horizontal surface are obtained, the radiation incident on a sloped surface can be determined. The direct component on a sloped surface can be expressed by Equation 23.

$$I_{h,b} = R_b \cdot H_{h,b} \quad (23)$$

Where the factor R_b is given by the ratio between the cosine of the angle of incidence of the solar rays (θ) and the cosine of the zenith (ψ).

$$R_b = \frac{\cos \theta}{\cos \psi} \quad (24)$$

Where S is the angle between the plane of the surface in question and the horizontal:

$$\cos \theta = \sin \delta \sin \phi \cos S - \sin \delta \cos \phi \sin S \cos \gamma + \cos \delta \cos \phi \cos S \cos h + \cos \delta \quad (25)$$

$$\cos \psi = \sin \phi \sin \delta + \cos \phi \cos \delta \cos h \quad (26)$$

According to Duffie and Beckman [16]: the angle of incidence of solar rays (θ) is the angle between the direct radiation on a surface and the normal one to that surface; The zenith (ψ) is the angle between the vertical and a line to the sun; The surface azimuth (γ) is the deviation of the projection, on horizontal plane, from the normal

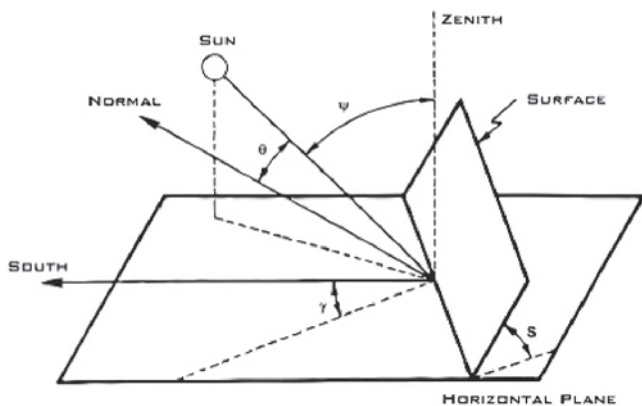


Figure 4
Incidence of sunlight on sloped surface

Source: adapted from Agullo [16]

to the surface, with zero in the south, negative east and positive west (Figure 4).

By using Equation 25, the angle θ can exceed 90° , which means that the sun is behind the surface. Also, it is necessary to ensure that the earth is not blocking the sun, that is, that the hour angle is between sunrise and sunset.

Using the diffused isotropic radiation model proposed by Liu and Jordan (1963) *apud* Duffie and Beckman [16], the radiation on the inclined surface is considered as three components: direct radiation, isotropic diffuse radiation and radiation reflected by the terrain. An inclined surface of angle S with the horizontal has a sky vision factor of $F_c = (1 + \cos S) / 2$. Thus, the diffuse component on the sloped surface is:

$$I_{h,d} = \frac{1 + \cos S}{2} H_{h,d} \tag{27}$$

The sloped surface has a field view factor of $F_T = (1 - \cos S) / 2$, and if the surroundings have a reflection coefficient ρ , the radiation from the terrain to the surface is:

$$I_{h,r} = \rho \cdot \frac{1 - \cos S}{2} \cdot (H_{h,d} + H_{h,b}) \tag{28}$$

Table 1 shows typical reflection coefficient values.

The total hourly solar radiation incident on the inclined surface will be obtained by the sum of the direct, diffused and reflected hour components (Equation 29).

$$I_h = I_{h,b} + I_{h,d} + I_{h,r} \tag{29}$$

Finally, the total daily solar radiation on the inclined surface, I_d , is calculated as the sum of the hourly radiations in the interval of hours of sunshine, from sunrise to sunset. According to Stucky and Derron [18], concrete is not a blackbody and thus only part of the energy received by sunshine and other phenomena is absorbed, and it can be considered, for the wavelength zone in question, from 50 to 70% absorption. The authors also state that the effect of this energy received by radiation in the calculation of the temperature of the concrete can be considered as an increase of the external temperature, according to Equation 30.

$$\Delta T = (0,50 \text{ a } 0,70) \frac{I_d [MJ/m^2 \text{ day}]}{24 [h/day] \cdot \alpha [MJ/m^2 h^\circ C]} \tag{30}$$

Where I_d is the total daily solar radiation and α is the transmission coefficient at the air-concrete contact, which may vary depending on the intensity of the convective currents and wind incident on the surface, from 15 to 40 Cal/m²h°C [18].

2.1.3 Effect of exposure time

The continued hydration of the cement leads to a reduction in the porosity of the concrete. Thus, the aging of concrete, depending on the type of cement, leads to a significant drop in the diffusion coefficient over time and, therefore, disregarding this mechanism can lead to very conservative predictions of corrosion time [13]. The dependence over time is considered through Equation 31.

$$f_2(t) = \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m \tag{31}$$

Where t_{ref} is the time at which the reference diffusion coefficient (s) was determined, t is the exposure time (s) and m is the ageing factor. Bamforth (1998) *apud* Martín-Pérez [19] proposes values of m of 0.264 for ordinary Portland cement (OPC), 0.699 for concrete with fly ash (FA), and 0.621 for concrete with ground granulated blast-furnace slag (GGBS). It is worth mentioning that, in order to increase the reliability of the predictions, there is a need of further studies, addressing the ageing factor “ m ” for several types and levels of admixtures.

2.1.4 Effect of humidity

The effect of humidity on the diffusion coefficient is of great importance, since the diffusion process only occurs in the presence of water in the pores. Thus, Saetta *et al.* (1993) *apud* Martín-Pérez [19] proposes that the reduction in diffusivity with the loss of humidity can be expressed by Equation 32.

Table 1
Coefficient of reflection of the surroundings

Type of soil	ρ
Recent snow	80-90%
No recent snow	60-70%
Cropping areas:	-
Without vegetation	10-15%
Dry grass	28-32%
Prairie and forests	15-30%
Sandy area	15-25%
Cement, concrete	55%
Light sand	25-40%
Water:	-
Summer	5%
Winter	18%

Source: Coronas *et al.* (1982) *apud* Agullo (1991)

$$f_3(h) = \left[1 + \frac{(1-h)^4}{(1+h_c)^4} \right]^{-1} \tag{32}$$

Where h is the relative humidity in the pores of the concrete and h_c is the humidity in which the diffusion coefficient falls to the intermediate value between its maximum and minimum values, Bazant and Najjar *apud* Martín-Pérez [19] assume this value as 0.75 for the drying concrete.

As in the case of temperature, in order to mathematically model the relative humidity variation in the concrete pores throughout the year, the developed software uses a sinusoidal function (Equation 33), defined from the maximum annual humidity, the annual minimum humidity and of the day when the highest humidity occurs.

$$h = \frac{h_{min} + h_{max}}{2} + \frac{h_{max} - h_{min}}{2} \times \sin\left(\frac{t}{365} \times 2\pi + \left(0,5 - \frac{2 \times day_{max}}{365}\right) \times \pi\right) \tag{33}$$

2.1.5 Skin effect

The concrete “skin” is the area closest to the cover surface. It usually has a different composition from that of the innermost layers due to phenomena such as contact with forms, carbonation, brucite precipitation - the concrete exposed to seawater may have its resistivity increased by the formation of a thin surface layer of brucite ($Mg(OH)_2$) [20] -, segregation of aggregates and even when concrete presents some coating or painting [21]. The existence of a surface layer with a different diffusivity will cause a change in the chloride concentration profiles. Higher skin diffusivity values can occur when the skin is carbonated and when chlorides penetrate through capillary suction. The opposite case, with lower diffusivity, occurs when there is some barrier effect on the surface, such as brucite precipitation or coating paint use [21, 22].

Andrade *et al.* [21] models the skin effect considering different values for the diffusivity of the superficial and inner layer, an approach also used in this study. As the concentration of chlorides in the boundary between the skin and the inner part becomes the surface concentration (boundary condition) of the concrete inner part (Figure 5).

2.2 Boundary conditions

To solve Fick’s equation it is necessary to define the boundary conditions of the problem. It is common to consider null value for the initial concentration of chlorides. However, if there is contamination of the ingredients of the mixture, this value can be specified.

The surface concentration of chlorides is commonly considered as a constant value. However, Costa and Appleton [12] point out that it is variable in time and this approximation can cause great errors for long term predictions. In fact, Andrade *et al.* [23] demonstrate the importance of surface concentration by comparing eight diffusion models. The results indicate that the surface concentration assumes a much more significant role than the diffusion coefficient, a theme that usually attracts a much larger number of studies, which is in line with parametric analyses performed by other authors [24,

25]. The authors conclude by stating that a crucial factor is to have a law of consistent surface concentration evolution. Thus, the developed software allows five different approaches, one of them being the adoption of a constant value. It is also possible to select which surfaces are subject to chloride penetration. The approach presented by Uji *et al.* [26] proposes an expression for the boundary condition in which the surface concentration tends to increase with the service time of the structure, according to a linear function of the age root of the concrete (Equation 34).

$$C_s = S\sqrt{t} \quad [\% \text{ concrete weight}] \tag{34}$$

Where S is a coefficient dependent on the structure type and exposure zone [$1/\sqrt{s}$] and t is the exposure time [s]. The intervals of values found by the authors for S were $(5.31-16.6 \times 10^{-6} \text{ } 1/\sqrt{s})$ for the splatter zone, $(18.2-23.5 \times 10^{-6} \text{ } 1/\sqrt{s})$ for the tidal zone and $(1.56-5.57 \times 10^{-6} \text{ } 1/\sqrt{s})$ for the atmospheric zone.

In another approach, proposed by Collins and Grace [27], after an initial increase, the surface concentration reaches a limit value, becoming constant (Equation 35). According to the authors, the magnitude of this limit is related to the cement system and to the porosity of the surface layer.

$$C_s = C_s^{ult} \cdot \frac{t}{t + T_{C_s}} \quad [\% \text{ concrete weight}] \tag{35}$$

Where $C_{s,ult}$ is the final surface concentration, found by the authors

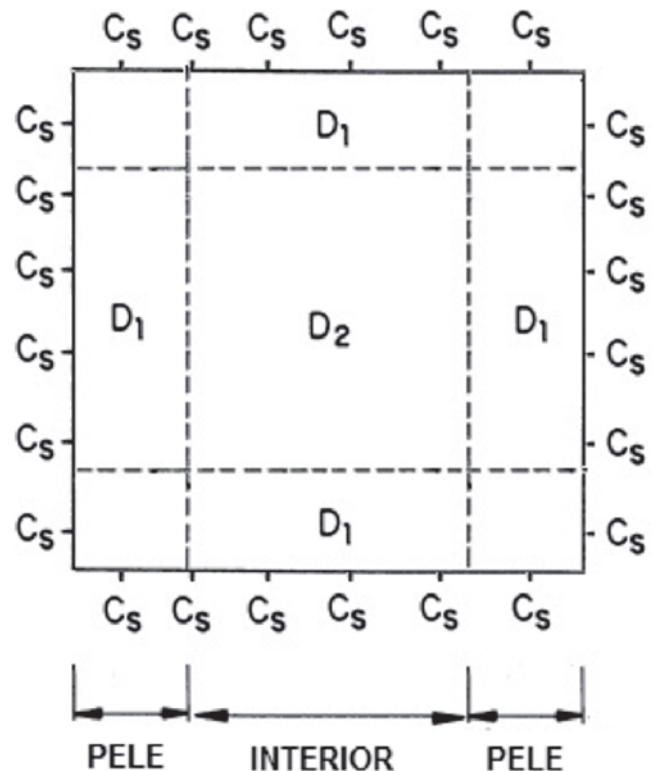


Figure 5
Skin effect

Source: adapted from Andrade *et al.* [20]

Table 2
Summary of the chloride surface concentration models

Authors	Equation	Description
-	$C_s = cte$	Constant during all the structure's service life
Uji <i>et al.</i> (1990)	$C_s = S\sqrt{t}$	Increases with exposure time.
Collins e Grace (1997)	$C_s = C_{s,ult} \cdot \frac{t}{t + T_{CS}}$	After initial increase in the first few years, becomes constant
Ann <i>et al.</i> (2009)	$C_s = C_0 + k\sqrt{t}$	Shows initial accumulation and increases with exposure time
Song <i>et al.</i> (2008)	$C_s = C_0 + \alpha \ln t$	Shows initial accumulation and increases with exposure time

as 0.6% for a ordinary Portland cement concrete with a water cement ratio of 0.4 and cement content of 450 kg/m³, t is the exposure time (days) and T_{cs} is a parameter that regulates the rate of accumulation of chlorides on the concrete surface (days).

As the surface chloride concentration used by the above studies is given in % by weight of concrete, its weight equivalent of cement can be obtained from the cement content in the concrete (kg/m³), according to Equation 36.

$$C_s (\% \text{ cement weight}) = C_s (\% \text{ concrete weight}) \cdot \left(\frac{2300}{\text{cement content (kg/m}^3\text{)}} \right) \tag{36}$$

Ann *et al.* [28] and Song *et al.* [29] present models that consider an initial accumulation of chlorides on the surface, which then increases with the exposure time, from Equations 37 and 38, respectively.

$$C_s = C_0 + k\sqrt{t} \text{ [% cement weight]} \tag{37}$$

Where k is the constant under a linear accumulation condition, t is the exposure time and C₀ is the initial accumulation of chlorides on the surface.

$$C_s = C_0 + \alpha \ln t \text{ [% cement weight]} \tag{38}$$

Where C_{s0} is the surface concentration at a standard time (e.g., 28 days) and α constant parameter to be determined for the data used.

Table 2 presents a summary of the surface chlorite concentra-

tion models implemented in the developed software program.

3. Parametric analyses

The chlorides transport phenomenon, according to the proposed model, involves several parameters that characterize the geometry, the material and the environmental conditions. The aim of this study is to evaluate the influence on chloride penetration of: climatic parameters, exposure time, according to the addition used in concrete, and different approaches for the surface concentration of chlorides (boundary conditions). Table 3 shows the control variables related to geometry and time parameters, common to all studies performed. The other variables are presented in each analysis.

It is important to point out that this study does not aim to find exact values for the concentration of chlorides. Instead, the results obtained should be considered in a relative context, demonstrating the level of influence of each parameter in the initiation period of the structure.

3.1 Influence of climatic parameters on chloride penetration

i. Temperature and humidity

The cities of Florianópolis (SC, Brazil) and João Pessoa (PB,

Table 3
Parametric analysis: control variables (time and geometry)

Control variables		Value
Geometry	Dimensions	8 cm x 8 cm
	Concrete cover	3 cm
Mesh	Type of elements	Linear triangular
	Size of elements	0.002
	Number of nodes	2141
	Number of elements	4088
Time parameters	Final time (T)	50 years
	Time step (Δ _t)	5 days

Table 4
Parametric analysis: control variables

Control variables		Value
Boundary conditions	Initial concentration (C_0)	0 %
	Chloride surface concentration (C_s)	2 % cement weight
Diffusion coefficient	Reference diffusion coefficient ($D_{c,ref}$)	1×10^{-12} m ² /s
	Reference temperature (T_{ref})	23 °C
	Activation Energy (U)	41.8 kJ/mol
	Humidity parameter h_c	0.75

Brazil) were chosen for this analysis because they are two cities of the Brazilian coast and have very different ambient temperature and humidity values. In addition to these cities, Vancouver (BC, Canada) was selected as a coastal city with a considerably cooler and drier climate.

The effects of temperature and humidity are modeled from the functions $f_1(T)$ and $f_3(h)$, present in Equation 2. As a reference, a case with a constant diffusion coefficient in time was used, that is, disregarding the influence of the climatic parameters.

For this analysis, the surface chloride concentration was kept constant over time and the effects of the degree of hydration and the skin effect were not considered in order to facilitate the interpretation of the results regarding the parameters to be studied. Table 4 shows the control variables that make up this study and their respective values. The surface chloride concentration (C_s) and the reference diffusion coefficient ($D_{c,ref}$) were chosen within the ranges found in the literature [10, 12, 26, 28, 29].

Due to the lack of more accurate data, the temperature and relative humidity of the concrete pores were considered in equilibrium with the atmosphere. As reported by Andrade *et al.* [30], the temperature inside the concrete is very similar to the outside temperature. The climatic data of the cities of Florianópolis (SC, Brazil) and João Pessoa (PB, Brazil) were obtained from the National Institute of Meteorology (INMET²)

for the period 1961 to 1990. The data about the City of Vancouver, (BC, Canada) were provided by the Department of Environment and Climate Change Canada (ECCC³) from 1981 to 2010. The values used as input data in the *software* are shown in Table 5.

ii. Solar radiation

This study was carried out for the cities of João Pessoa (PB) and Florianópolis (SC) with the same parameters of the previous item, adding those referring to solar radiation.

The solar radiation is considered in the function $f_1(T)$ (Equation 3) from an increase in the external temperature (Equation 30). Monthly average global solar radiation data on a horizontal surface for each month of the year were obtained from the Solarimetric Atlas of Brazil [15]. The other parameters were selected to represent a structure located in the urban area. Table 6 presents the input data in the program for the modeling of solar radiation for João Pessoa and Florianópolis.

3.1.1 Results and discussion

i. Temperature and humidity

Figure 6 shows the variation of the chloride concentration for the

Table 5
Parametric analysis: annual climatic parameters

Climatic parameters		Florianópolis (SC)	João Pessoa (PB)	Vancouver (BC)
Temperature	Maximum (°C)	24.6	27.2	18
	Minimum (°C)	16.5	24.2	3.6
	Day of maximum annual	45	45	210
Relative humidity	Maximum (%)	84	87	81.2
	Minimum (%)	80	73	61.4
	Day of maximum annual	195	195	15

² <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?=&clima/normaisclimatologicas>

³ http://climate.weather.gc.ca/climate_normals/results_1981_2010_e.html?stnID=889&autofwd=1

Table 6
Parametric analysis: parameters of solar radiation - João Pessoa (PB) and Florianópolis (SC)

JAN		FEB		MAR		APR	
João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis
22	18	20	16	20	14	18	12
MAY		JUN		JUL		AUG	
João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis
16	10	14	8	14	8	18	10
SEPT		OCT		NOV		DEC	
João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis
20	12	22	16	20	18	20	18

Parameters for calculating increase in temperature		
City	João Pessoa	Florianópolis
Latitude	27.5°	7.0°
Surface slope	90°	90°
Surface azimuth	30°	30°
Reflection coefficient of surroundings	0.5	0.5
Absorption factor	60%	60%
heat transfer coefficient	25 Kcal/m ² h °C	25 Kcal/m ² h °C

case of constant diffusion coefficient and for the cities of Florianópolis, João Pessoa and Vancouver. Table 7 shows chloride concentration values for the ages of 5, 10, 20 and 50 years for the studied cases.

It can be observed that the rate of increase in the concentration of chlorides varies throughout the year seasonally, presenting reduction in the inclination of the curve in cooler and dry periods.

For all ages, the case at which the diffusion coefficient was kept constant showed higher concentrations. Florianópolis shows, in relation to the case of constant coefficient, reductions of 53.90%, 36.70%, 22.60% and 14.00% for the ages of 5, 10, 20 and 50 years, respectively. On the other hand, João Pessoa shows reductions of 35.81%, 22.41%, 12.96% and 7.93% for these ages. In relation to the same case, Vancouver, due to its low values of $f_1(T)$ and $f_3(h)$, is the one that shows the greatest

reductions, namely 100%, 100%, 97.94% and 86.78%. In relation to the city of João Pessoa, which resulted in the highest concentrations between the three cities, Vancouver has a concentration reduction of 85.64% for the age of 50 years. Figure 7 shows the isoconcentration maps generated by the software for the cases analyzed.

ii. Solar radiation

In this analysis, the parameters of temperature and humidity of the cities of Florianópolis and João Pessoa were considered, with the increase in the temperature generated by the solar radiation in these cities (Equation 30). Figure 8 shows the chloride concentration variation for the cities of Florianópolis and João Pessoa, demonstrating the effect of considering the influence of solar radiation.

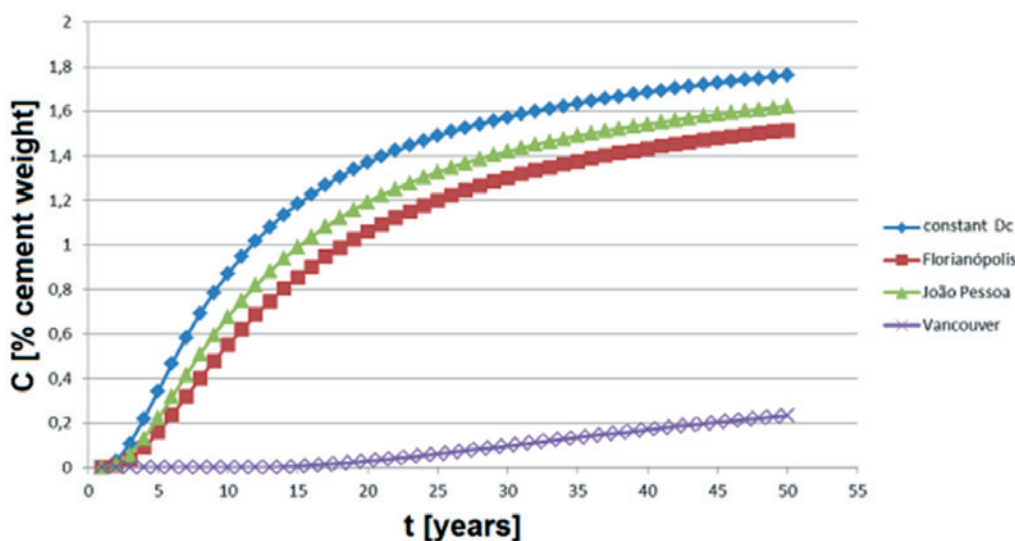
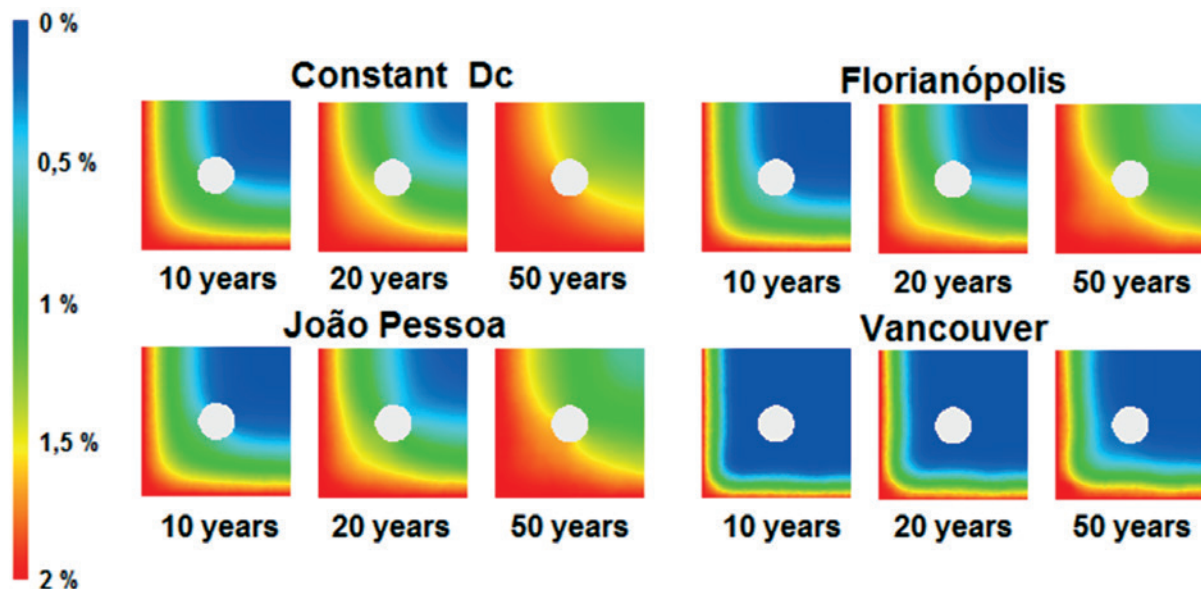


Figure 6
Chloride concentration variation – climatic parameters

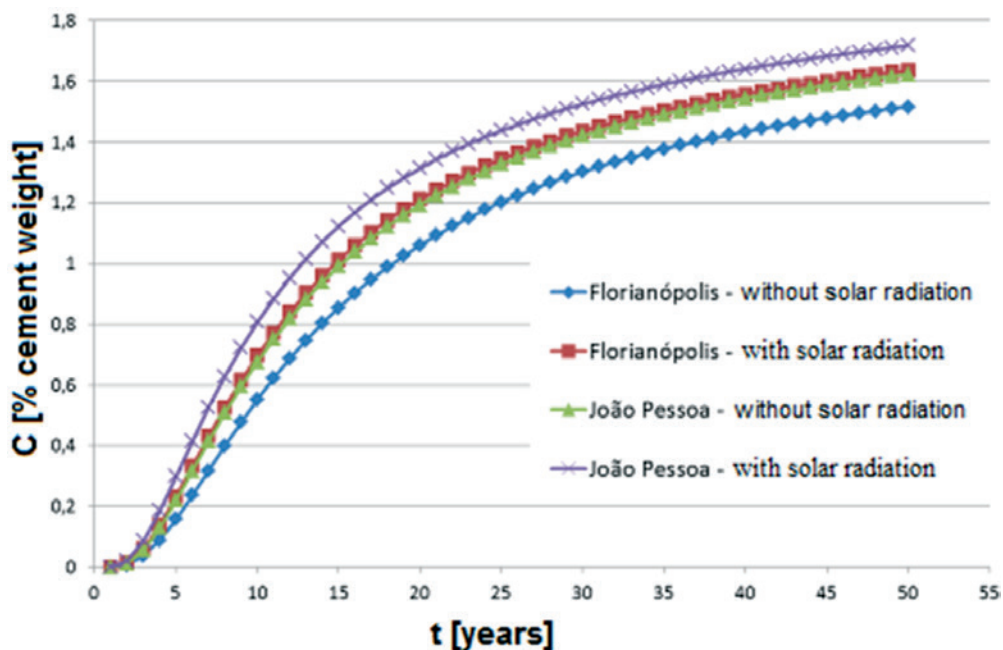
Table 7

Chloride concentration values for 5, 10, 20 and 50 years – climatic parameters

Case	Chloride concentration [% of cement weight]			
	5 years	10 years	20 years	50 years
Constant Dc	0.3432	0.8725	1.3710	1.7635
Florianópolis	0.1582	0.5523	1.0612	1.5166
João Pessoa	0.2203	0.6770	1.1933	1.6237
Vancouver	0.0000	0.0000	0.0283	0.2332

**Figure 7**

Isoconcentration maps – climatic parameters

**Figure 8**

Chloride concentration variation – solar radiation

Table 8

Chloride concentration values for 5, 10, 20 and 50 years – solar radiation

Case	Chloride concentration [% of cement weight]			
	5 years	10 years	20 years	50 years
Florianópolis – without solar radiation	0.1582	0.5523	1.0612	1.5166
Florianópolis – with solar radiation	0.2326	0.6979	1.2124	1.6365
João Pessoa – without solar radiation	0.2203	0.6770	1.1933	1.6237
João Pessoa – with solar radiation	0.2999	0.8079	1.3144	1.7179

Table 8 shows chloride concentration values for the ages of 5, 10, 20 and 50 years for the studied cases.

Through the presented results, it is observed the capacity of the solar radiation to increase the diffusivity of the concrete. With this consideration, the city of Florianópolis presented concentrations of 47.03%, 26.36%, 14.25% and 7.91% higher for the ages of 5, 10, 20 and 50 years, respectively. Accordingly, for the city of João Pessoa, concentrations were 36.13%, 19.34%, 10.15% and 5.8% higher for the same ages.

3.2 Influence of exposure time on chloride penetration

With increased exposure time, there is a continuous increase in the degree of hydration, which reduces the permeability of the concrete, also reduces its diffusivity, a value depending on the type of cement and admixtures used.

For this analysis, only the degree of hydration was considered as an intervening factor in the diffusion coefficient, that is, the effects of temperature, relative humidity and solar radiation were not considered so as to facilitate the interpretation of the results regarding the parameters it aims to study. The surface chlorides concentration (Cs) used was 2% in relation to the cement mix, kept constant over time. The values used for the ageing factor (m), which controls the evolution of cement hydration, were 0.264 (ordinary Port-

land cement - OPC), 0.621 (cement with ground granulated blast furnace slag - GGBS) and 0.699 (fly ash cement - FA).

3.2.1 Results and discussion

The variation of the function $f_2(t)$ (Equation 7) over two years for the cases studied is shown in Figure 9. Figure 10 shows the variation of the chloride concentration for the cases of: constant diffusion coefficient, OPC (m = 0.264), GGBS (m = 0.621), and FA concrete (m = 0.699). Table 9 shows chloride concentration values for the ages of 5, 10, 20 and 50 years.

The results show a great influence of the type of cement, the admixtures used and the degree of hydration in the diffusivity of the concrete. Consideration of the degree of hydration led to a reduction in chloride concentration after 50 years of exposure of 73.50% for OPC and 100% for cement with GGBS and FA. It is verified that the effect of the hydration occurs mainly in the early ages, affecting decisively the diffusion of chlorides (Figure 9).

When considering the value of 0.4% as the threshold concentration for the depassivation of the reinforcement, a common value in the technical field, it is estimated that the reinforcement would be depassivated in a little more than 5 years when the effect of the hydration degree is disregarded. In the case of OPC, the

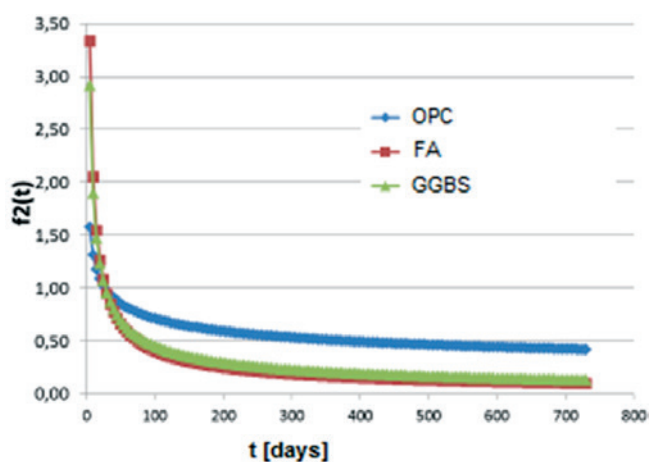


Figure 9
Multiplicative function variation $f_2(t)$ throughout two years

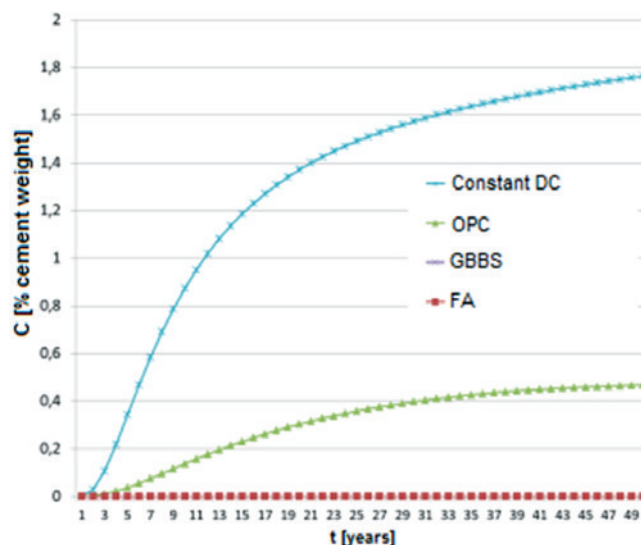


Figure 10
Chloride concentration variation – exposure time

Table 9

Chloride concentration values for 5, 10, 20 and 50 years – exposure time

Case	Chloride concentration [% of cement weight]			
	5 years	10 years	20 years	50 years
Constant Dc	0.3432	0.8725	1.3710	1.7635
Ordinary Portland cement; m=0.264	0,0370	0,1367	0,3033	0,4674
Ground Granulated Blast-furnace slag; m=0.621	0	0	0	0
Fly Ash; m=0.699	0	0	0	0

Table 10

Parametric analysis: control variables

Control variables		Value
Boundary conditions	Initial concentration (C0)	0 %
Diffusion coefficient	Reference diffusion coefficient ($D_{c,ref}$)	$1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$

depassivation would occur at 30 years. Considering the use of GGBS and FA, depassivation would occur at ages greater than 50 years.

3.3 Influence of different surface concentration models on chloride penetration

For this analysis, the chloride diffusion coefficient was kept constant over time, that is, the effects of temperature, relative humidity, degree of hydration and solar radiation on the diffusion coefficient were not considered so as to facilitate the interpretation of the results regarding the parameters to be studied. Table 10 shows the control variables that make up this study and their respective values.

This study used the surface concentration data presented by Bentz *et al.* (1996) *apud* Song [29], employed by Song [29] in proposing his model. From the parameters presented by the author, non-linear regression was performed to adjust the curves of the other models. For the concentration values of chloride in % of concrete weight, for obtaining concentration in relation to % of cement

weight, a specific weight of 2300 kg/m^3 and cement content in the concrete of 350 Kg/m^3 was considered. The parameters found for each model are presented in Table 11. Figure 11 shows the curves obtained with these parameters. The values obtained are equivalent, according to the technical literature, to a zone of tidal variation [31].

3.3.1 Results and discussion

Figure 12 shows the chloride concentration variation for the five surface concentration approaches used in this study. Table 12 shows chloride concentration values for the ages of 5, 10, 20 and 50 years for the studied cases.

The constant surface concentration approach produced the highest chloride concentration values for the first 30 years. This is because, according to Figure 11, the surface concentration was the highest in the early ages. For higher ages, this approach tends to present lower values than the other models. The model of Uji *et al.* [26], presented the lowest concentrations of chlorides during almost the entire estimated time. However, at ages close to

Table 11

Parameters of surface concentration obtained through non-linear regression

Model	Equation	Parameters
-	$C_s = cte$	$C_s = 5.1541$
Uji <i>et al.</i> (1990)	$C_s = S\sqrt{t}$	$S = 2.51 \times 10^{-5}$
Collins and Grace (1997)	$C_s = C_{s,ult} \cdot \frac{t}{t + T_{CS}}$	$C_{s,ult} = 0.8651$; $T_{CS} = 533.5267$
Ann <i>et al.</i> (2009)	$C_s = C_0 + k\sqrt{t}$	$C_0 = 3.3593$; $k = 0.3488$
Song <i>et al.</i> (2008)	$C_s = C_0 + \alpha \ln t$	$C_0 = 3.0431$; $\alpha = 0.6856$

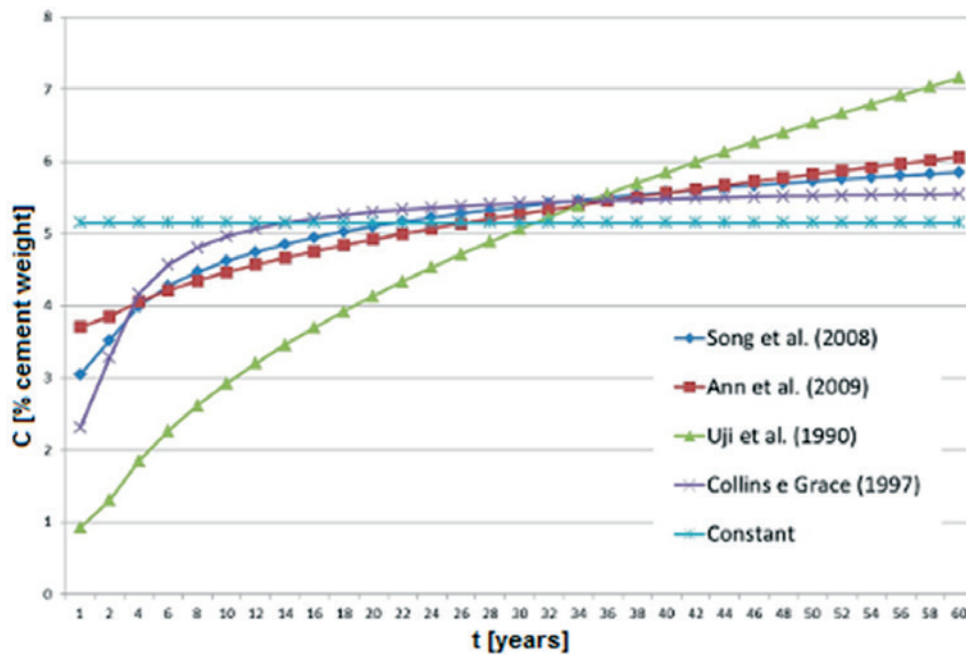


Figure 11
Surface concentration variation curves used in parametric analysis

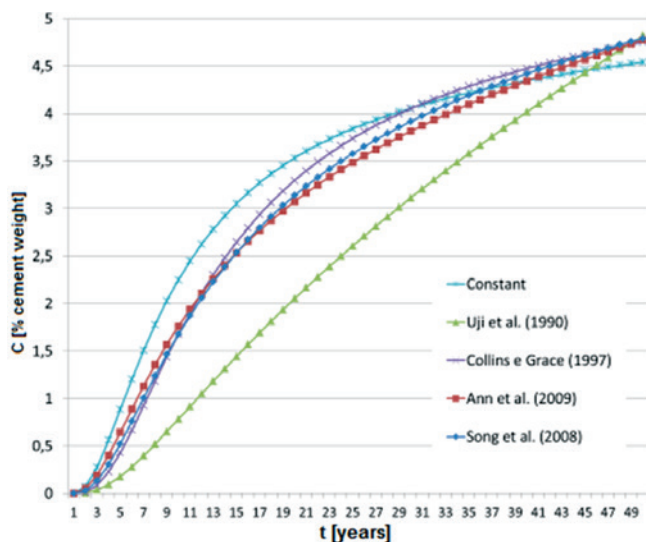


Figure 12
Chloride concentration variation – surface concentration

50 years, it already showed higher concentrations, with a tendency to increase distancing at future ages.

The other models [27-29] resulted in values of chloride concentration very close throughout the study period. However, the curve referring to the Ann *et al.* [28] tends to distance itself from the other two because the surface concentration of this model tends to grow indefinitely with time. On the other hand, the models of Collins and Grace [27] and Song *et al.* [29] tend to continue to present close values, since their surface concentration curves have some aspects in common, starting at intermediate values and approaching a constant value in recent years.

4. Analysis of different cover thicknesses for the cities of Vitória (ES) and Florianópolis (SC)

The thickness and quality of concrete cover are two of the main factors that determine the durability of the structures. Thus, NBR 6118 [7] establishes the quality of the concrete and the minimum thickness that must be met for each class of environmental aggressiveness. In order to ensure minimum coverage (c_{min}), the standard prescribes that the design and execution should consider the nominal cover (c_{nom}), which is the minimum cover plus the ex-

Table 12
Chloride concentration values for 5, 10, 20 and 50 years – surface concentration

Approach	Chloride concentration [% of cement weight]			
	5 years	10 years	20 years	50 years
Constant Cs	0,8845	2,2484	3,5331	4,5446
Uji <i>et al.</i> (1990)	0,1761	0,7829	2,0521	4,8225
Collins and Grace (1997)	0,4270	1,6747	3,2969	4,7543
Ann <i>et al.</i> (2009)	0,6431	1,7610	3,0757	4,7780
Song <i>et al.</i> (2008)	0,5220	1,6745	3,1381	4,7933

ecution tolerance ($\Delta c = 10$ mm, in current works). According to the standard, beams and columns in reinforced concrete, located in areas of marine aggression class, should have a nominal cover of 40 mm, that is, a minimum cover of 30 mm ($c_{min} = c_{nom} - \Delta c = 30$ mm). Thus, 20 mm, 30 mm and 40 mm cover thicknesses are analyzed for the cities of Vitória (ES) and Florianópolis (SC), demonstrating the effects on the service life. For this, a 20 cm wide and 40 cm high facade beam in naked concrete located in a marine atmosphere zone is considered.

Due to the lack of more precise data, specific to each region, we employed the surface concentration model by the Uji *et al.* [26], with parameter "S" equal to $5.57 \times 10^{-6} / \sqrt{s}$, indicated by the author as typical of marine atmosphere zone. Only one of the faces of the beam was considered exposed (Figure 13). The evolution of the surface concentration used for the two cities is shown in Figure 14.

Due to the lack of real data, the reference diffusion coefficient was adopted as $1 \times 10^{-12} \text{ m}^2 / \text{s}$, measured at 120 days at 23° C, a value consistent with those found in the literature. Climatic data from the city of Vitória (ES) and Florianópolis (SC) were obtained from the National Institute of Meteorology (INMET). Due to the lack of more accurate data, the temperature and relative humidity of the concrete pores were considered in equilibrium with the atmosphere. As reported by Andrade *et al.* [30], the temperature inside the concrete is very similar to the external temperature. The activation energy was adopted as 44.6 kJ/K.mol, referring to a concrete with water/cement ratio of 0.5.

In order to consider the degree of hydration, the type of cement used should be determined. The most used cement in Vitória is the CP – III. On the other hand, in Florianópolis, the CP – II and the CP – IV are predominant. However, due to the great sensitivity of the diffusion coefficient in relation to the ageing factor (m), the great variability of this parameter and the lack of accurate data for each type of cement, a less favorable situation was considered, with a Concrete of CP-I cement, of factor "m" equal to 0.264.

The monthly average global solar radiation data received by a horizontal surface for each month of the year in the cities of Vitória and Florianópolis were obtained from the Solarimetric Atlas of Brazil [15]. The other parameters for calculating the temperature

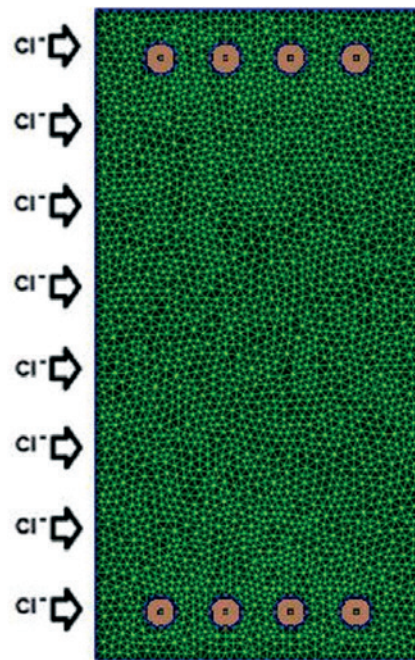


Figure 13
Geometry and exposed surface

increase due to solar radiation were chosen to represent a structure in the urban area. The parameters used as input data in the software program are shown in Tables 6, 13 and 14.

4.1 Results and discussion

Figure 15 and Figure 16 show the variation of chloride concentration for the concrete covers studied for the cities of Vitória and Florianópolis, respectively. Table 15 shows chloride concentration values for the ages of 5, 10, 20 and 50 years for the study cases. Figure 17 shows the isoconcentration maps generated by the software for the cases analyzed.

It can be seen that the concentrations reached in the two cities

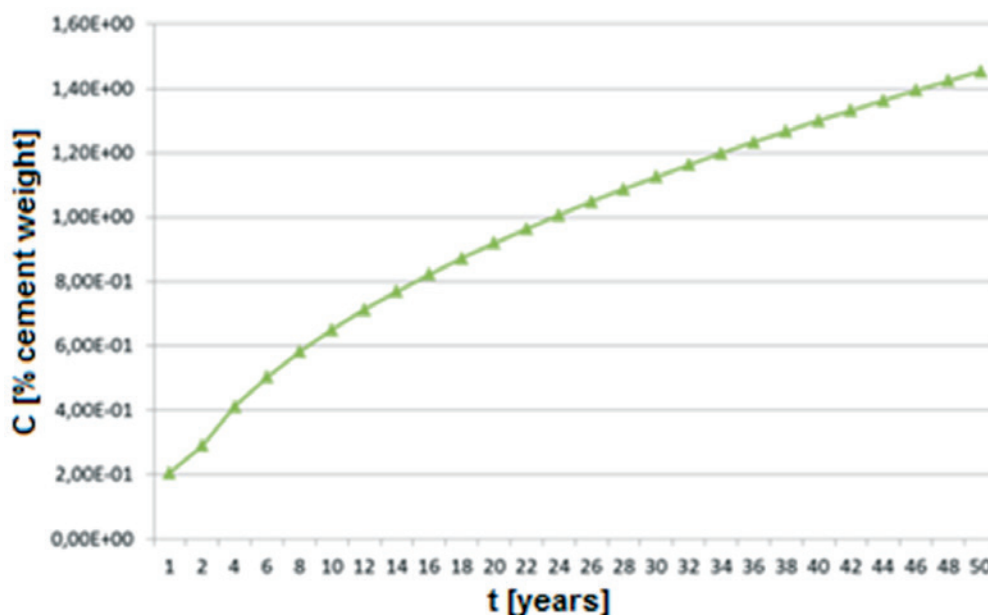


Figure 14
Surface concentration adopted (marine atmosphere zone)

Table 13

Application of the model: input parameters

Parameters		Value		
Geometry	Dimensions	20 cm x 40 cm		
	Concrete cover	20 mm	30 mm	40 mm
Mesh	Type of elements	Linear triangular		
	Size of elements	0.006		
	Number of nodes	3256	3253	3234
	Number of elements	6211	6205	6167
Time parameters	Final time (T)	50 years		
	Time step (Δt)	5 days		
Boundary conditions	Initial concentration (C_0)	0 %		
	Chloride surface concentration (C_s)	Uji <i>et al.</i> (1990) $S = 5.57 \cdot 10^{-6} \cdot 1/\sqrt{s}$		
	Cement content	350 kg/m ³		
Diffusion coefficient	Reference Diffusion Coefficient ($D_{c,ref}$)	1×10^{-12} m ² /s		
	Reference Temperature (T _{ref})	23 °C		
	Reference age (t _{ref})	120 days		
	Activation Energy (U)	41.8 kJ/mol		
	ageing factor (m)	0,264		
	Humidity parameter hc	0,75		
Diffusion coefficient	City:	Vitória	Florianópolis	
	Maximum (°C)	26,9	24,6	
	Minimum (°C)	21,7	16,5	
	Day of maximum annual	45	45	
Relative humidity	Maximum (%)	80	84	
	Minimum (%)	77	80	
	Day of maximum annual	285	195	

Table 14

Application of the model: solar radiation parameters – Vitória (ES)

Daily global solar radiation on a monthly average received by a horizontal surface for each month of the year [MJ/m ² .day]			
JAN	FEB	MAR	APR
18	18	18	14
MAY	JUN	JUL	AUG
14	12	12	14
SEPT	OCT	NOV	DEC
14	16	16	16

Parameters for calculating increase in temperature	
Latitude	20,3 °
Surface slope	90 °
Surface azimuth	30 °
Reflection coefficient of surroundings	0,5
Absorption factor	60 %
heat transfer coefficient	25 Kcal/m ² h°C

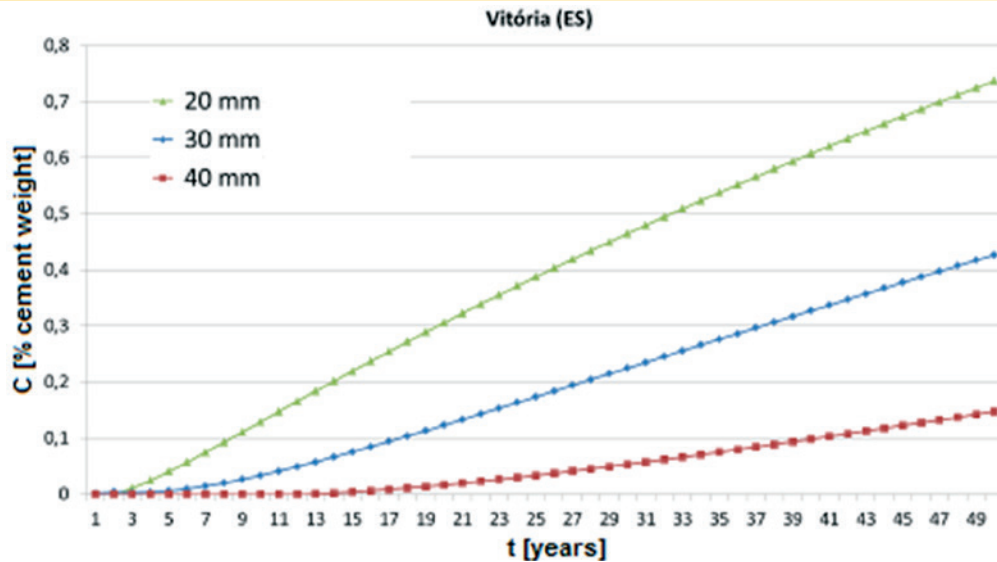


Figure 15
Chloride concentration variation in Vitória, ES

were not very distinct, and after 50 years, Vitória presented values 1.11%, 1.99% and 6.51% higher compared to Florianópolis, for thicknesses of cover of 20 mm, 30 mm and 40 mm, respectively. It is important to point out that, because it is a hypothetical case and because of the lack of data, in this study the same surface concentration was adopted in the two cities, characterizing a zone of marine atmosphere. However, this value tends to change with the location and distance of the sea, influencing the chloride concentration.

The results also demonstrate the great importance of the cover thickness. For the city of Vitória, the case with 30 mm cover has concentrations 85.06%, 74.01%, 59.71% and 42.08% lower than the case with 20 mm thickness for the ages of 5, 10, 20 and 50 years, respectively. The 40 mm cover beam obtained values of concentration 100%, 100%, 94.54% and 80.01% lower for the same ages when compared to the same case. Similar results are obtained for Florianópolis.

Considering the value of 0.4% as the concentration threshold for

the depassivation of the reinforcement, a common value in the technical field, the service life obtained for the beam with 20 mm of cover is around 26 years for both cities. For the thickness of 30 mm, the depassivation occurs at 48 years, also in both cities. That is, the increase of 10 mm in cover thickness led to an increase of 84.62% in the service life of the part. The 40 mm cover, which provides the longest service life among the three, presents, after 50 years, a concentration of 0.1444% for the city of Vitoria and 0.1384% for Florianópolis, with a high residual service life.

5. Conclusions

Although the corrosion of reinforcements by chloride attack has been a very much studied topic since the 70's, there are many gaps in the knowledge of its processes. A considerable number of service life models have already been developed; however, there is still no widely accepted approach that has managed to effectively reach the market.

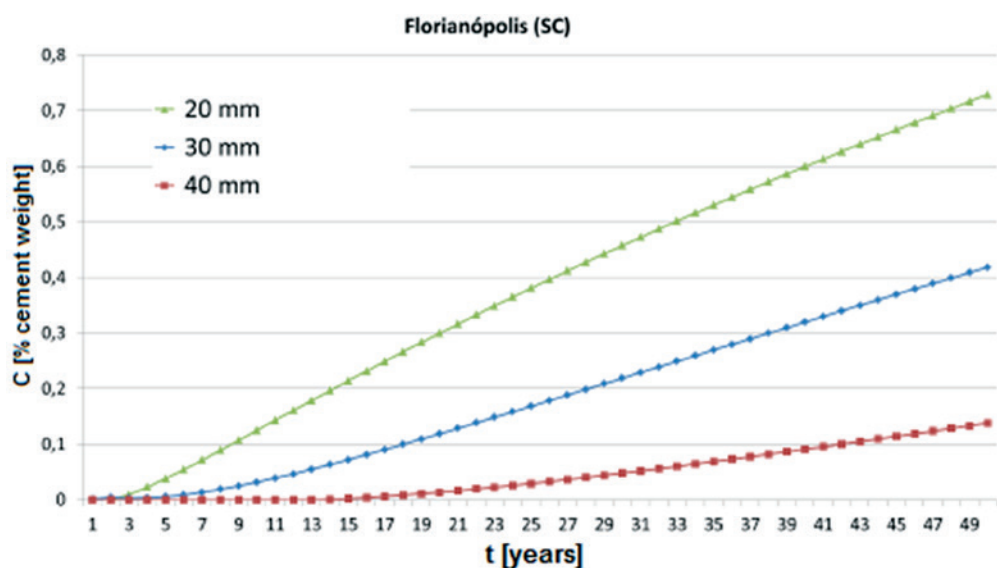


Figure 16
Chloride concentration variation in Florianópolis – SC

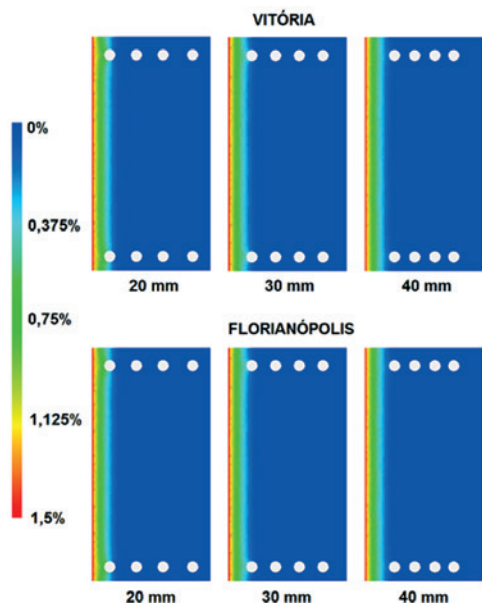


Figure 17
Isoconcentration maps – concrete covers of 20 mm, 30 mm and 40 mm

This study presents a model of penetration of chlorides by diffusion in structures of reinforced concrete. This model foresees the evolution of the chloride concentration over time, as well as the time required, in a given situation, so that the chloride limit for the depassivation of the reinforcement is reached. The software developed has a user-friendly interface (Figure 2) and data entry windows that allow the manipulation of all parameters considered, which facilitates analyses of the influence of each variable.

5.1 Parametric analyses

In order to help understand the physical models that involve the various factors in chloride penetration, a parametric analysis was carried out, considering the influence of climatic parameters (temperature, humidity and solar radiation), the influence of the time of exposure (degree of hydration) and the influence of different ap-

proaches of surface concentration of chlorides. From these analyzes, we conclude:

- The lower the temperature and humidity, the lower the penetration of chlorides. Thus, the increase in the concentration of chlorides at a given point varies throughout the year, according to the climatic parameters.
- Cities with different climates presented very different values of diffusion coefficient and concentration of chlorides, which suggests completely distinct times of repair. The greatest tendency for chloride penetration will occur in humid summers and the lowest in dry winters. Also, for temperatures close to zero this phenomenon is greatly reduced and, for humidities below 50%, it is practically non-existent.
- Solar radiation has the capacity to increase the diffusivity of the concrete in a significant way, even for cities where the radiation is not so intense. Thus, non-consideration of solar radiation can lead to overestimated service life values.
- We can see a great influence of the type of cement used and the degree of hydration in the diffusivity of the concrete. This consideration led to a remarkable reduction of chloride concentration in the analyzed cases, increasing the initiation period from 5 years to 30 years in the case of OPC and well above 50 years for the cases of GGBS and FA, where, even after 50 years, the chloride front had not yet reached the reinforcement.
- There is great sensitivity of the diffusion coefficient and chloride concentration in relation to the ageing factor (m). However, there is no significant variety of studies addressing this factor for several types and levels of admixtures, an important condition to increase the reliability of service life prediction.
- Consideration of a constant surface concentration produces higher chloride concentration values at lower ages, eventually being exceeded by other models. For higher ages, the curves referring to the approaches by Uji *et al.* [26] and Ann *et al.* [28] tend to present higher values. The models by Collins and Grace [27] and Song *et al.* [29], tend to present intermediate values, approaching a constant value.
- It is important to note that one of the factors that make it difficult to use models such as the one presented here is the lack of available data on the concentration of chlorides in the literature, for example, to define the surface concentration of chlorides in certain areas or zones of aggressiveness.
- Considering or not considering each factor involved in the

Table 15
Chloride concentration values for 5, 10, 20 and 50 years

Approach	Chloride concentration [% of cement weight]			
	5 years	10 years	20 years	50 years
Vitória – 20 mm concrete cover	0,0404	0,1291	0,3060	0,7373
Vitória – 30 mm concrete cover	0,0060	0,0336	0,1233	0,4270
Vitória – 40 mm concrete cover	0	0	0,0167	0,1474
Florianópolis – 20 mm concrete cover	0,0384	0,1252	0,3001	0,7292
Florianópolis – 30 mm concrete cover	0,0057	0,0319	0,1191	0,4187
Florianópolis – 40 mm concrete cover	0	0	0,0139	0,1384

phenomenon of diffusion can lead to major changes in the definition of the initiation period, depending on the condition of the structure – location, climatic parameters, surface concentration, type of cement used, skin layer condition, etc. That is, the importance of each parameter is not constant, but will depend on the specific case and the adoption of inappropriate models can lead to large errors in the indication of time for corrosion.

5.2 Analysis of different concrete cover thicknesses for the cities of Vitória (ES) and Florianópolis (SC)

- The use of the microclimates of each city did not generate major changes in the estimated service life, since the surface concentration used was the same.
- The results obtained corroborate the cover thicknesses presented in NBR 6118 [7]. For the cases studied, a 26-year life span was obtained for 20 mm concrete cover and 48 year for 30 mm concrete cover, minimum thickness for beams and columns located in areas of marine aggression class. The nominal cover specified by the standard for this case of 40 mm resulted in low chloride concentration values after 50 years.
- NBR 6118 [7] still adopts as its main tool the definition of minimum concrete cover thickness and minimum qualities of cover concrete. The use of deterministic models allows the quantitative evaluation of the service life for specific real cases, expressed in number of years. It is important to obtain data on surface concentration and diffusion coefficient for use in real constructions.

6. Acknowledgements

We are grateful to FAPES - Foundation for Research Support of Espírito Santo for the research incentive. We would also like to thank Dr. Carmen Andrade and Dr. Fabiano Tavares from the Eduardo Torroja Institute of Construction Sciences - Madrid - Spain.

7. References

- [1] HELENE, P. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. Universidade de São Paulo - USP, Tese de Livre Docência, 248 p, 1993.
- [2] DAL MOLIN, D. C. C. Fissuras em estruturas de concreto armado – análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul. Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Dissertação de Mestrado, 220 p, 1988.
- [3] RIBEIRO, D. V. *et al.* Corrosão em estruturas de concreto armado - Teoria, Controle e Métodos de análise. Elsevier, 272 p, 2014.
- [4] MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. CONCRETO – Microestrutura, Propriedades e Materiais. São Paulo: IBRACON, 2008.
- [5] ANDRADE, C. Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras. São Paulo: Ed. PINI, 104 p, 1992.
- [6] TUUTTI, K. Corrosion of steel in concrete. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 469 p, 1982.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, NBR 6118, ABNT, Rio de Janeiro, 238 p, 2014.
- [8] HELENE, P. A Nova NBR 6118 e a Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: II Seminário de Patologia das Construções, Porto Alegre, 2004. Novos Materiais e Tecnologias Emergentes. Porto Alegre: LEME/UFRGS, v.1. p.1-30, 2004.
- [9] ANDRADE, C. Reinforcement corrosion: Research needs. Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II – Alexander *et al* (eds). 8 p. 2009.
- [10] TAVARES, F. Coupled model of initiation and propagation of corrosion in reinforced concrete. Universidad Politécnica de Madrid, Tesis, 166 p, 2013.
- [11] CRANK, J. The Mathematics of Diffusion. London: Oxford University Press, p. 414, 1975.
- [12] COSTA, A.; APPLETON, J. Chloride penetration into concrete in marine environment - Part I: Main parameters affecting chloride penetration. Materials and Structures, 32, pp. 252-259, 1999.
- [13] ANDRADE, C. *et al.* Measurement of ageing effect on chloride diffusion coefficients in cementitious matrices. Journal of Nuclear Materials, 412, pp. 209-216, 2011.
- [14] PAGE, C. L. *et al.* Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes. Cement and Concrete Research, 11, pp. 395-406, 1981.
- [15] TIBA, C. *et al.* Atlas Solarimétrico do Brasil: banco de dados solarimétricos. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2000.
- [16] DUFFIE, J. A.; BECKMAN, W. A. Solar engineering of thermal processes. Fourth edition. New Jersey: Wiley, 2013.
- [17] AGULLO, L. Estudio termico en presas de hormigon frente a la accion termica ambiental. Universitat Politècnica de Catalunya, Tesis, 278 p, 1991.
- [18] STUCKY, A; DERRON, M. Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs. École Polytechnique de l'université de Lausanne, 1957.
- [19] MARTÍN-PÉREZ, B. Service life modelling of r.c. highway structures exposed to chlorides. University of Toronto, Thesis, 168 p, 1999.
- [20] BUENFELD, N. R.; NEWMAN, J. B; PAGE, C. L. The resistivity of mortars immersed in sea-water. Cement and Concrete Research, 16, pp. 511-524, 1986.
- [21] ANDRADE, C. *et al.* Mathematical Modeling of a Concrete Surface "Skin Effect" on Diffusion in Chloride Contaminated Media. Advanced Cement Based Materials, 6, pp. 39-44, 1997.
- [22] MEDEIROS, M. H. F.; HELENE, P. Surface treatment of reinforced concrete in marine environment: Influence on chloride diffusion coefficient and capillary water absorption. Construction and Building Materials, 23, pp. 1476-1484, 2009.
- [23] ANDRADE, C. *et al.* Comparison of chloride models: the importance of surface concentration. 2nd International Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, 16 p, 2006.
- [24] HASSAN, J.E. *et al.* Reliability-based assessment of the effect of climatic conditions on the corrosion of RC structures subject to chloride ingress. Engineering Structures, 32, pp. 3279-3287, 2010.

- [25] STEWART, M.G.; MULLARD, J.A. Spatial time-dependent reliability analysis of corrosion damage and the timing of first repair for RC structures. *Engineering Structures*, 29, pp. 1457-1464, 2007.
- [26] UJI, K., MATSUOKA, Y., and MARUYA, T. Formulation of an equation for surface chloride content of concrete due to permeation of chloride. In C. Page, K. Treadaway, and P. Bamforth (Eds.), *Corrosion of Reinforcement in Concrete*, pp. 258–267. Essex, England: Elsevier Applied Science, 1990.
- [27] COLLINS, F.; GRACE, W. Specifications and testing for corrosion durability of marine concrete: the Australian perspective. In *ACI International Conference on Durability of concrete*, pp. 757-776, 1997.
- [28] ANN, K.Y. *et al.* The importance of chloride content at the concrete surface in assessing the time to corrosion of steel in concrete structures. *Construction and Building Materials*, 23, pp. 239-245, 2009.
- [29] SONG, H. *et al.* Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments. *Cement & Concrete Composites*, 30, pp. 113-121, 2008.
- [30] ANDRADE, C. *et al.* Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering. *Cement and Concrete Research*, 29, pp. 1249-1259, 1999.
- [31] BRANCO, F.; PAULO, P.; GARRIDO, M. Vida Útil na Construção Civil. *Boletim Técnico ALCONPAT*, n. 4, p. 20, 2013.

Computational modeling for predicting corrosion initiation in reinforced concrete structures

Modelagem computacional para predição do período de iniciação da corrosão em estruturas de concreto armado

W. K. DOMINICINI ^a
wagner.kd@gmail.com

J. L. CALMON ^a
calmonbarcelona@gmail.com

Abstract

This article presents a model for penetration of chloride by diffusion in reinforced concrete structures based on the solution of the Fick's 2nd Law, using the finite element method (FEM) in two-dimensional domain. This model predicts the time, in a given situation, so that a certain limit of chlorides for depassivation of reinforcement is reached, characterizing the end of service life. Several approaches for the chloride surface concentration and for the diffusion coefficient are used, parameter which must be corrected due to the effects of temperature, solar radiation, exposure time, and relative humidity. Moreover, a parametric analysis is carried out in order to study the factors involved and their impact on the ingress of chlorides by diffusion, contributing to a better understanding of the phenomenon. In addition, the developed model is applied to the cities of Vitória (ES) and Florianópolis (SC) to analyze the service life for different concrete covers, making a comparison with the Brazilian standard.

Keywords: chlorides, corrosion, diffusion, finite element method, service life.

Resumo

Este trabalho apresenta um modelo de penetração de cloretos por difusão em estruturas de concreto armado baseado na solução da 2ª Lei de Fick, utilizando o método dos elementos finitos (MEF) no domínio bidimensional. Este modelo prevê o tempo necessário, em determinada situação, para que um determinado limite de cloretos para a despassivação da armadura seja atingido, caracterizando o fim da vida útil. Utilizam-se diversas abordagens para a concentração superficial de cloretos e para o coeficiente de difusão, parâmetro que deve ser corrigido devido aos efeitos da temperatura, da radiação solar, do tempo de exposição e da umidade relativa. Além do mais, é realizada análise paramétrica visando o estudo dos fatores intervenientes e seus impactos na penetração de cloretos por difusão, de modo a contribuir para uma maior compreensão do fenômeno. Ademais, o modelo desenvolvido é aplicado às cidades de Vitória (ES) e Florianópolis (SC) analisando-se a vida útil para diferentes cobrimentos de concreto, fazendo um paralelo com a norma brasileira.

Palavras-chave: cloretos, corrosão, difusão, método dos elementos finitos, vida útil.

^a Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Vitória, ES, Brasil.

1. Introdução

O atual processo de mudança de paradigma da sociedade em relação ao sistema físico-ecológico dá força ao tema de desenvolvimento sustentável e, conseqüentemente, a indústria da construção civil é fortemente afetada, tornando a durabilidade das construções um dos assuntos mais discutidos. Estruturas duráveis impactam a sustentabilidade de duas formas: através da conservação de energia, matérias-primas e recursos naturais; e pela redução na quantidade de resíduos gerados. Além do notável fator econômico, uma vez que tem grande influência no custo do ciclo de vida.

Diversos são os fatores de degradação das estruturas de concreto armado, entretanto, especial atenção deve ser dada para a corrosão das armaduras, um dos problemas mais frequentes e que geram custos mais elevados de reparo. Helene [1] traz uma análise da importância econômica da corrosão de armaduras no mundo, com levantamentos nos Estados Unidos e Espanha sobre a incidência de manifestações patológicas em estruturas de concreto e seus impactos. Skainy (1987) *apud* Helene [1] aponta que, em 1985, o volume de recursos manipulados pela construção civil nos Estados Unidos foi de 300 bilhões de dólares/ano, sendo os custos de reparos estimados em 50 bilhões de dólares/ano, representando cerca de 16% do total do setor. Em todos os estudos apresentados, a corrosão se mostrou uma das manifestações patológicas de maior incidência e maiores custos de reparo.

No Brasil observa-se situação similar. Dal Molin [2], em levantamento de casos no estado do Rio Grande do Sul, destaca que, apesar da incidência de corrosão de armaduras nas edificações estudadas ser da ordem de 11% do total de manifestações patológicas encontradas, ao se considerar apenas as manifestações graves, com implicações na segurança estrutural, esta cifra sobe ao patamar de 40%, sendo a de maior incidência entre estas. Além disso, a autora salienta que a corrosão de armaduras demanda uma atitude imediata de recuperação e, normalmente, onerosa, uma vez que sua permanência pode significar risco à estabilidade da edificação.

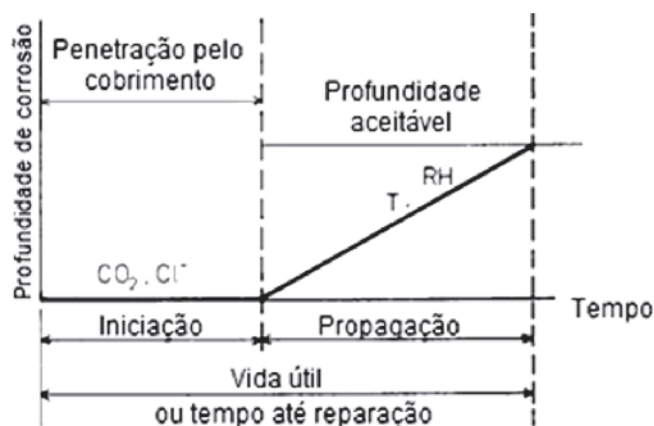


Figura 1
Modelo simplificado para vida útil associada à corrosão

Fonte: adaptado de Tuutti [6]

A corrosão em estruturas de concreto armado é um processo eletroquímico que requer a presença de um eletrólito, uma diferença de potencial e oxigênio. Entretanto, o processo de corrosão só terá início uma vez despassivada a armadura, ou seja, quando a fina camada de óxidos que envolve a armadura for rompida [3]. A despassivação da armadura acontece principalmente devido a dois mecanismos: carbonatação e ação de cloretos. Apesar da corrosão por carbonatação ocorrer de forma generalizada, o dano associado a ela usualmente se manifesta na forma de fissuração e deslocamento do cobrimento antes que uma redução significativa da seção da barra tenha ocorrido. Já no caso da ação de cloretos, pode-se ter como resultado uma perda extrema da área seccional da armadura antes que qualquer outra forma de deterioração possa ser detectada. Sendo este o mecanismo de corrosão mais estudado e que causa maiores prejuízos.

Na corrosão por ação de cloretos ocorre um acúmulo de íons cloreto na solução dos poros na região da armadura até que, ao se atingir uma quantidade crítica, decorre uma quebra localizada da camada passivadora [3]. Entre as fontes mais comuns de contaminação de cloretos no concreto estão aditivos ou agregados contaminados e a penetração de soluções de sais de degelo ou de água do mar através do cobrimento, que funciona como uma proteção física, dificultando a entrada de agentes agressivos externos [4]. A durabilidade das estruturas está intrinsecamente ligada ao conceito de vida útil. Dentre as diversas definições, destaca-se aquela apresentada por Andrade [5], em que considera vida útil como "aquela durante a qual a estrutura conserva todas as características mínimas de funcionalidade, resistência e aspectos externos exigíveis".

Um modelo simplificado para vida útil associada à corrosão foi proposto por Tuutti [6] e, desde então, vem sendo utilizado por praticamente a totalidade dos estudos. Nele, o processo de corrosão é dividido em duas etapas (Figura 1). O período de iniciação, que compreende o período de tempo até a despassivação da armadura, é normalmente o período mais longo e, no caso de ação de cloretos, sua duração depende da taxa de penetração de íons cloreto no concreto, da profundidade do cobrimento e da concentração limite de cloretos. O período de propagação é considerado como o tempo entre a despassivação da barra de aço, quando tem início o processo de corrosão propriamente dito, e o momento em que um grau inaceitável de corrosão é atingido, marcando o fim da vida útil da peça. Este período é consideravelmente mais curto e sua previsão é bastante complexa, devido à quantidade de fatores intervenientes e à dificuldade de obtenção de parâmetros de entrada precisos. Assim, é comum considerar o fim do período de iniciação como o fim da vida útil.

A norma brasileira NBR 6118 [7] ainda aborda a durabilidade de forma qualitativa, especificando cobrimentos mínimos e qualidades mínimas do concreto de cobrimento para assegurar a vida útil. Esta norma baseia-se em resultados anteriores, não oferecendo informações sobre a vida útil das estruturas. Entretanto, o maior conhecimento dos mecanismos de transporte de líquidos, gases e íons no concreto, possibilitam associar o tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos. Assim, métodos deterministas permitem a avaliação da vida útil expressa em número de anos e não mais em critérios apenas qualitativos de adequação da estrutura a certo grau de exposição [8].

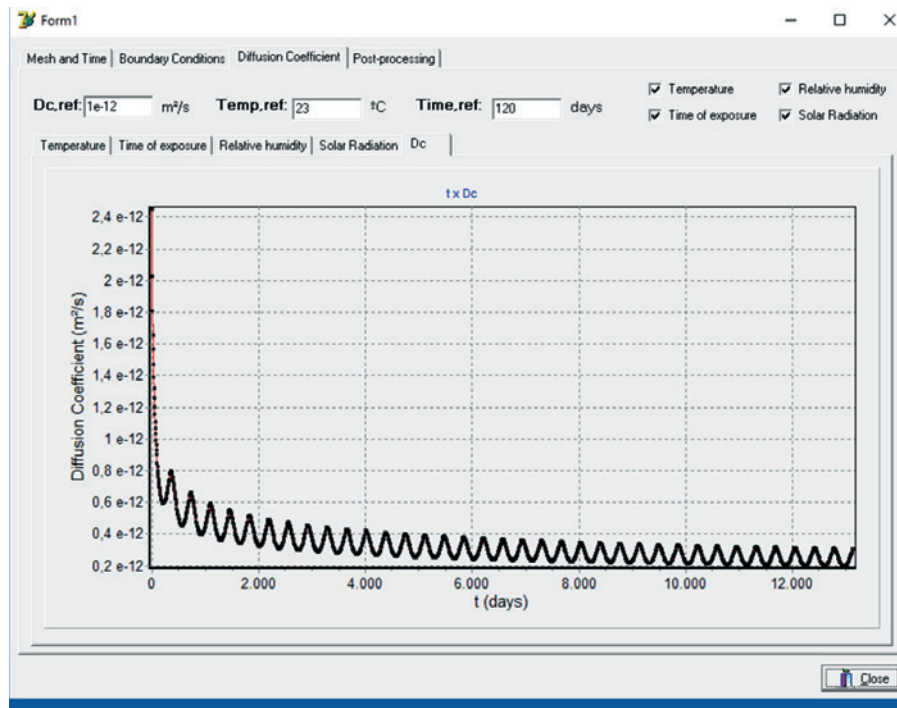


Figura 2
Interface do software desenvolvido

Conseqüentemente, há um esforço para modelar matematicamente o fenômeno de corrosão das armaduras, possibilitando a estimativa da vida útil de estruturas de concreto armado a fim de orientar adequadamente as atividades de manutenção e permitir projetar com base na durabilidade, não somente na resistência mecânica e segurança estrutural.

Apesar de ser um tema muito estudado desde a década de 70, existem muitas lacunas no conhecimento dos processos de corrosão de armaduras. Uma quantidade considerável de modelos de previsão de vida útil já foi desenvolvida, entretanto, a existência de um grande número de fatores intervenientes, a falta de um entendimento preciso sobre os modelos físicos que abrangem esses fatores e a dificuldade na obtenção de parâmetros de entrada exatos, de estruturas reais e ao longo de grandes períodos, são enormes obstáculos encontrados em sua modelagem [9]. Desta forma, ainda não há uma abordagem amplamente aceita, sendo que esses modelos ainda não conseguiram alcançar efetivamente o mercado.

Assim, este trabalho apresenta um modelo de penetração de cloretos por difusão em estruturas de concreto armado utilizando o método dos elementos finitos (MEF) no domínio bidimensional. Este modelo prevê o tempo necessário, em determinada situação, para que um determinado limite de cloretos para a despassivação da armadura seja atingido. Este trabalho colaborará com o entendimento do fenômeno de corrosão em estruturas de concreto, além de servir como base para o desenvolvimento de futuros modelos, cada vez mais precisos na reprodução da realidade. Além do mais, é realizada análise paramétrica visando o estudo dos

fatores intervenientes e seus impactos na penetração de cloretos por difusão, de modo a contribuir para uma maior compreensão dos fenômenos envolvidos. Ademais, o modelo desenvolvido é aplicado à cidade de Vitória (ES) e Florianópolis (SC), utilizando os parâmetros climáticos locais, para analisar a vida útil para diferentes cobrimentos de concreto.

2. Modelo de difusão de cloretos

Esta seção fornece uma visão geral do *software* desenvolvido e apresenta o modelo utilizado. O programa foi desenvolvido utilizando Object-Pascal (Delphi® 7.0), uma linguagem orientada a objetos, no ambiente Windows® e é baseado no método dos elementos finitos (MEF) no domínio bidimensional. É utilizado um *software* externo livre (GMSH¹) para a geração de malhas. Entretanto, todo o restante dos procedimentos é efetuado pelo próprio programa, através de interface amigável (Figura 2) e janelas de entrada de dados que permitem a manipulação de todos os parâmetros considerados. O programa foi desenvolvido baseado em Tavares [10], com a inserção de diferentes modelos para concentração superficial e a implementação da influência da radiação solar e do efeito pele.

Este trabalho apresenta um modelo de penetração de cloretos em estruturas de concreto armado por difusão baseado na solução da 2ª Lei de Fick (Equação 1).

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(D \frac{\partial C}{\partial y} \right) \quad (1)$$

¹ <http://gmsht.info/>

Onde C é a concentração de cloretos, t o tempo, x e y as coordenadas espaciais e D é o coeficiente de difusão aparente de cloretos.

Este modelo prevê a evolução da concentração de cloretos com o tempo, assim como o tempo necessário, em determinada situação, para que o limite de cloretos para a despassivação da armadura seja atingido. Utilizam-se diversas abordagens para a concentração superficial de cloretos e para a estimativa do coeficiente de difusão, parâmetro que deve ser corrigido devido a efeitos da temperatura, do tempo de exposição e da umidade relativa, de modo a estimar a vida útil da peça estudada.

2.1 Coeficiente de difusão

Diversos estudos mostram que a suposição sugerida por Crank [11], na qual o coeficiente de difusão é constante, não está correta [12,13]. Esta variação no tempo leva a grandes implicações para previsões de longo prazo da penetração de cloretos e, assim, um valor constante pode levar a graves erros [12]. Desta forma, o *software* desenvolvido neste trabalho possibilita, além da escolha de um coeficiente de difusão constante, a consideração do efeito da temperatura, da radiação solar, da umidade relativa, do tempo de exposição e do efeito pele.

O coeficiente de difusão é determinado a partir de um coeficiente de referência, medido em laboratório e influenciado por vários parâmetros internos, como dosagem, cura e composição do concreto, multiplicado por uma série de funções, utilizadas para modelar a influência da hidratação do cimento e do ambiente onde o concreto está localizado (Equação 2).

$$D_c = D_{c,ref} \cdot f_1(T) \cdot f_2(t_e) \cdot f_3(h) \tag{2}$$

Onde $D_{c,ref}$ é o coeficiente de difusão de referência, medido à temperatura e tempo especificados, $f_1(T)$ considera a influência da temperatura e da radiação solar, $f_2(t_e)$ do grau de hidratação e $f_3(h)$ da umidade relativa dos poros.

2.1.1 Efeito da temperatura

O efeito da temperatura no coeficiente de difusão é estimado através da equação de Arrhenius (Equação 3), que expressa a variação de uma reação química com a temperatura.

$$f_1(T) = \exp \left[\frac{U}{R} \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T} \right) \right] \tag{3}$$

Onde U é a energia de ativação do processo de difusão de cloretos (kJ/mol), R é a constante dos gases (kJ/K . mol), T_{ref} é a temperatura de referência na qual o coeficiente de difusão foi medido (K) e T é a temperatura no concreto (K). A sensibilidade térmica de uma reação é indicada pela energia de ativação, que é a quantidade de energia necessária para que uma reação ocorra. Page *et al.* [14] sugere valores para a energia de ativação da difusão em pastas de cimento de (41,8 +- 4,0) kJ/mol , (44,6 +- 4,3) kJ/mol e (32,0 +- 2,4) kJ/mol para relações água/cimento de 0,4 , 0,5 e 0,6, respectivamente.

Para modelar matematicamente a variação da temperatura no concreto, o *software* desenvolvido utiliza uma função senoidal. A

Equação 4, definida a partir da temperatura máxima anual (Tmax), da temperatura mínima anual (Tmin) e do dia em que ocorre a maior temperatura (diamax), determina a temperatura (T) para um determinado dia do ano (t).

$$T = \frac{T_{min} + T_{max}}{2} + \frac{T_{max} - T_{min}}{2} \times \sin \left(\frac{t}{365} \times 2\pi + \left(0,5 - \frac{2 \times day_{máx}}{365} \right) \times \pi \right) \tag{4}$$

2.1.2 Efeito da radiação solar

A radiação emitida pelo Sol e incidente na atmosfera terrestre causa um aumento de temperatura nas estruturas. Esta variação tem influência direta no coeficiente de difusão de cloretos. Apesar dessa influência, este ainda é um assunto pouco abordado e sua consideração é uma inovação apresentada neste modelo. A radiação solar é considerada na função multiplicativa $f_1(T)$ (Equação 3) a partir de um acréscimo na temperatura exterior.

Na ausência de medições específicas de radiação solar para determinado local, pode-se dispor dos dados presentes no Atlas Solarimétrico do Brasil [15]. Estes dados se referem à radiação solar global diária em média mensal recebida por uma superfície horizontal para cada mês. Conforme os dados disponíveis, a obtenção da radiação solar total diária em uma superfície inclinada se dá a partir da radiação global sobre uma superfície horizontal. Para tanto, deve-se conhecer as componentes direta e difusa da radiação na superfície horizontal. A radiação direta é aquela recebida do sol sem ter sido dispersa pela atmosfera e a radiação difusa aquela recebida do sol após sua direção ter sido alterada pela atmosfera [16].

O método proposto por Liu e Jordan (1963, 1967) *apud* Agullo [17], permite estimar a radiação diária difusa, H_d , a partir da radiação global diária em média mensal, H_o , segundo a Equação 5.

$$H_d = H_o \cdot (1,39 - 4,027K_T + 5,531K_T^2 - 3,108K_T^3) \tag{5}$$

Onde, K_T é o índice de nebulosidade médio mensal, definido pelo coeficiente entre a radiação global diária, média mensal, H_o e a radiação solar extraterrestre, média mensal, H_e (Equação 7). O método para obtenção da radiação solar diária em uma superfície inclinada apresentado a seguir é utilizado por Agullo [17], sendo descrito também por Duffie e Beckman [16].

$$K_T = \frac{H_o}{H_e} \tag{6}$$

A radiação solar extraterrestre pode ser encontrada pela expressão:

$$H_e = \frac{24}{\pi} \cdot r^2 \cdot I_{sc} (\cos \delta \cos \phi \sin h_s + h_s \sin \delta \cos \phi) \tag{7}$$

Onde:

r^2 : fator corretor da constante solar para cada dia do ano (Equação 8);

I_{sc} : constante solar $I_{sc}=4870,8$ KJ/hm²;

ϕ : latitude da superfície;

δ : declinação solar;

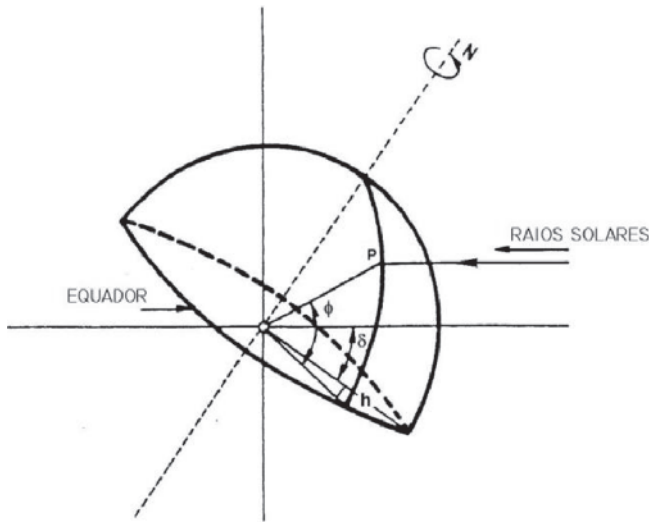


Figura 3
Latitude, ângulo horário e declinação solar

Fonte: adaptado de Agullo [16]

h_s : módulo do ângulo horário correspondente ao pôr do sol (radianos).

$$r^2 = 1 + 0,033 \cos \frac{360 Z}{365} \quad 1 \leq Z \leq 265 \quad (8)$$

O ângulo horário e a declinação são as coordenadas que definem a posição do sol em respeito a um ponto P na superfície terrestre (Figura 3). Segundo Duffie e Beckman [16]: a latitude (ϕ) é a localização angular ao norte ou ao sul do equador, sendo de valor nulo no equador, $+90^\circ$ no polo norte e -90° no polo sul; a declinação solar (δ) é a posição angular do sol do meio-dia solar em relação ao plano do equador, norte positivo ($-23,45^\circ \leq \delta \leq 23,45^\circ$); o ângulo horário (h) é o deslocamento angular do sol a leste ou oeste do meridiano local devido à rotação da Terra sobre seu eixo, a 15° por hora (360° em 24 horas) - sendo nulo quando o sol passa pelo meridiano do ponto (meio-dia solar), positivo a tarde e negativo pela manhã. A declinação pode ser encontrada pela Equação 9:

$$\delta = \frac{180}{\pi} \left(\begin{array}{l} 0,006918 - 0,399912 \cos B + 0,070257 \sin B - \\ 0,006758 \cos 2B + 0,000907 \sin 2B - \\ 0,002697 \cos 3B + 0,00148 \sin 3B \end{array} \right) \quad (9)$$

Onde B é dado por:

$$B = \frac{360}{365} (n - 1) \quad (10)$$

Sendo n o enésimo dia do ano.

O ângulo horário correspondente ao pôr do sol pode ser obtido pela Equação 11:

$$h_s = -\tan \phi \tan \delta \quad (11)$$

Ficando assim definida a componente de radiação difusa (H_d).

A componente direta da radiação, H_b , se obtêm pela diferença entre a radiação global diária e sua componente difusa (Equação 12).

$$H_b = H_0 - H_d \quad (12)$$

Após cálculo das componentes difusa e direta da radiação global diária, média mensal, em uma superfície horizontal, pode-se obter as radiações horárias no intervalo compreendido entre o nascer e o pôr do sol na localização estudada. Para tanto, deve-se conhecer a duração do dia solar, definido em relação ao tempo solar verdadeiro (TSV). TSV é o tempo baseado no movimento angular aparente do sol, com meio-dia solar quando o sol cruza o meridiano do observador, que não coincide com o horário local [16].

A hora inicial e a hora final do dia solar são definidas pela Equação 13 e Equação 14, respectivamente [17].

$$TSV_i = 12 - \frac{1}{15} \cos^{-1}(-\tan \phi \tan \delta) \quad (13)$$

$$TSV_f = 12 + \frac{1}{15} \cos^{-1}(-\tan \phi \tan \delta) \quad (14)$$

Assim, as radiações horárias, global e difusa, para cada hora do dia solar, podem ser obtidas, respectivamente, pelas Equações 15 e 16.

$$H_{h,0} = r_t \cdot H_0 \quad (15)$$

$$H_{h,d} = r_d \cdot H_d \quad (16)$$

Nas quais os fatores r_t e r_d , definidos em função do ângulo horário, são determinados a partir das Equações 17 e 18, respectivamente.

$$r_d = \frac{\pi}{24} \cdot \frac{\cos h - \cos h_s}{\sin h_s - h_s \cos h_s} \quad (17)$$

$$r_t = \frac{\pi}{24} \cdot (a + b \cos h) \cdot \frac{\cos h - \cos h_s}{\sin h_s - h_s \cos h_s} \quad (18)$$

Onde h é o ângulo horário, obtido por:

$$h = (TSV - 12) \cdot 15 \quad [graus] \quad (19)$$

$$a = 0,4090 + 0,5016 \sin(h_s - 60) \quad (20)$$

$$b = 0,6609 + 0,4767 \sin(h_s - 60) \quad (21)$$

A radiação horária direta é encontrada pela diferença entre a radiação horária global e a radiação horária difusa.

$$H_{h,b} = H_{h,0} - H_{h,d} \quad (22)$$

Uma vez obtidas as componentes horárias, direta e difusa, da radiação solar em uma superfície horizontal, pode-se determinar a radiação incidente em uma superfície inclinada. A componente direta em uma superfície inclinada pode ser expressa pela Equação 23.

$$I_{h,b} = R_b \cdot H_{h,b} \quad (23)$$

Onde o fator R_b é dado pela razão entre o cosseno do ângulo de incidência dos raios solares (θ) e o cosseno do ângulo zenital (ψ).

$$R_b = \frac{\cos \theta}{\cos \psi} \quad (24)$$

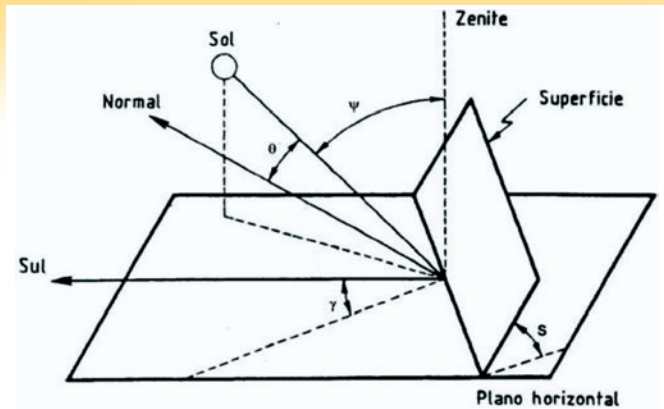


Figura 4
 Incidência de raios solares em superfície inclinada
 Fonte: adaptado de Agullo [16]

Sendo, onde S é o ângulo entre o plano da superfície em questão e a horizontal:

$$\cos \theta = \sin \delta \sin \phi \cos S - \sin \delta \cos \phi \sin S \cos \gamma + \cos \delta \cos \phi \cos S \cos h + \cos \delta \tag{25}$$

$$\cos \psi = \sin \phi \sin \delta + \cos \phi \cos \delta \cos h \tag{26}$$

Segundo Duffie e Beckman [16]: o ângulo de incidência dos raios solares (θ) é o ângulo entre a radiação direta em uma superfície e a normal a essa superfície; o ângulo zenital (ψ) é o ângulo entre a vertical e uma linha até o sol; o azimute da superfície (γ) é o desvio da projeção, num plano horizontal, da normal à superfície, com zero no sul, leste negativo e oeste positivo (Figura 4).

Ao se utilizar a Equação 25, o ângulo θ pode exceder 90°, o que significa que o sol está atrás da superfície. Além disso, é necessário assegurar que a terra não está bloqueando o sol, ou seja, que o ângulo horário está entre o nascer e o pôr do sol.

Utilizando-se o modelo de radiação difusa isotrópica, proposto por Liu e Jordan (1963) *apud* Duffie e Beckman [16], a radiação na superfície inclinada é considerada como três componentes: radiação direta, radiação difusa isotrópica e radiação refletida pelo terreno. Uma superfície inclinada de em ângulo S com a horizontal tem um fator de visão do céu de $F_c = (1 + \cos S) / 2$. Assim, a componente difusa sobre a superfície inclinada é:

$$I_{h,d} = \frac{1 + \cos S}{2} H_{h,d} \tag{27}$$

A superfície inclinada tem um fator de visão do terreno de $F_T = (1 - \cos S) / 2$ e, se o entorno tem um coeficiente de reflexão ρ, a radiação refletida do terreno para a superfície é:

$$I_{h,r} = \rho \cdot \frac{1 - \cos S}{2} \cdot (H_{h,d} + H_{h,b}) \tag{28}$$

A Tabela 1 apresenta valores típicos do coeficiente de reflexão. A radiação solar total horária incidente na superfície inclinada será obtida pela soma das componentes horárias direta, difusa e refletida (Equação 29).

$$I_h = I_{h,b} + I_{h,d} + I_{h,r} \tag{29}$$

Finalmente, a radiação solar total diária na superfície inclinada, I_d , é calculada como a soma das radiações horárias no intervalo de horas de sol, desde o nascer do sol até o pôr do sol. Segundo Stucky e Derron [18], o concreto não é um corpo negro e, assim, apenas parte da energia recebida por insolação e outros fenômenos é

absorvida, podendo-se considerar, para a zona de comprimentos de onda em questão, de 50 a 70% de absorção. Os autores também afirmam que o efeito desta energia recebida por radiação no cálculo da temperatura do concreto pode ser considerado como um aumento da temperatura exterior, segundo a Equação 30.

$$\Delta T = (0,50 \text{ a } 0,70) \frac{I_d [MJ/m^2 \text{ dia}]}{24 [h/dia] \cdot \alpha [MJ/m^2 h^\circ C]} \tag{30}$$

Onde I_d é a radiação solar total diária e α é o coeficiente de transmissão no contato ar-concreto, que pode variar, dependendo da intensidade das correntes de convecção e de vento incidentes sobre a superfície, de 15 a 40 Cal/m²h°C [18].

2.1.3 Efeito do tempo de exposição

A continuação da hidratação do cimento leva a uma redução da porosidade do concreto. Assim, o envelhecimento do concreto, a depender do tipo de cimento, leva a uma queda significativa no coeficiente de difusão com o tempo e, portanto, desconsiderar esse mecanismo pode levar a previsões muito conservadoras do tempo de corrosão [13]. A dependência com o tempo é considerado através da Equação 31.

$$f_2(t) = \left(\frac{t_{ref}}{t} \right)^m \tag{31}$$

Onde t_{ref} é o tempo no qual foi determinado o coeficiente de difusão de referência (s), t é o tempo de exposição (s) e m é o fator de redução com a idade. Bamforth (1998) *apud* Martín-Pérez [19] propõe valores de m de 0,264 para concretos de cimentos Portland comum, 0,699 para concretos com cinzas volantes e 0,621 para concretos com escória granulada de alto-forno. Vale ressaltar que, para aumentar a confiabilidade das previsões, são necessários mais estudos abordando o fator de redução “m” para diversos tipos e teores de adições.

2.1.4 Efeito da umidade

O efeito da umidade no coeficiente de difusão tem grande importância, uma vez que o processo de difusão só ocorre na presença de água nos poros. Assim, Saetta *et al.* (1993) *apud* Martín-Pérez

Tabela 1
 Coeficiente de reflexão do entorno

Tipo de solo	ρ
Neve recente	80-90%
Neve não recente	60-70%
Terrenos de cultivo:	-
Sem vegetação	10-15%
Gramma seca	28-32%
Prado e florestas	15-30%
Terreno arenoso	15-25%
Cimento, concreto	55%
Areia clara	25-40%
Água:	-
Verão	5%
Inverno	18%

Fonte: Coronas *et al.* (1982) *apud* Agullo (1991)

[19] propõe que a redução na difusividade com a perda de umidade pode ser expressa pela Equação 32.

$$f_3(h) = \left[1 + \frac{(1-h)^4}{(1+h_c)^4} \right]^{-1} \quad (32)$$

Onde h é a umidade relativa nos poros do concreto e h_c é a umidade na qual o coeficiente de difusão cai para o valor intermediário entre seu valor máximo e mínimo, Bazant e Najjar *apud* Martín-Pérez [19] assumem este valor como 0,75 para o concreto em secagem.

Assim como no caso da temperatura, para modelar matematicamente a variação da umidade relativa nos poros do concreto ao longo do ano, o *software* desenvolvido utiliza uma função senoidal (Equação 33), definida a partir da umidade máxima anual, da umidade mínima anual e do dia em que ocorre a maior umidade.

$$h = \frac{h_{min} + h_{max}}{2} + \frac{h_{max} - h_{min}}{2} \times \sin\left(\frac{t}{365} \times 2\pi + \left(0,5 - \frac{2 \times dia_{máx}}{365}\right) \times \pi\right) \quad (33)$$

2.1.5 Efeito Pele

A “pele” de concreto é a zona mais próxima à superfície do cobrimento. Ela geralmente possui composição diferente daquela das camadas mais internas, devido a fenômenos como o contato com as formas, carbonatação, precipitação de brucita – o concreto exposto à água do mar pode ter sua resistividade aumentada pela formação de uma fina camada superficial de brucita ($Mg(OH)_2$) [20] –, segregação dos agregados e até mesmo quando o concreto apresenta algum revestimento ou pintura [21]. A existência de uma camada superficial com uma difusividade diferente irá causar uma alteração nos perfis de concentração de cloretos. Valores de difusividade da pele superiores podem ocorrer quando a pele está carbonatada e quando os cloretos penetram por sucção capilar. O caso oposto, com difusividade inferior, ocorre quando há algum efeito barreira na superfície, como precipitação de brucita ou utilização de pintura de revestimento [21,22].

Andrade *et al.* [21] modela o efeito pele considerando valores diferentes para a difusividade da camada superficial e do interior, abordagem empregada também neste trabalho. Sendo que a concentração de cloretos no limite entre a pele e o interior passa a ser a concentração superficial (condição de contorno) do interior de concreto (Figura 5).

2.2 Condições de contorno

Para resolver a equação de Fick é necessário definir as condições de contorno do problema. É comum a consideração de valor nulo para a concentração inicial de cloretos, entretanto, caso haja contaminação dos ingredientes da mistura, esse valor pode ser especificado.

A concentração superficial de cloretos é comumente considerada como um valor constante, entretanto, Costa e Appleton [12] salientam que ela é variável no tempo e esta aproximação

pode ocasionar grandes erros para previsões de longo prazo. De fato, Andrade *et al.* [23] demonstram a importância da concentração superficial comparando oito modelos de difusão. Os resultados indicam que a concentração superficial assume papel muito mais significativo do que o coeficiente de difusão, tema que costuma atrair um número muito maior de estudos, o que está em consonância com análises paramétricas realizadas por outros autores [24,25]. Os autores concluem afirmando que um fator crucial é ter uma lei de evolução da concentração superficial consistente. Assim, o *software* desenvolvido possibilita cinco abordagens diferentes, sendo uma delas a adoção de um valor constante. Também é possível selecionar quais superfícies da peça estão sujeitas a penetração de cloretos. A abordagem apresentada por Uji *et al.* [26] propõe uma expressão para a condição de contorno em que a concentração superficial tende a aumentar com o tempo de serviço da estrutura, de acordo com uma função linear da raiz da idade do concreto (Equação 34).

$$C_s = S\sqrt{t} \quad [\% \text{ peso de concreto}] \quad (34)$$

Onde S é um coeficiente dependente do tipo de estrutura e zona de exposição [$1/\sqrt{s}$] e t é o tempo de exposição [s]. Os intervalos de valores encontrados pelos autores para S foram de (5,31–16,6 x 10^{-6} $1/\sqrt{s}$) para a zona de respingos, (18,2–23,5 x 10^{-6} $1/\sqrt{s}$) para a zona de maré e (1,56–5,57 x 10^{-6} $1/\sqrt{s}$) para a zona atmosférica. Em outra abordagem, proposta por Collins e Grace [27], após um

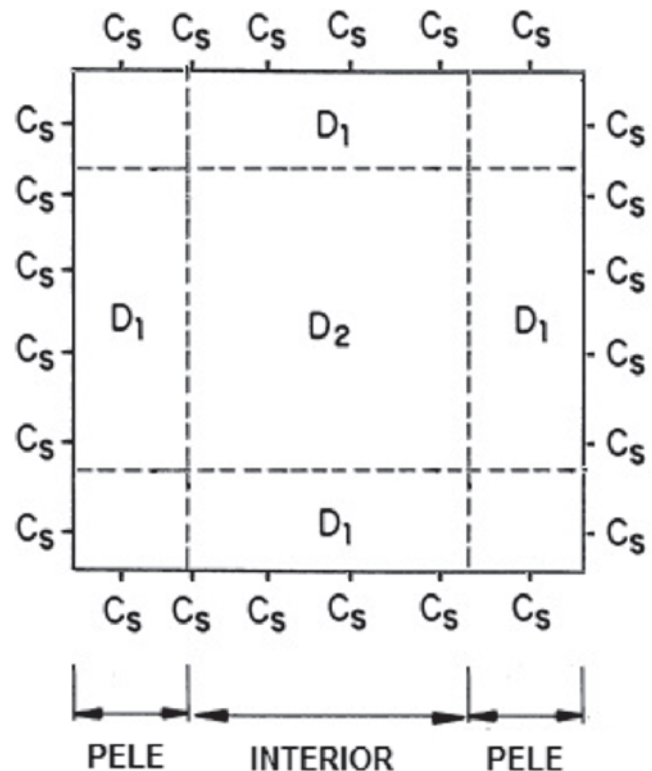


Figura 5
Efeito pele

Fonte: adaptado de Andrade *et al.* [20]

Tabela 2

Resumo dos modelos de concentração superficial de cloretos

Autores	Equação	Descrição
-	$C_s = cte$	Constante durante toda a vida útil da estrutura
Uji <i>et al.</i> (1990)	$C_s = S\sqrt{t}$	Aumenta com o tempo de exposição
Collins e Grace (1997)	$C_s = C_{s,ult} \cdot \frac{t}{t + T_{CS}}$	Após um aumento inicial nos primeiros anos, torna-se constante
Ann <i>et al.</i> (2009)	$C_s = C_0 + k\sqrt{t}$	Apresenta um acúmulo inicial e aumenta com o tempo de exposição
Song <i>et al.</i> (2008)	$C_s = C_0 + \alpha \ln t$	Apresenta um acúmulo inicial e aumenta com o tempo de exposição

aumento inicial, a concentração superficial atinge um valor limite, tornando-se constante (Equação 35). Segundo os autores, a magnitude deste limite está relacionada com o sistema cimentício e com a porosidade da camada superficial.

$$C_s = C_{s,ult} \cdot \frac{t}{t + T_{CS}} \quad [\% \text{ peso de concreto}] \quad (35)$$

Onde $C_{s,ult}$ é a concentração superficial final, constatada pelos autores como 0,6% para um concreto de cimento Portland comum com uma relação água cimento de 0,4 e teor de cimento de 450 kg/m³, t é o tempo de exposição (dias) e T_{CS} é um parâmetro que regula a taxa de acúmulo de cloretos na superfície do concreto (dias).

Como a concentração superficial de cloretos utilizada pelos trabalhos acima é dada em % de peso de concreto, seu equivalente em peso de cimento pode ser obtido a partir do teor de cimento no concreto (kg/m³), segundo a Equação 36.

$$C_s \text{ [% de peso de cimento]} = C_s \text{ [% de peso de concreto]} \cdot \left(\frac{2300}{\text{teor de cimento [kg/m}^3\text{]}} \right) \quad (36)$$

Ann *et al.* [28] e Song *et al.* [29] apresentam modelos que consideram um acúmulo inicial de cloretos na superfície que, em seguida, aumenta com o tempo de exposição, a partir das Equações 37 e 38, respectivamente.

$$C_s = C_0 + k\sqrt{t} \quad [\% \text{ peso de cimento}] \quad (37)$$

Onde k é a constante sob uma condição de acúmulo linear, t o tempo de exposição e C_0 é o acúmulo inicial de cloretos na superfície.

$$C_s = C_{s0} + \alpha \ln t \quad [\% \text{ peso de cimento}] \quad (38)$$

Onde C_{s0} é a concentração superficial em um tempo padrão (e.g. 28 dias) e α um parâmetro constante a ser determinado para os dados utilizados.

A Tabela 2 apresenta um resumo dos modelos de concentração superficial de cloretos implementados no *software* desenvolvido.

3. Análises paramétricas

O fenômeno de transporte de cloretos, de acordo com o modelo proposto, envolve diversos parâmetros que caracterizam a geometria, o material e as condições ambientais. Este trabalho se propõe a avaliar a influência na penetração de cloretos de: parâmetros climáticos, tempo de exposição, de acordo com a adição utilizada no concreto, e diferentes abordagens de concentração superficial de cloretos (condições de contorno). A Tabela 3 expõe as variáveis de controle referentes à geometria e

Tabela 3

Análise paramétrica: variáveis de controle (geometria e tempo)

Variáveis de controle		Valor
Geometria	Dimensões	8 cm x 8 cm
	Cobrimento de concreto	3 cm
Malha	Tipo de elementos	Triangular linear
	Tamanho do elemento	0.002
	Número de nós	2141
	Número de elementos	4088
Parâmetros de tempo	Tempo final (T)	50 anos
	Passo de tempo (dt)	5 dias

Tabela 4

Análise paramétrica: variáveis de controle

Variáveis de controle		Valor
Condições de contorno	Concentração inicial (C_0)	0 %
	Concentração superficial de cloretos (C_s)	2 % peso de cimento
Coeficiente de difusão	Coef. de difusão de referência ($D_{c,ref}$)	1×10^{-12} m ² /s
	Temperatura de referência (T_{ref})	23 °C
	Energia de ativação (U)	41,8 kJ/mol
	Parâmetro de umidade h_c	0,75

aos parâmetros de tempo, comuns a todos os estudos realizados. As demais variáveis estão apresentadas em cada análise. É importante salientar que este estudo não visa encontrar valores exatos para a concentração de cloretos. Em vez disso, os resultados obtidos devem ser contemplados em um contexto relativo, demonstrando o nível de influência de cada parâmetro no período de iniciação da estrutura.

3.1 Influência de parâmetros climáticos na penetração de cloretos

i. Temperatura e umidade

Por serem duas cidades do litoral brasileiro e apresentarem valores de temperatura e umidade ambiente bastante distintos, as cidades de Florianópolis (SC, Brasil) e João Pessoa (PB, Brasil) foram escolhidas para esta análise. Além destas cidades, Vancouver (BC, Canadá) foi selecionada por ser uma cidade litorânea de clima consideravelmente mais frio e seco.

Os efeitos da temperatura e da umidade são modelados a partir das funções $f_1(T)$ e $f_3(h)$, presentes na Equação 2. Como referência foi utilizado um caso com coeficiente de difusão constante no tempo, ou seja, desconsiderando-se a influência dos parâmetros climáticos.

Para esta análise, a concentração superficial de cloretos foi man-

tida constante no tempo e os efeitos do grau de hidratação e do efeito pele não foram considerados, de modo a facilitar a interpretação dos resultados quanto aos parâmetros que se objetiva estudar. Encontram-se, na Tabela 4, as variáveis de controle que compõem este estudo e seus respectivos valores. A concentração superficial de cloretos (C_s) e o coeficiente de difusão de referência ($D_{c,ref}$) foram escolhidos dentro dos intervalos encontrados na literatura [10,12,26,28,29].

Devido à falta de dados mais precisos, a temperatura e umidade relativa dos poros do concreto foram consideradas em equilíbrio com a atmosfera. Como já relatado por Andrade *et al.* [30], a temperatura no interior do concreto é bastante similar à temperatura externa. Os dados climáticos das cidades de Florianópolis (SC, Brasil) e João Pessoa (PB, Brasil) foram obtidos através do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET²), para o intervalo de 1961 a 1990, e os dados da cidade de Vancouver (BC, Canadá), do Departamento de Meio Ambiente e Mudança Climática do Canadá (ECCC³), de 1981 a 2010. Os valores utilizados como dados de entrada no *software* estão expostos na Tabela 5.

ii. Radiação solar

Este estudo foi efetuado para as cidades de João Pessoa (PB) e Florianópolis (SC) com os mesmos parâmetros do item anterior, acrescentando-se aqueles referentes à radiação solar.

Tabela 5

Análise paramétrica: parâmetros climáticos anuais

Parâmetros climáticos		Florianópolis (SC)	João Pessoa (PB)	Vancouver (BC)
Temperatura	Máxima (°C)	24,6	27,2	18
	Mínima (°C)	16,5	24,2	3,6
	Dia de máxima anual	45	45	210
Umidade relativa	Máxima (%)	84	87	81,2
	Mínima (%)	80	73	61,4
	Dia de máxima anual	195	195	15

² <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?=&clima/normaisclimatologicas>

³ http://climate.weather.gc.ca/climate_normals/results_1981_2010_e.html?stnID=889&autofwd=1

Tabela 6

Análise paramétrica: parâmetros de radiação solar – João Pessoa (PB) e Florianópolis (SC)

JAN		FEV		MAR		ABR	
João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis
22	18	20	16	20	14	18	12
MAI		JUN		JUL		AGO	
João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis
16	10	14	8	14	8	18	10
SET		OUT		NOV		DEZ	
João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis	João Pessoa	Florianópolis
20	12	22	16	20	18	20	18

Parâmetros para cálculo do acréscimo de temperatura		
Cidade	João Pessoa	Florianópolis
Latitude	27,5°	7,0°
Inclinação da superfície	90°	90°
Azimute da superfície	30°	30°
Coef. de reflexão do entorno	0,5	0,5
Fator de absorção	60 %	60 %
Coef. de transferência de calor	25 Kcal/m²h °C	25 Kcal/m²h °C

A radiação solar é considerada na função $f_1(T)$ (Equação 3) a partir de um acréscimo na temperatura exterior (Equação 30). Os dados de radiação solar global diária em média mensal em uma superfície horizontal para cada mês do ano foram obtidos do Atlas Solarimétrico do Brasil [15]. Os demais parâmetros foram selecionados para representar uma estrutura situada na área urbana. A Tabela 6 apresenta os dados de entrada no programa referentes à modelagem da radiação solar para João Pessoa e Florianópolis.

3.1.1 Resultados e discussões

i. Temperatura e umidade

A Figura 6 apresenta a variação da concentração de cloretos para o caso de coeficiente de difusão constante e para as cidades de

Florianópolis, João Pessoa e Vancouver. A Tabela 7 expõe os valores de concentração de cloretos para as idades de 5, 10, 20 e 50 anos para os casos estudados.

Pode-se observar que a taxa de aumento da concentração de cloretos em determinado ponto varia ao longo do ano sazonalmente, apresentando redução da inclinação da curva em períodos mais frios e secos.

Para todas as idades o caso em que o coeficiente de difusão foi mantido constante apresentou concentrações mais elevadas. Florianópolis exibe, em relação ao caso de coeficiente constante, reduções de 53,90%, 36,70%, 22,60% e 14,00% para as idades de 5, 10, 20 e 50 anos, respectivamente. Já João Pessoa apresenta reduções de 35,81%, 22,41%, 12,96% e 7,93% para estas idades. Ainda em relação ao mesmo caso, Vancouver, devido aos baixos valores de $f_1(T)$ e $f_3(h)$, é a que mostra maiores reduções, sendo

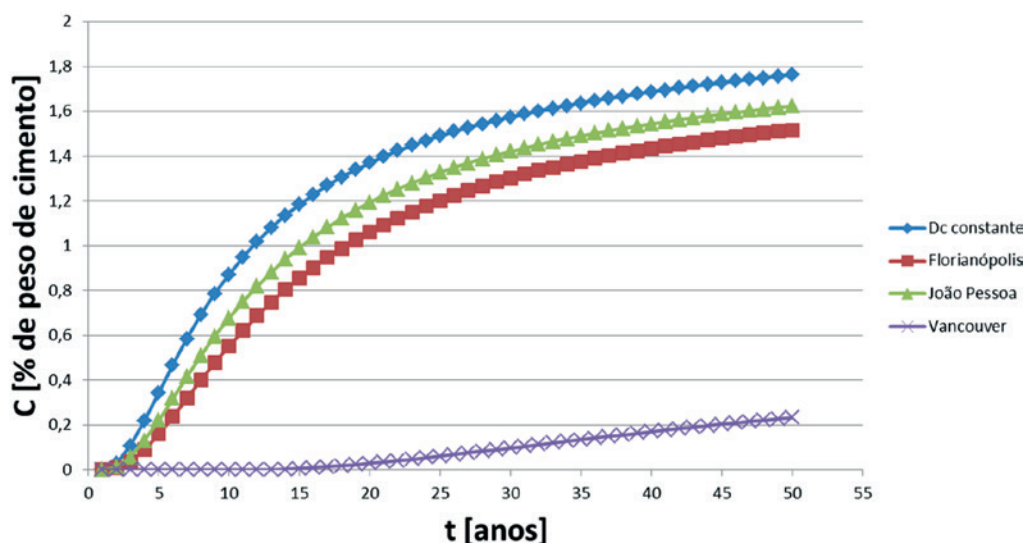


Figura 6
Variação da concentração de cloretos – parâmetros climáticos

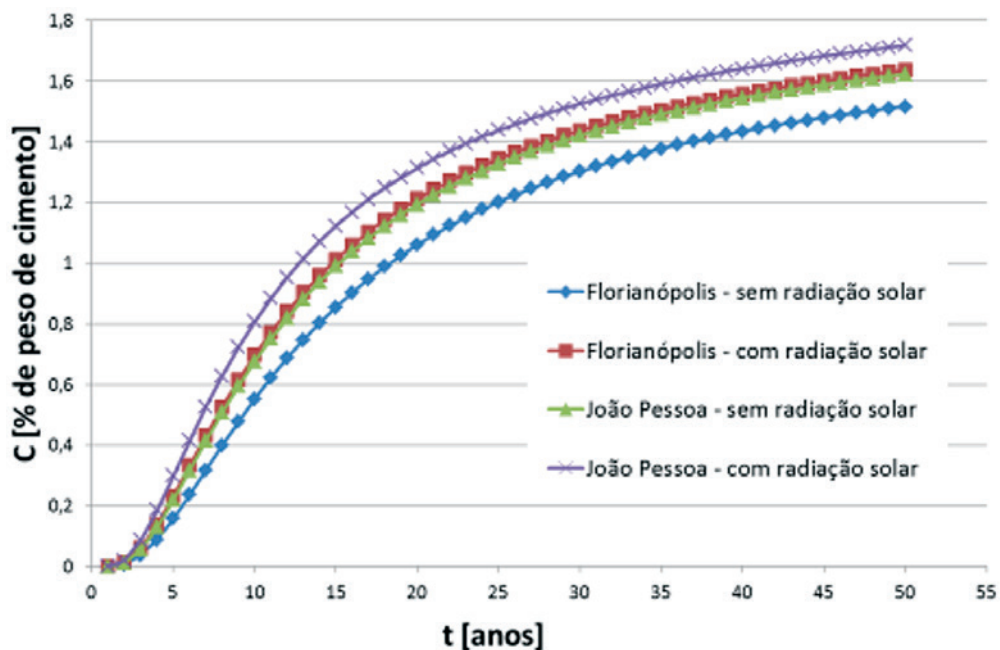
Tabela 7

Valores das concentrações de cloretos para 5, 10, 20 e 50 anos – parâmetros climáticos

Caso	Concentração de cloretos [% de peso de cimento]			
	5 anos	10 anos	20 anos	50 anos
Constant Dc	0,3432	0,8725	1,3710	1,7635
Florianópolis	0,1582	0,5523	1,0612	1,5166
João Pessoa	0,2203	0,6770	1,1933	1,6237
Vancouver	0,0000	0,0000	0,0283	0,2332

**Figura 7**

Mapas de isoconcentrações – parâmetros climáticos

**Figura 8**

Variação da concentração de cloretos – radiação solar

Tabela 8

Valores das concentrações de cloretos para 5, 10, 20 e 50 anos – radiação solar

Caso	Concentração de cloretos [% de peso de cimento]			
	5 anos	10 anos	20 anos	50 anos
Florianópolis – sem radiação solar	0,1582	0,5523	1,0612	1,5166
Florianópolis – com radiação solar	0,2326	0,6979	1,2124	1,6365
João Pessoa – sem radiação solar	0,2203	0,6770	1,1933	1,6237
João Pessoa – com radiação solar	0,2999	0,8079	1,3144	1,7179

100%, 100%, 97,94% e 86,78%. Em relação à cidade de João Pessoa, que resultou nas maiores concentrações entre as três cidades, Vancouver possui redução da concentração de 85,64% para a idade de 50 anos. A Figura 7 exibe os mapas de isoconcentrações gerados pelo *software* para os casos analisados.

ii. Radiação solar

Nesta análise consideraram-se os parâmetros de temperatura e umidade das cidades de Florianópolis e João Pessoa, com o acréscimo na temperatura gerado pela radiação solar nessas cidades (Equação 30). A Figura 8 apresenta a variação da concentração de cloretos para as cidades de Florianópolis e João Pessoa, demonstrando o efeito de se considerar a influência da radiação solar. A Tabela 8 expõe os valores de concentração de cloretos para as idades de 5, 10, 20 e 50 anos para os casos estudados.

Através dos resultados apresentados, observa-se a capacidade da radiação solar de aumentar a difusividade do concreto. Com esta consideração, a cidade de Florianópolis apresentou concentrações 47,03%, 26,36%, 14,25% e 7,91% maiores para as idades de 5, 10, 20 e 50 anos, respectivamente. Em consonância, para a cidade de João Pessoa, as concentrações resultaram 36,13%, 19,34%, 10,15% e 5,8% mais elevadas para as mesmas idades.

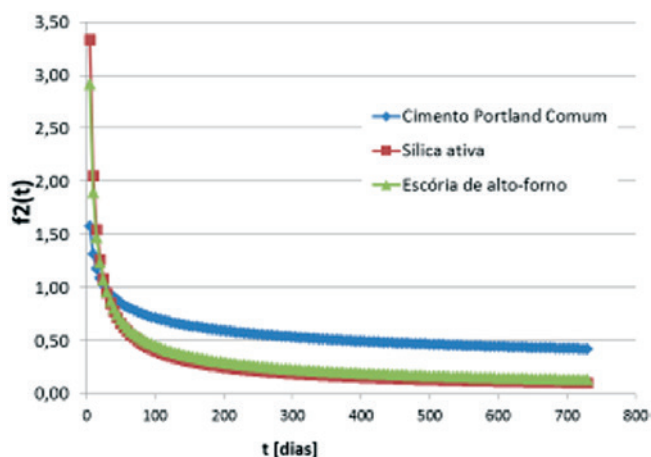


Figura 9
Variação da função multiplicativa $f_2(t)$ ao longo de dois anos

3.2 Influência do tempo de exposição na penetração de cloretos

Com o aumento do tempo de exposição, tem-se um aumento contínuo do grau de hidratação que, reduzindo a permeabilidade do concreto, reduz também sua difusividade, de um valor a depender do tipo de cimento e adições utilizadas.

Para esta análise, considerou-se apenas o grau de hidratação como fator interveniente no coeficiente de difusão, ou seja, os efeitos da temperatura, da umidade relativa e da radiação solar não foram considerados, de modo a facilitar a interpretação dos resultados quanto aos parâmetros que se objetiva estudar. A concentração superficial de cloretos (C_s) utilizada foi de 2% em relação à massa de cimento, mantida constante ao longo do tempo. Os valores utilizados para o fator de redução com a idade (m), que controla a evolução da hidratação do cimento, foram de 0,264 (cimento Portland comum), 0,621 (cimento com escória de alto-forno) e 0,699 (cimento com cinza volante).

3.2.1 Resultados e discussões

A variação da função $f_2(t)$ (Equação 7) ao longo de dois anos para

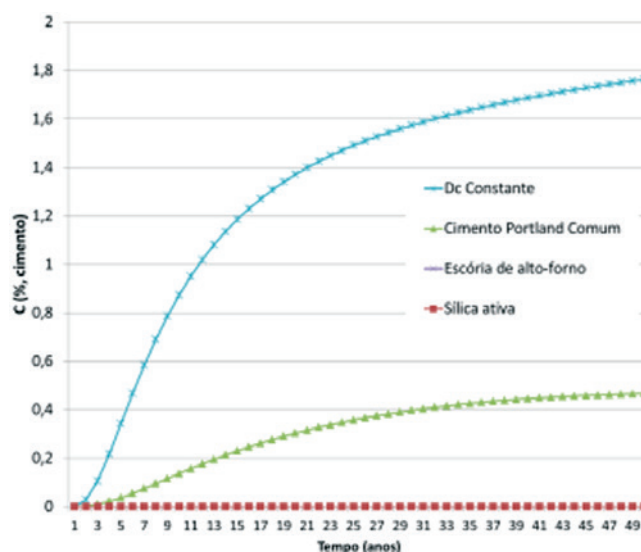


Figura 10
Variação da concentração de cloretos – tempo de exposição

Tabela 9

Valores das concentrações de cloretos para 5, 10, 20 e 50 anos – tempo de exposição

Caso	Concentração de cloretos [% de peso de cimento]			
	5 anos	10 anos	20 anos	50 anos
Dc constante	0,3432	0,8725	1,3710	1,7635
Cimento Portland comum – m = 0,264	0,0370	0,1367	0,3033	0,4674
Escória de alto-forno – m = 0,621	0	0	0	0
Sílica ativa – m = 0,699	0	0	0	0

Tabela 10

Análise paramétrica: variáveis de controle

Variáveis de controle		Valor
Condições de contorno	Concentração inicial (C_0)	0 %
Coeficiente de difusão	Coef. de difusão de referência ($D_{c,ref}$)	1×10^{-12} m ² /s

os casos estudados é exibida na Figura 9. A Figura 10 apresenta a variação da concentração de cloretos para os casos de: coeficiente de difusão constante, concreto de cimento Portland comum ($m = 0,264$), concreto com escória de alto-forno ($m = 0,621$) e concreto com sílica ativa ($m = 0,699$). A Tabela 9 expõe os valores de concentração de cloretos para as idades de 5, 10, 20 e 50 anos. Através dos resultados apresentados, pode-se observar uma grande influência do tipo de cimento, das adições utilizadas e do grau de hidratação na difusividade do concreto. A consideração do grau de hidratação levou a uma redução da concentração de cloretos, após 50 anos de exposição, de 73,50% para o caso de cimento Portland comum e de 100% para cimentos com escória de alto-forno e sílica ativa. Verifica-se que o efeito da hidratação ocorre majoritariamente nas primeiras idades, afetando decisivamente a difusão de cloretos (Figura 9).

Ao considerar-se o valor de 0,4% como a concentração limite para despassivação da armadura, valor comum no meio técnico, tem-se que a armadura estaria despassivada em pouco mais de 5 anos para o caso em que o efeito do grau de hidratação é desconsiderado. Já o caso de cimento Portland comum, a despassivação

ocorreria aos 30 anos. Considerando-se a utilização da escória de alto-forno e da sílica ativa, a despassivação dar-se-ia em idades superiores a 50 anos.

3.3 Influência dos diferentes modelos de concentração superficial na penetração de cloretos

Para esta análise, o coeficiente de difusão de cloretos foi mantido constante no tempo, ou seja, os efeitos da temperatura, da umidade relativa, do grau de hidratação e da radiação solar no coeficiente de difusão não foram considerados, de modo a facilitar a interpretação dos resultados quanto aos parâmetros que se objetiva estudar. Encontram-se, na Tabela 10, as variáveis de controle que compõe este estudo e seus respectivos valores.

Foram utilizados os dados de concentração superficial apresentados por Bentz *et al.* (1996) *apud* Song [29], empregados por Song [29] na proposição de seu modelo. A partir dos parâmetros apresentados pelo autor, realizou-se regressão não linear para ajuste das curvas dos demais modelos. Para os valores de concentração de cloretos

Tabela 11

Parâmetros dos modelos de concentração superficial, obtidos por regressão não linear

Modelo	Equação	Parâmetros
-	$C_s = cte$	$C_s = 5,1541$
Uji <i>et al.</i> (1990)	$C_s = S\sqrt{t}$	$S = 2,51 \times 10^{-5}$
Collins e Grace (1997)	$C_s = C_{s,ult} \cdot \frac{t}{t + T_{CS}}$	$C_{s,ult} = 0,8651$; $T_{CS} = 533,5267$
Ann <i>et al.</i> (2009)	$C_s = C_0 + k\sqrt{t}$	$C_0 = 3,3593$; $k = 0,3488$
Song <i>et al.</i> (2008)	$C_s = C_0 + \alpha \ln t$	$C_0 = 3,0431$; $\alpha = 0,6856$

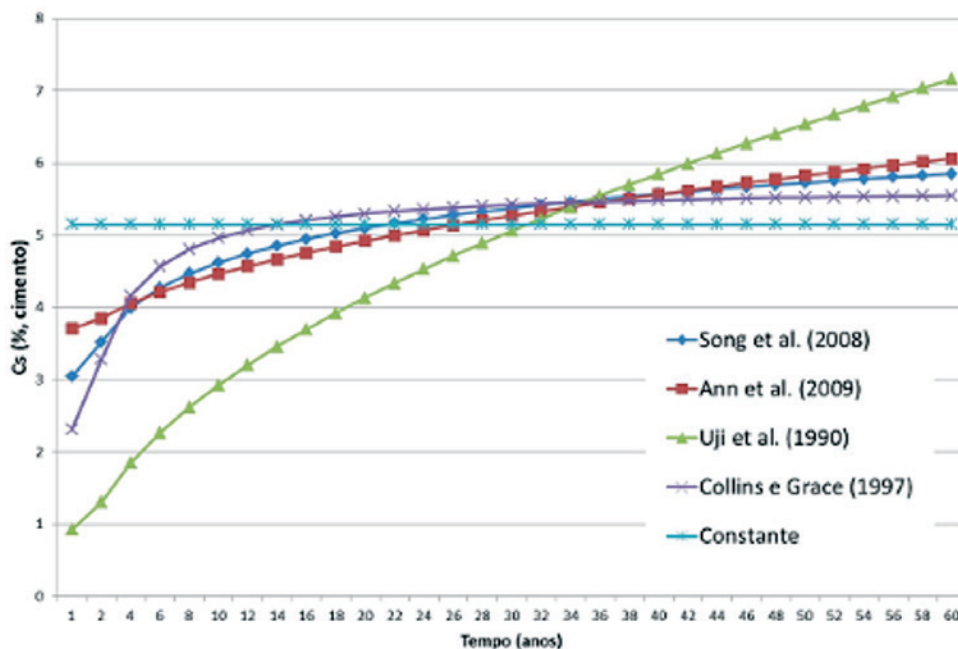


Figura 11
Curvas de variação da concentração superficial utilizadas na análise paramétrica

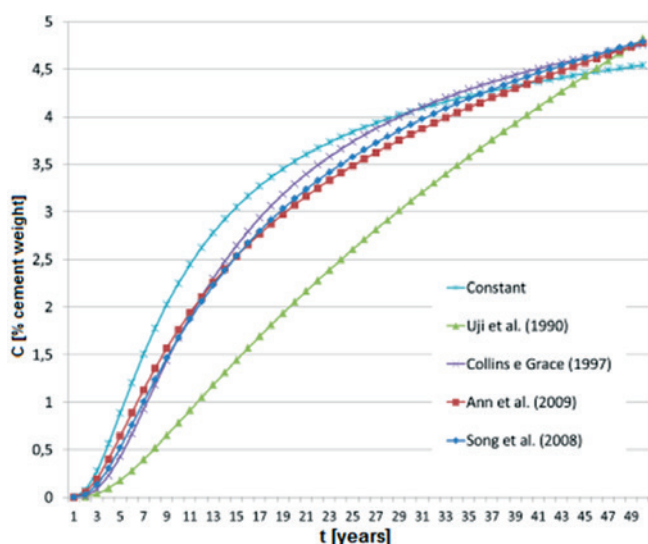


Figura 12
Variação da concentração de cloretos – concentração superficial

em % de peso de concreto, considerou-se, na obtenção da concentração em relação à % de peso de cimento, um peso específico do concreto de 2300 kg/m³ e um teor de cimento no concreto de 350 kg/m³. Os parâmetros encontrados para cada modelo são apresentados na Tabela 11. A Figura 11 exibe as curvas obtidas com estes parâmetros. Os valores obtidos são equivalentes, de acordo com a literatura técnica, a uma zona de variação de maré [31].

3.3.1 Resultados e discussões

A Figura 12 apresenta a variação da concentração de cloretos para as cinco abordagens de concentração superficial utilizadas neste estudo. A Tabela 12 expõe os valores de concentração de cloretos para as idades de 5, 10, 20 e 50 anos para os casos estudados. A abordagem de concentração superficial constante produziu os valores de concentração de cloretos mais altos para os primeiros 30 anos. Isso porque, de acordo com a Figura 11, a concentração superficial era a mais elevada nas primeiras idades. Para idades elevadas, essa abordagem tende a apresentar valores mais baixos que os outros modelos. Já o modelo de Uji *et al.* [26], apresentou as menores concentrações de cloretos durante praticamente todo o tempo estimado. Entretanto, nas idades próxima a 50 anos, já mostrava concentrações mais elevadas, com tendência de aumento no distanciamento para futuras idades.

Tabela 12
Valores das concentrações de cloretos para 5, 10, 20 e 50 anos – concentração superficial

Abordagem	Concentração de cloretos [% de peso de cimento]			
	5 anos	10 anos	20 anos	50 anos
Cs constante	0,8845	2,2484	3,5331	4,5446
Uji <i>et al.</i> (1990)	0,1761	0,7829	2,0521	4,8225
Collins e Grace (1997)	0,4270	1,6747	3,2969	4,7543
Ann <i>et al.</i> (2009)	0,6431	1,7610	3,0757	4,7780
Song <i>et al.</i> (2008)	0,5220	1,6745	3,1381	4,7933

Os demais modelos [27-29] resultaram em valores de concentração de cloretos bem próximos ao longo de todo o período estudado. Entretanto, a curva referente à abordagem de Ann *et al.* [28] tende a se distanciar das outras duas, pois a concentração superficial deste modelo tende a crescer indefinidamente com o tempo. Já os modelos de Collins e Grace [27] e Song *et al.* [29], tendem a continuar apresentando valores próximos, uma vez que suas curvas de concentração superficial tem alguns aspectos em comum, iniciando em valores intermediários e se aproximando de um valor constante nos últimos anos.

4. Análises de diferentes espessuras de cobrimento para as cidades de Vitória (ES) e Florianópolis (SC)

A espessura e qualidade do concreto de cobrimento são dois dos principais fatores que determinam a durabilidade das estruturas. Assim, a NBR 6118 [7] estabelece a qualidade do concreto e os cobrimentos mínimos que devem ser atendidos para cada classe de agressividade ambiental. Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}), a norma prescreve que o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução ($\Delta c = 10$ mm, nas obras correntes). Segundo a norma, vigas e pilares em concreto armado, situados em regiões de classe de agressividade marinha, devem possuir um cobrimento nominal de 40 mm, ou seja, um cobrimento mínimo de 30 mm ($c_{min} = c_{nom} - \Delta c = 30$ mm).

Assim, analisam-se espessuras de cobrimento de 20 mm, 30 mm e 40 mm para as cidades de Vitória (ES) e Florianópolis (SC), demonstrando os efeitos na vida útil da peça. Para isso, considera-se uma viga de fachada de 20 cm de largura e 40 cm de altura em concreto aparente situada em zona de atmosfera marinha.

Devido a falta de dados mais precisos, específicos de cada região, adotou-se como concentração superficial o modelo de Uji *et al.* [26] com parâmetro "S" igual a $5,57 \times 10^{-6} 1/\sqrt{s}$, indicado pelo autor como típico de zona de atmosfera marinha. Foi considerada exposta apenas uma das faces da viga (Figura 13). A evolução da concentração superficial utilizada para as duas cidades é exibida na Figura 14.

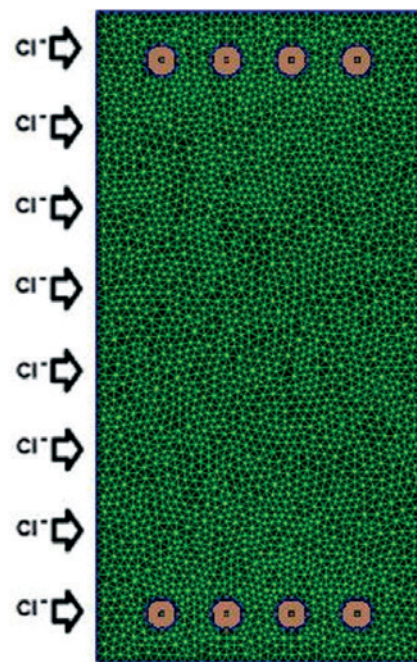


Figura 13 Geometria e face exposta

Devido à falta de dados reais, o coeficiente de difusão de referência foi adotado como $1 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, medido aos 120 dias a 23° C , valor condizente com os encontrados na literatura. Foram utilizados dados climáticos da cidade de Vitória (ES) e Florianópolis (SC), obtidos através do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Devido à falta de dados mais precisos, a temperatura e umidade relativa dos poros do concreto foram consideradas em equilíbrio com a atmosfera. Como já relatado anteriormente por Andrade *et al.* [30], a temperatura no interior do concreto é bastante similar à temperatura externa. A energia de ativação foi adotada como $44,6 \text{ kJ/K.mol}$, referente a um concreto com relação água/cimento igual a 0,5.

Para a consideração do grau de hidratação deve-se determinar o tipo de cimento utilizado. O cimento mais empregado em Vitória é

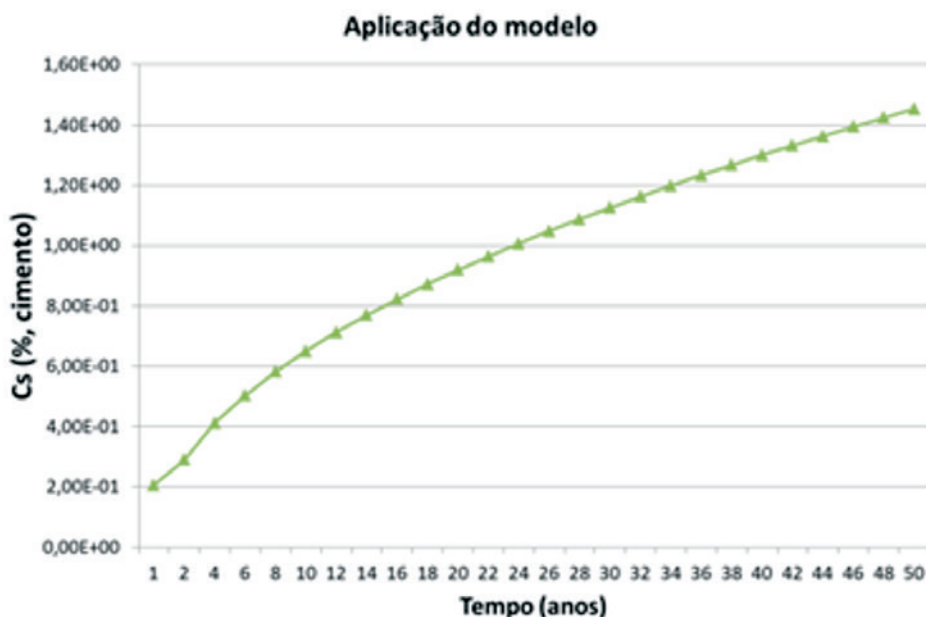


Figura 14 Concentração superficial adotada (zona de atmosfera marinha)

Tabela 13

Aplicação do modelo: parâmetros de entrada

Parâmetros		Valor		
Geometria	Dimensões	20 cm x 40 cm		
	Cobrimento de concreto	20 mm	30 mm	40 mm
Malha	Tipo de elementos	Triangular linear		
	Tamanho do elemento	0,006		
	Número de nós	3256	3253	3234
	Número de elementos	6211	6205	6167
Parâmetros de tempo	Tempo final (T)	50 anos		
	Passo de tempo (Δt)	5 dias		
Condições de contorno	Concentração inicial (C_0)	0 %		
	Concentração superficial de cloretos (C_s)	Uji <i>et al.</i> (1990) $S = 5,57 \cdot e^{-6} \cdot 1/\sqrt{s}$		
	Teor de cimento	350 kg/m ³		
Coeficiente de difusão	Coef. de difusão de referência ($D_{c,ref}$)	1×10^{-12} m ² /s		
	Temperatura de referência (T_{ref})	23 °C		
	Idade de referência (t_{ref})	120 dias		
	Energia de ativação (U)	44,6 kJ/mol		
	Fator de redução (m)	0,264		
	Parâmetro de umidade hc	0,75		
Temperatura	Cidade	Vitória	Florianópolis	
	Máxima (°C)	26,9	24,6	
	Mínima (°C)	21,7	16,5	
	Dia de máxima anual	45	45	
Umidade relativa	Máxima (%)	80	84	
	Mínima (%)	77	80	
	Dia de máxima anual	285	195	

Tabela 14

Aplicação do modelo: parâmetros de radiação solar - Vitória (ES)

Radiação solar global diária em média mensal recebida por uma superfície horizontal para cada mês do ano [MJ/m ² .dia]			
JAN	FEV	MAR	ABR
18	18	18	14
MAI	JUN	JUL	AGO
14	12	12	14
SET	OUT	NOV	DEZ
14	16	16	16

Parâmetros para cálculo do acréscimo de temperatura	
Latitude	20,3 °
Inclinação da Superfície	90 °
Azimute da Superfície	30 °
Coef. de reflexão do entorno	0,5
Fator de absorção	60 %
Coef. de transferência de calor	25 Kcal/m ² h°C

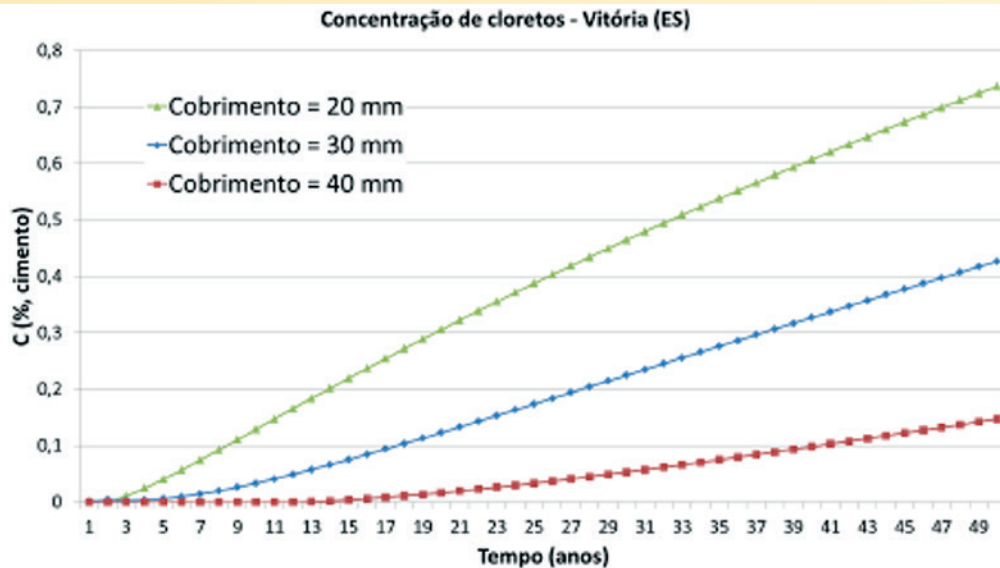


Figura 15
Variação da concentração de cloretos em Vitória – ES

o CP – III, já em Florianópolis, o CP-II e o CP-IV são preponderantes. Entretanto, devido a grande sensibilidade do coeficiente de difusão em relação ao fator de redução com a idade (m), à grande variabilidade deste parâmetro e a falta de dados precisos para cada tipo de cimento, considerou-se uma situação menos favorável, com um concreto de cimento CP-I, de fator “m” igual a 0,264. Os dados de radiação solar global diária em média mensal recebida por uma superfície horizontal para cada mês do ano nas cidades de Vitória e Florianópolis foram obtidos do Atlas Solarimétrico do Brasil [15]. Os demais parâmetros para o cálculo do acréscimo de temperatura devido à radiação solar foram selecionados para representar uma estrutura na área urbana. Os parâmetros utilizados como dados de entrada no *software* estão expostos nas Tabelas 6, 13 e 14.

4.1 Resultados e discussões

A Figura 15 e a Figura 16 apresentam a variação da concentração de cloretos para os cobrimentos estudados para as cidades

de Vitória e Florianópolis, respectivamente. A Tabela 15 expõe os valores de concentração de cloretos para as idades de 5, 10, 20 e 50 anos para os casos estudados. Na Figura 17 são apresentados os mapas de isoconcentrações gerados pelo *software* para os casos analisados.

Pode-se observar que as concentrações atingidas nas duas cidades não foram muito distintas, sendo que, após 50 anos, Vitória apresenta valores 1,11%, 1,99% e 6,51% maiores em comparação a Florianópolis, para espessuras de cobertura de 20 mm, 30 mm e 40 mm, respectivamente. É importante salientar que, por se tratar de um caso hipotético e devido à falta de dados, neste trabalho adotou-se a mesma concentração superficial nas duas cidades, caracterizando uma zona de atmosfera marinha. Entretanto, este valor tende a sofrer alterações com a localização e distância do mar, influenciando a concentração de cloretos.

Os resultados demonstram também a grande importância da espessura de cobertura. Para a cidade de Vitória, o caso com

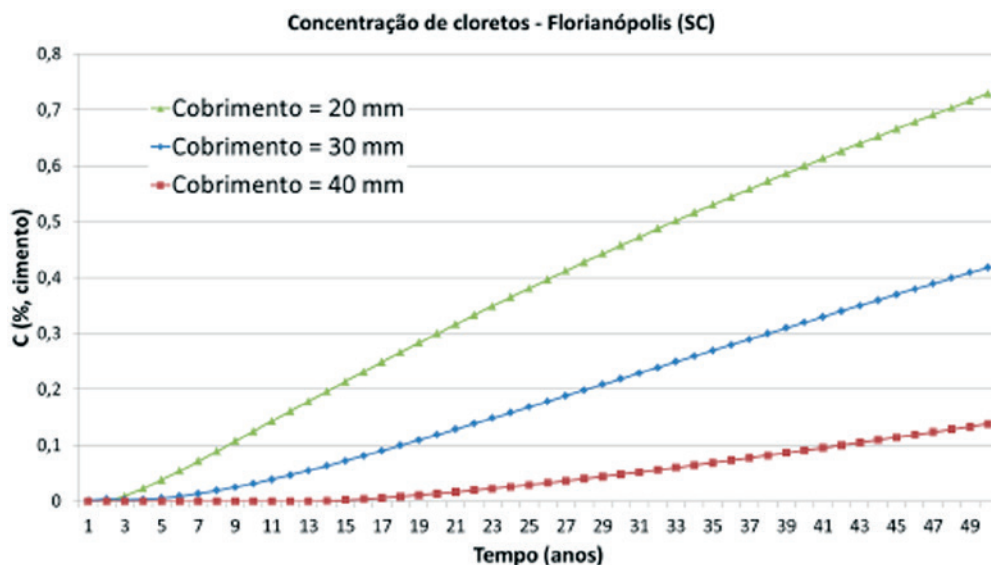


Figura 16
Variação da concentração de cloretos em Florianópolis – SC

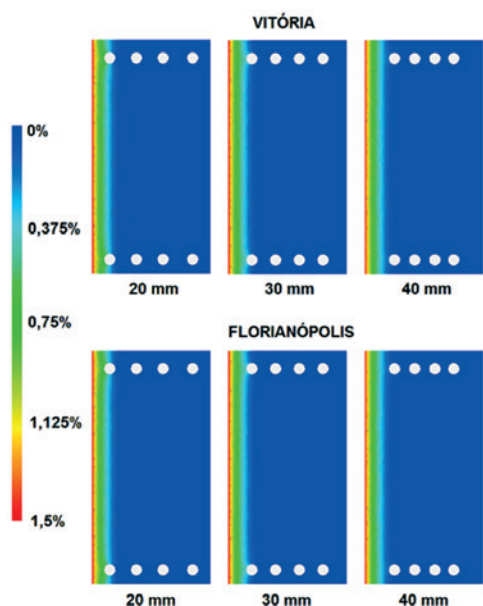


Figura 17
Mapas de isoconcentrações – cobrimentos de 20 mm, 30 mm e 40 mm

cobrimento de 30 mm exibe concentrações 85,06%, 74,01%, 59,71% e 42,08% menores que o caso com 20 mm de espessura para as idades de 5, 10, 20 e 50 anos, respectivamente. Já a viga com cobrimento de 40 mm obteve valores de concentração 100%, 100%, 94,54% e 80,01% menores para as mesmas idades quando comparada ao mesmo caso. Resultados similares são obtidos para Florianópolis.

Ao considerar-se o valor de 0,4% como a concentração limite para despassivação da armadura, valor comum no meio técnico, tem-se que a vida útil obtida para a viga com 20 mm de cobrimento é em torno de 26 anos para as duas cidades. Já para a espessura de 30 mm, a despassivação ocorre aos 48 anos, também nas duas cidades. Ou seja, o aumento de 10 mm na espessura de cobrimento levou a um aumento de 84,62 % na vida útil da peça. O cobrimento de 40 mm, que proporciona a maior vida útil entre os três, apresenta, após 50 anos, concentração de 0,1474 % para a cidade de Vitória e 0,1384 % para Florianópolis, possuindo ainda uma vida útil residual elevada.

Tabela 15

Valores das concentrações de cloretos para 5, 10, 20 e 50 anos

Abordagem	Concentração de cloretos [% de peso de cimento]			
	5 anos	10 anos	20 anos	50 anos
Vitória – cobrimento 20 mm	0,0404	0,1291	0,3060	0,7373
Vitória – cobrimento 30 mm	0,0060	0,0336	0,1233	0,4270
Vitória – cobrimento 40 mm	0	0	0,0167	0,1474
Florianópolis – cobrimento 20 mm	0,0384	0,1252	0,3001	0,7292
Florianópolis – cobrimento 30 mm	0,0057	0,0319	0,1191	0,4187
Florianópolis – cobrimento 40 mm	0	0	0,0139	0,1384

5. Conclusões

Apesar de a corrosão de armaduras por ação de cloretos ser um tema muito estudado desde a década de 70, existem muitas lacunas no conhecimento de seus processos. Uma quantidade considerável de modelos de previsão de vida útil já foi desenvolvida, entretanto, ainda não há uma abordagem amplamente aceita, que tenha conseguido alcançar efetivamente o mercado.

Este trabalho apresenta um modelo de penetração de cloretos por difusão em estruturas de concreto armado. Este modelo prevê a evolução da concentração de cloretos com o tempo, assim como o tempo necessário, em determinada situação, para que o limite de cloretos para a despassivação da armadura seja atingido. O software desenvolvido possui interface amigável (Figura 2) e janelas de entrada de dados que permitem a manipulação de todos os parâmetros considerados, facilitando análises da influência de cada variável.

5.1 Análises paramétricas

Com o intuito de colaborar com o entendimento sobre os modelos físicos que abrangem os diversos fatores intervenientes na penetração de cloretos, foi realizada análise paramétrica contemplando a influência de parâmetros climáticos (temperatura, umidade e radiação solar), a influência do tempo de exposição (grau de hidratação) e a influência de diferentes abordagens de concentração superficial de cloretos. Destas análises, conclui-se:

- Quanto menor a temperatura e a umidade, menor a penetração de cloretos. Assim, o aumento da concentração de cloretos em determinado ponto varia ao longo do ano, de acordo com os parâmetros climáticos.
- Cidades com diferentes climas apresentaram valores de coeficiente de difusão e de concentração de cloretos muito distintos, sugerindo tempos de reparo completamente diferentes. A maior tendência de penetração de cloretos ocorrerá em verões úmidos e a menor em invernos secos. Além disso, para temperaturas próximas de zero este fenômeno fica bastante reduzido e, para umidades abaixo de 50%, ele é praticamente inexistente.
- A radiação solar tem capacidade de aumentar a difusividade do concreto de maneira significativa, mesmo para cidades onde a radiação não é tão intensa. Assim, a não consideração da radiação solar pode levar a valores de vida útil superestimados.

- Pode-se observar uma grande influência do tipo de cimento utilizado e do grau de hidratação na difusividade do concreto. Esta consideração levou a uma notável redução da concentração de cloretos nos casos analisados, aumentando o período de iniciação de 5 anos para 30 anos no caso de cimento Portland comum e bem acima de 50 anos para os casos de cimentos com escória de alto-forno e sílica ativa, onde, mesmo após 50 anos, a frente de cloretos ainda não havia atingido a armadura.
- Há grande sensibilidade do coeficiente de difusão e da concentração de cloretos em relação ao fator de redução com a idade (m). Entretanto, não há grande variedade de estudos abordando este fator para diversos tipos e teores de adições, condição importante para aumentar a confiabilidade das previsões de vida útil.
- A consideração de uma concentração superficial constante produz valores de concentração de cloretos mais altos em idades menores, sendo eventualmente ultrapassados pelos demais modelos. Para idades mais elevadas, as curvas referentes às abordagens de Uji *et al.* [26] e Ann *et al.* [28] tendem a apresentar valores mais elevados. Já os modelos de Collins e Grace [27] e Song *et al.* [29], tendem a apresentar valores intermediários, se aproximando de um valor constante.
- Ressalta-se que um dos fatores que dificultam a utilização de modelos como o aqui apresentado é a falta de dados disponíveis de concentração de cloretos na literatura para, por exemplo, definir-se a concentração superficial de cloretos em determinadas regiões ou zonas de agressividade.
- Considerar ou não considerar cada fator interveniente no fenômeno da difusão pode levar a grandes alterações na definição do período de iniciação, a depender da condição da estrutura - localização, parâmetros climáticos, concentração superficial, tipo de cimento utilizado, condição da camada de pele, etc. Ou seja, a importância de cada parâmetro não é constante, mas irá depender do caso específico e a adoção de modelos inadequados pode levar a grandes erros na previsão do tempo para corrosão.

5.2 Análises de diferentes espessuras de cobertura para as cidades de Vitória (ES) e Florianópolis (SC)

- A utilização dos microclimas de cada cidade não gerou grandes alterações na vida útil estimada, uma vez que a concentração superficial utilizada foi a mesma.
- Os resultados obtidos corroboram as espessuras de cobertura apresentadas na NBR 6118 [7]. Para os casos estudados, obteve-se vida útil de 26 anos para cobertura de 20 mm e 48 anos para cobertura de 30 mm, espessura mínima para vigas e pilares situados em regiões de classe de agressividade marinha. O cobertura nominal especificado pela norma para este caso, de 40 mm, resultou em baixos valores de concentração de cloretos após 50 anos.
- A NBR 6118 [7] ainda adota como principal ferramenta a definição de cobrimentos mínimos e qualidades mínimas do concreto de cobertura. A utilização de modelos determinísticos permite a avaliação quantitativa da vida útil para casos reais

específicos, expressa em número de anos. Salienta-se a importância da obtenção de dados de concentração superficial e coeficiente de difusão para utilização em obras reais.

6. Agradecimentos

Expressamos nossos agradecimentos à FAPES – Fundação de Amparo à Pesquisa do Espírito Santo pelo fomento da pesquisa. Igualmente agradecemos a importante colaboração da Dra. Carmen Andrade e Dr. Fabiano Tavares do Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja – Madrid – España.

7. Referências bibliográficas

- [1] HELENE, P. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. Universidade de São Paulo - USP, Tese de Livre Docência, 248 p, 1993.
- [2] DAL MOLIN, D. C. C. Fissuras em estruturas de concreto armado – análise das manifestações típicas e levantamento de casos ocorridos no estado do Rio Grande do Sul. Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS, Dissertação de Mestrado, 220 p, 1988.
- [3] RIBEIRO, D. V. *et al.* Corrosão em estruturas de concreto armado - Teoria, Controle e Métodos de análise. Elsevier, 272 p, 2014.
- [4] MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M. CONCRETO – Microestrutura, Propriedades e Materiais. São Paulo: IBRACON, 2008.
- [5] ANDRADE, C. Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras. São Paulo: Ed. PINI, 104 p, 1992.
- [6] TUUTTI, K. Corrosion of steel in concrete. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 469 p, 1982.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, NBR 6118, ABNT, Rio de Janeiro, 238 p, 2014.
- [8] HELENE, P. A Nova NBR 6118 e a Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: II Seminário de Patologia das Construções, Porto Alegre, 2004. Novos Materiais e Tecnologias Emergentes. Porto Alegre: LEME/UFRGS, v.1. p.1-30, 2004.
- [9] ANDRADE, C. Reinforcement corrosion: Research needs. Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II – Alexander *et al* (eds). 8 p. 2009.
- [10] TAVARES, F. Coupled model of initiation and propagation of corrosion in reinforced concrete. Universidad Politécnica de Madrid, Tesis, 166 p, 2013.
- [11] CRANK, J. The Mathematics of Diffusion. London: Oxford University Press, p. 414, 1975.
- [12] COSTA, A.; APPLETON, J. Chloride penetration into concrete in marine environment - Part I: Main parameters affecting chloride penetration. Materials and Structures, 32, pp. 252-259, 1999.
- [13] ANDRADE, C. *et al.* Measurement of ageing effect on chloride diffusion coefficients in cementitious matrices. Journal of Nuclear Materials, 412, pp. 209-216, 2011.
- [14] PAGE, C. L. *et al.* Diffusion of chloride ions in hardened cement pastes. Cement and Concrete Research, 11, pp. 395-406, 1981.

- [15] TIBA, C. *et al.* Atlas Solarimétrico do Brasil: banco de dados solarimétricos. Recife: Ed. Universitária da UFPE, 2000.
- [16] DUFFIE, J. A.; BECKMAN, W. A. Solar engineering of thermal processes. Fourth edition. New Jersey: Wiley, 2013.
- [17] AGULLO, L. Estudio termico en presas de hormigon frente a la accion termica ambiental. Universitat Politècnica de Catalunya, Tesis, 278 p, 1991.
- [18] STUCKY, A; DERRON, M. Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs. École Polytechnique de l'université de Lausanne, 1957.
- [19] MARTÍN-PÉREZ, B. Service life modelling of r.c. highway structures exposed to chlorides. University of Toronto, Thesis, 168 p, 1999.
- [20] BUENFELD, N. R.; NEWMAN, J. B; PAGE, C. L. The resistivity of mortars immersed in sea-water. Cement and Concrete Research, 16, pp. 511-524, 1986.
- [21] ANDRADE, C. *et al.* Mathematical Modeling of a Concrete Surface "Skin Effect" on Diffusion in Chloride Contaminated Media. Advanced Cement Based Materials, 6, pp. 39-44, 1997.
- [22] MEDEIROS, M. H. F.; HELENE, P. Surface treatment of reinforced concrete in marine environment: Influence on chloride diffusion coefficient and capillary water absorption. Construction and Building Materials, 23, pp. 1476-1484, 2009.
- [23] ANDRADE, C. *et al.* Comparison of chloride models: the importance of surface concentration. 2nd International Symposium on Advances in Concrete through Science and Engineering, 16 p, 2006.
- [24] HASSAN, J.E. *et al.* Reliability-based assessment of the effect of climatic conditions on the corrosion of RC structures subject to chloride ingress. Engineering Structures, 32, pp. 3279-3287, 2010.
- [25] STEWART, M.G.; MULLARD, J.A. Spatial time-dependent reliability analysis of corrosion damage and the timing of first repair for RC structures. Engineering Structures, 29, pp. 1457-1464, 2007.
- [26] UJI, K., MATSUOKA, Y., and MARUYA, T. Formulation of an equation for surface chloride content of concrete due to permeation of chloride. In C. Page, K. Treadaway, and P. Bamforth (Eds.), Corrosion of Reinforcement in Concrete, pp. 258-267. Essex, England: Elsevier Applied Science, 1990.
- [27] COLLINS, F.; GRACE, W. Specifications and testing for corrosion durability of marine concrete: the Australian perspective. In ACI International Conference on Durability of concrete, pp. 757-776, 1997.
- [28] ANN, K.Y. *et al.* The importance of chloride content at the concrete surface in assessing the time to corrosion of steel in concrete structures. Construction and Building Materials, 23, pp. 239-245, 2009.
- [29] SONG, H. *et al.* Factors influencing chloride transport in concrete structures exposed to marine environments. Cement & Concrete Composites, 30, pp. 113-121, 2008.
- [30] ANDRADE, C. *et al.* Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering. Cement and Concrete Research, 29, pp. 1249-1259, 1999.
- [31] BRANCO, F.; PAULO, P.; GARRIDO, M. Vida Útil na Construção Civil. Boletim Técnico ALCONPAT, n. 4, p. 20, 2013.

Behaviour under cyclic loading of strengthened beams

Comportamento de vigas reforçadas sob ação de carregamento cíclico

A. P. R. VAZ^a
anapaularvaz@hotmail.com

I. A. E. SHEHATA^b
ibrahim@coc.ufrj.br

L. C. D. SHEHATA^c
lidashehata@vm.uff.br

R. B. GOMES^d
rbggomes@gmail.com

Abstract

This work presents a study on the behavior of reinforced concrete beams strengthened in bending by the addition of concrete and steel on their tension side and having expansion bolts as shear connectors at the junction between the beam and the jacket, subjected to a cyclic loading. The experimental program included tests on six full scale reinforced concrete beams, simply supported, initially with rectangular cross section 150 mm wide and 400 mm high, span of 4000 mm and total length of 4500 mm. All the beams, after receiving two cycles of static loading in order to create a pre-cracking condition, were strengthened in bending by partial jacketing and then subjected to cyclic loading until the completion of 2×10^6 cycles or the occurrence of fatigue failure. Following the cyclic loading, the beams that did not fail by fatigue were subjected to a static load up to failure. The main variables were the beam-jacket interface condition (smooth or rough), the flexural reinforcement ratio in the beam and in the jacket, and cyclic load amplitude. On the basis of the obtained test results and the results of previous studies of similar beams tested only under static loading, the behavior of the strengthened beams is discussed and a proposal for the beam-jacket connection design is presented, for the cases of predominantly static and cyclic loading.

Keywords: flexural strengthening, partial jacketing, fatigue, beams, cyclic loading.

Resumo

Este trabalho apresenta estudo sobre o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão, pela adição de concreto e barras de aço na região tracionada e chumbadores de expansão na ligação viga-reforço, submetidas a carregamento cíclico. O programa experimental incluiu ensaios em seis vigas de concreto armado em escala real, simplesmente apoiadas, inicialmente com seção transversal retangular com 150 mm de largura e 400 mm de altura, comprimento entre os apoios de 4000 mm e comprimento total de 4500 mm. Todas as vigas, depois de receber dois ciclos de carga estática, de modo a criar uma condição de pré-fissuração, foram reforçadas à flexão por encamisamento parcial e, em seguida, submetidas a uma carga cíclica até ao final de 2×10^6 ciclos ou da ocorrência de ruptura por fadiga. Após a aplicação das cargas cíclicas, as vigas que não romperam por fadiga foram submetidas a uma carga estática até a ruptura. As principais variáveis foram a condição de interface de ligação entre viga e reforço (lisa ou rugosa), a taxa de armadura de flexão na viga e no reforço, e amplitude do carregamento cíclico. Com base nos resultados obtidos nos ensaios e em estudos anteriores de vigas semelhantes testadas apenas com carga estática, é feita uma discussão do comportamento dessas vigas reforçadas e apresentada uma proposta para dimensionamento da ligação viga-reforço, para os casos de carregamento predominantemente estático e cíclico.

Palavras-chave: reforço à flexão, encamisamento parcial, fadiga, vigas, concreto armado.

^a Saneamento de Goiás S/A, Departamento de Estruturas, Goiânia, GO, Brasil;

^b COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;

^c Universidade Federal Fluminense, Departamento de Engenharia Civil, Niterói, RJ, Brasil;

^d Universidade Federal de Goiás, Departamento de Engenharia Civil, Goiânia, GO, Brasil.

1. Introduction

Strengthening reinforced concrete beams by adding concrete and steel bars presents the advantages of relatively low cost and no need for a highly qualified workforce, making it an interesting alternative when it is possible to increase the cross-section dimensions of the element to be strengthened.

The effectiveness of strengthening by jacketing relies on the efficiency of the connection between the beam and the jacket. The roughness and cleanness of the surface that will receive the new concrete are essential factors for that efficiency. According to [2], the shear strength of an interface between two concretes increases with increasing roughness.

It is a consensus that an adequate curing of the new concrete is needed in order to minimize its initial shrinkage and ensure good bonding between concretes of different ages [3] and there is evidence that interfaces with greater roughness have shear strength less affected by differential shrinkage of the two concretes [4]. The shear strength of the interface between the two concretes can be increased with the use of reinforcement crossing it in two ways: dowel action, which corresponds to the flexural strength combined with axial tension, and by the production of normal stress at the interface, which is an indirect effect mobilized by the relative displacement between the joint. In case of cyclic loading, increasing the ratio of this reinforcement not only decreases the interface damage resulting from such loading, minimizing the loss of stiffness of the strengthened element, but also increases the number of cycles it can withstand.

One of the main factors that can reduce the interface shear strength is the effect of cyclic actions, which cause a decrease in the stiffness of the element, associated to a greater propagation of cracks, leading to strains in the structural elements larger than those verified under short-term static loading, and to different stress redistribution. In view of this, beams that, under static loading exhibit flexural failure, when subjected to cyclic loading, can present shear failure or failure by loss of bond between concrete and reinforcement [5]. It should be noted that the number of cycles the structure supports, as well as the degree of interface damage,

is directly related to the amplitude of the cyclic loading to which the structure is subjected.

Although conventional reinforcement, which is attached to the element to be strengthened by means of adhesives, is usually used in practice, in this work, the use of the expansion bolts was chosen due to its easier fixation, without adhesives, leading to greater speed in the execution of strengthening.

Literature review carried out by Vaz [1] shows that there is not much research on the behavior of strengthened reinforced concrete beams by addition of concrete and steel bars and, among the researches reviewed, the ones described in [7], [8], [9], [10], [11] can be cited. From them, only one included beams with cyclic loading [8] and two included beams with expansion bolts at the beam-jacket connection ([10], [11]). In view of the practicality of using expansion bolts at the beam-jacket connection, an experimental study was developed aiming to contribute to the understanding of the behavior of beams strengthened with this technique when they are subjected to cyclic loading. This study, detailed in [1], is summarized here.

2. Experimental program

2.1 Characteristics of the beams and test methods

The main variables of the 6 tested beams were:

- ratio of tensile longitudinal reinforcement of the beams before (1,09% or 0,483%) and after strengthening (0,401%, 0,541%, 1,00% or 1,31%);
- the beam-jacket interface condition (rough or smooth);
- the cyclic load amplitude.

The beams with no strengthening had rectangular cross-sections 150mm wide and 400mm high and a total length of 4500mm. The beams were simply supported, with a distance of 4000mm between the centers of the supports (one roller and one pinned). The concentrated loading was applied at midspan. The beams were designed to have flexural failure, with yielding of longitudinal tensile steel, having sufficient transversal reinforcement to guarantee such a failure. Figure 1 and table 1 show the dimensions and reinforcement of the beams before strengthening.

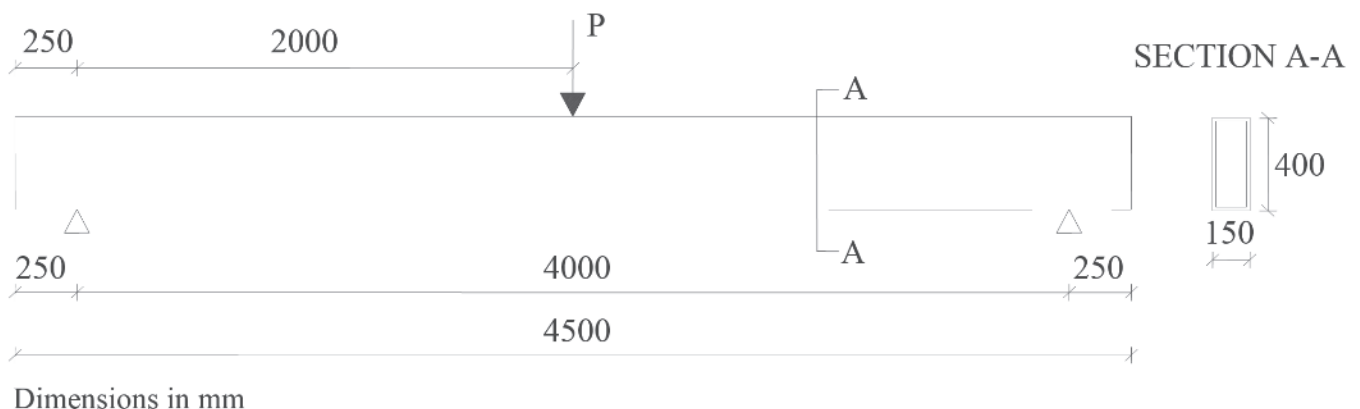


Figure 1
Geometrical characteristics of beams before strengthening

Table 1

Dimensions and reinforcement of the beams before strengthening

Beam	b (mm)	h (mm)	d (mm)	d' (mm)	A _s (mm ²)	ρ (%)	A _s ' (mm ²)	ρ' (%)	A _{sw} /S (mm ² /mm)	ρ _{sw} (%)
V1 and V2	150	400	369	27	603	1.09	100	0.182	0.670	0.447
V3 to V6	150	400	386	27	280	0.483	100	0.174	0.670	0.447

A_{sw} – cross-section area of shear reinforcement in length s;
 s – spacing of shear reinforcement;
 A_s – cross section area of longitudinal tensile reinforcement;
 A_s' – cross section area of longitudinal compression reinforcement;
 ρ – geometrical ratio of longitudinal tensile reinforcement;
 ρ' – geometrical ratio of longitudinal compression reinforcement;
 ρ_{sw} – geometrical ratio of transverse reinforcement.

Before strengthening, the beams were pre-cracked. This procedure consisted in the application of static loading at the middle of the span until the strains of the bending reinforcement at midspan were around 2.0 ‰. Next, the beams were unloaded, and prepared to be strengthened.

On the lateral faces of the regions that would become beam-jacket interfaces, the surface concrete was removed (depth about 15mm) using a chisel, exposing the reinforcement (tensile longitudinal and transverse) and coarse aggregates. On the lower face, where, in practice, this would be more difficult to do, the cover was not totally removed and the surface was only chipped to make it rough. This procedure was used for beams V1R to V4R, while for beams V5R and V6R the beam surface was left as it was (smooth).

Although more sophisticated methods can be used in laboratory ([12] and [13]), the roughness index R was measured by the sand

patch method. After roughening the lower surface of the beams, this method was used in three different regions along the lengths of the beams. Table 2 gives the values of R found and their mean R_m. For cases with R ≥ 1,5mm, according to [13], the surface can be classified as rough.

The strengthening consisted of a reinforced concrete jacket with a trapezoid-shaped cross-section, geometrically equal to the one used in beams of previous work ([10] and [11]), exempt that the width of the lower part of the V5R and V6R jacket measured 180mm instead of 150mm. This difference in V5R and V6R was due to the fact that, prior to strengthening, no concrete surface layer was removed from these beams in the region that would be the beam-jacket interface.

On the sides of the that region, 9.5 mm diameter expansion bolts similar to those used by Santos [10] and Simões [11] were installed,



Figure 2
Expansion bolts

Table 2

Roughness index R values and their mean R_m

Beam	R (mm)	R _m (mm)	Beam	R (mm)	R _m (mm)
V1	1.50	1.54	V3	1.52	1.54
	1.52			1.55	
	1.59			1.56	
V2	1.57	1.55	V4	1.47	1.52
	1.59			1.58	
	1.49			1.52	

and with the same 150mm spacing (figure 2). They served both for positioning the jacket reinforcement and improving the performance of the beam-jacket connection. The ratio of expansion bolts in the beam-jacket connection (ρ_w) was 0.329% for beams with rough surface and 0.298% for those with smooth surface (larger beam-jacket interface area). Considering the yield stress of expansion bolts of the 540MPa, leads to $\rho_w f_y$ values of 1.78 MPa or 1.61 MPa for rough and smooth surface, respectively. Figure 3 gives details of the reinforcement in the jackets and Table 3 the reinforcement of the strengthened beams of this study and of similar beams of previous works ([10] and [11]).

After about 30 days from casting the jackets, cyclic loading was started, with a frequency of 2Hz or 3 Hz and loads ranging from about 25% to 50%, 30% to 60% or 35% to 70% of the theoretical bending failure load. The beams were subjected to cyclic loading until the occurrence of fatigue failure or completion of a total number of 2×10^6 cycles. The beams that resisted to 2×10^6 loading cycles, without having a fatigue failure, were unloaded and, then, subjected to a final static load up to failure. For testing, the beams were simply supported (one roller and a pinned support) having a span of 4000mm. They were loaded at mid-span using a 500kN capacity jack connected to a load/displacement control system.

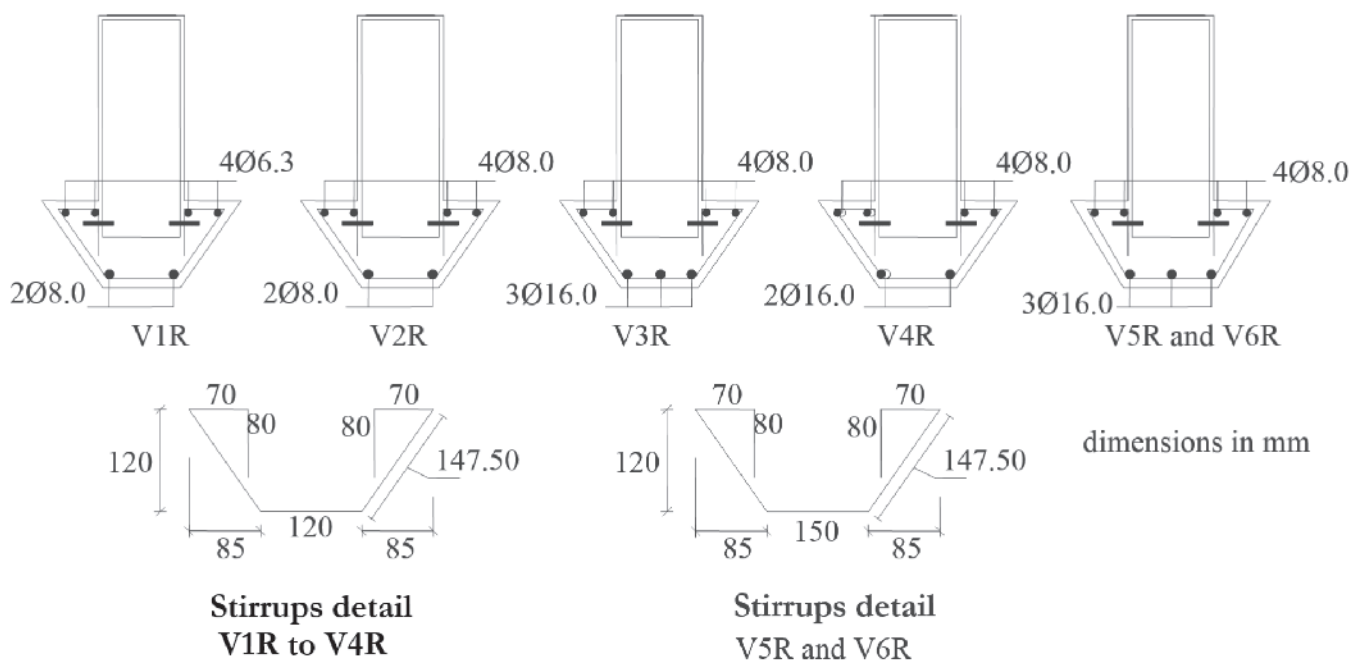


Figure 3
Reinforcement in the jackets of beams V1R to V6R

Table 3
Dimensions and reinforcement of the strengthened beams

Current work							
Main steel (φ in mm)			d _R	A _s (mm ²)	A _{sR} (mm ²)	ρ _R (%)	ρ _T (%)
Beam	Jacket						
V1R	3φ16,0	4φ6,3 and 2φ8,0	374	603	225	0.401	1.48
V2R	3φ16,0	6φ8,0	372	603	302	0.541	1.62
V4R	2φ10,0 and 1φ12,5	4φ8,0 and 2φ16,0	402	280	603	1.00	1.47
V3R, V5R, V6R	2φ10,0 and 1φ12,5	4φ8,0 and 3φ16,0	409	280	804	1.31	1.77

Earlier works							
Main steel (φ in mm)			d _R	A _s (mm ²)	A _{sR} (mm ²)	ρ _R (%)	ρ _T (%)
Beam	Jacket						
VR1 [10]	3φ16,0	6φ8,0	372	603	302	0.541	1.62
VR2 [11]	2φ10,0 and 1φ12,5	4φ8,0 and 2φ16,0	402	280	603	1.00	1.47
VR3 [11]	2φ10,0 and 1φ12,5	4φ8,0 and 3φ16,0	409	280	804	1.31	1.77

b = 150mm; h = 470mm; d' = 27mm; A_s' = 100mm²
Stirrups (jacket): φ5,0 c/150 mm

During the static loading tests, concrete strains were measured at four levels of a section at 130mm from the midspan (figure 4), by means of a demec gauge with 100 mm length gage and a smaller division of 0.001mm. Strains of the longitudinal tensile reinforcement were measured using electrical resistance strain gauges

stuck on the bars of the beams and the jackets, at midspan and at a section 960mm from midspan (figure 5). The vertical displacements of the beams were measured using two strain gauge displacement transducers, at sections 150mm apart from the midspan and at each side of the loading region. The relative horizontal

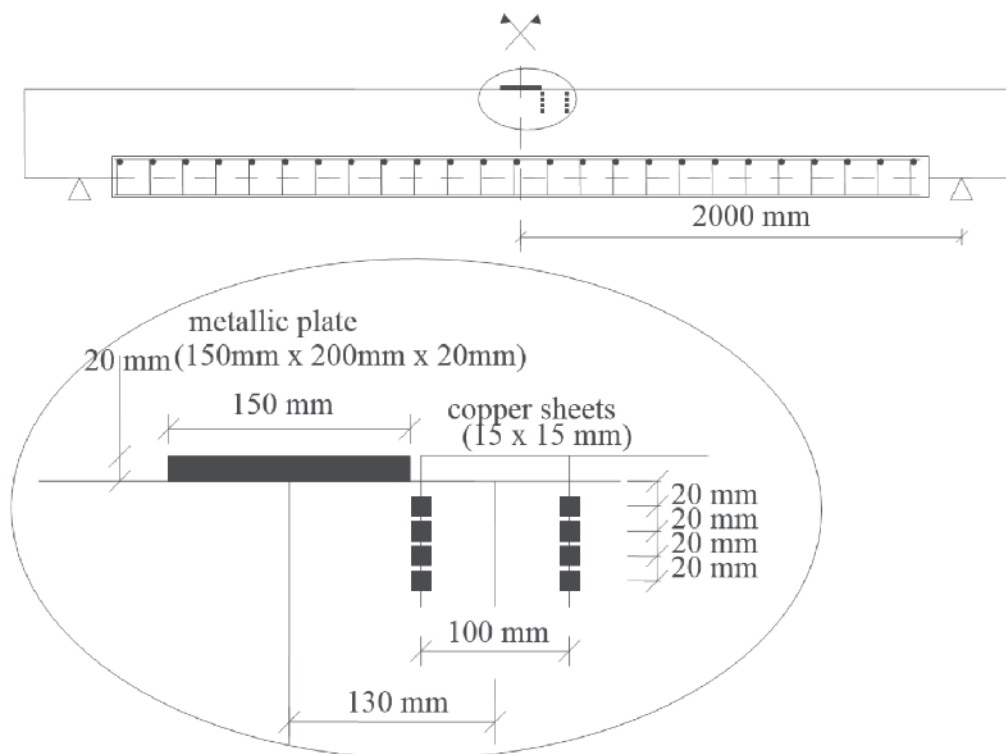


Figure 4
Position of bases for demec gauge measurements

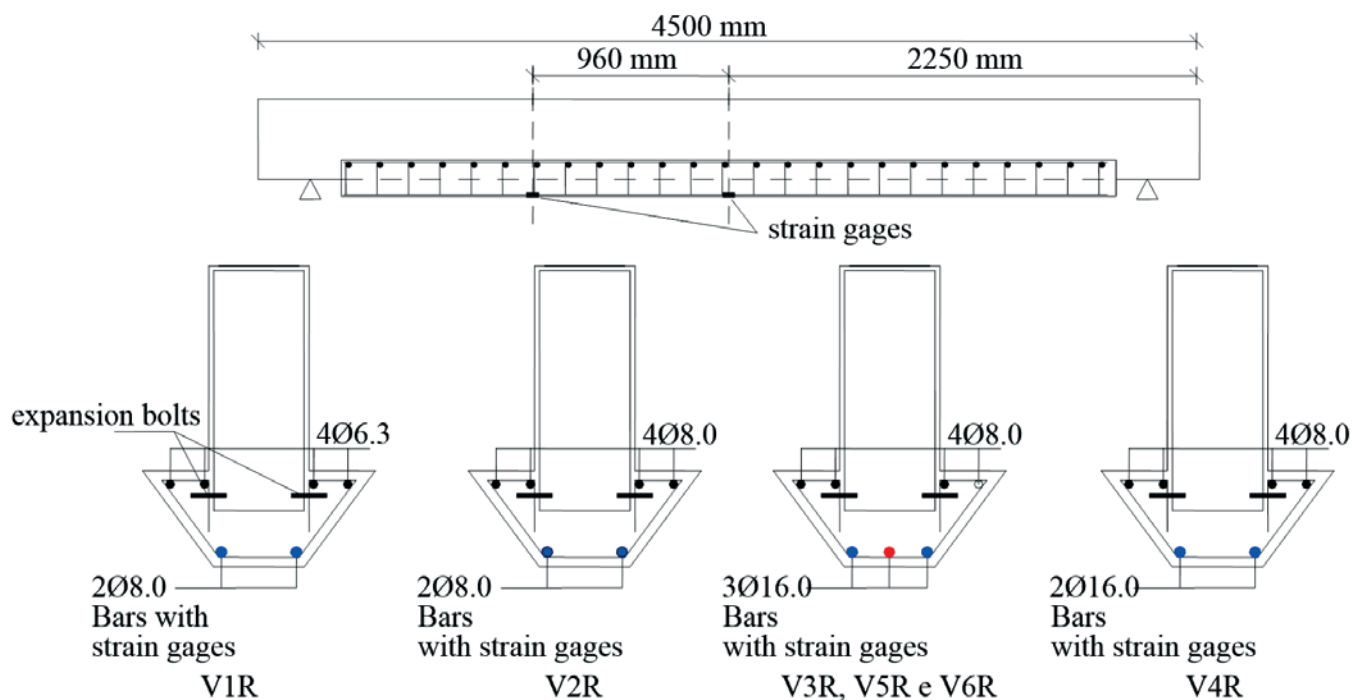


Figure 5
Cross-section of strengthened beams and strain gauges positions on longitudinal tensile reinforcement of the jackets

displacements at the beam-jacket connection were measured with strain gauge displacement transducers placed at the section at 960mm from midspan and at the end of the jacket using aluminium devices (figure 6).

2.2 Materials

CA-50 and CA-60 steel bars were used as reinforcements of beams and jackets. The transverse reinforcement of the beams and of the jackets had 8.0 mm and 5.0 mm diameter, respectively. The longitudinal compression reinforcement of the beams consisted of 8.0 mm diameter bars, as well as the longitudinal reinforce-

ment of jackets together with 6.3 mm bars. The longitudinal tensile reinforcement of beams V1 and V2 and some of the jackets had 16.0 mm diameter. Bars of 10.0 mm and 12.5 mm diameter were used as longitudinal tensile reinforcement of beams V3 and V6. Samples of each type of bar were tested and the average values of yield stress and tensile strength obtained were, respectively, 655 MPa and 739 MPa (5.0 mm), 596 MPa and 767 MPa (6.3 mm), 607 MPa and 748 MPa (8.0 mm), 522 MPa and 641 MPa (10.0 mm), 555 MPa and 688 MPa (12.5 mm), 562 MPa and 686 MPa (16.0 mm).

The concrete mix was chosen aiming a compressive strength of 30 MPa at 28 days. For each concrete batch cylindrical specimens

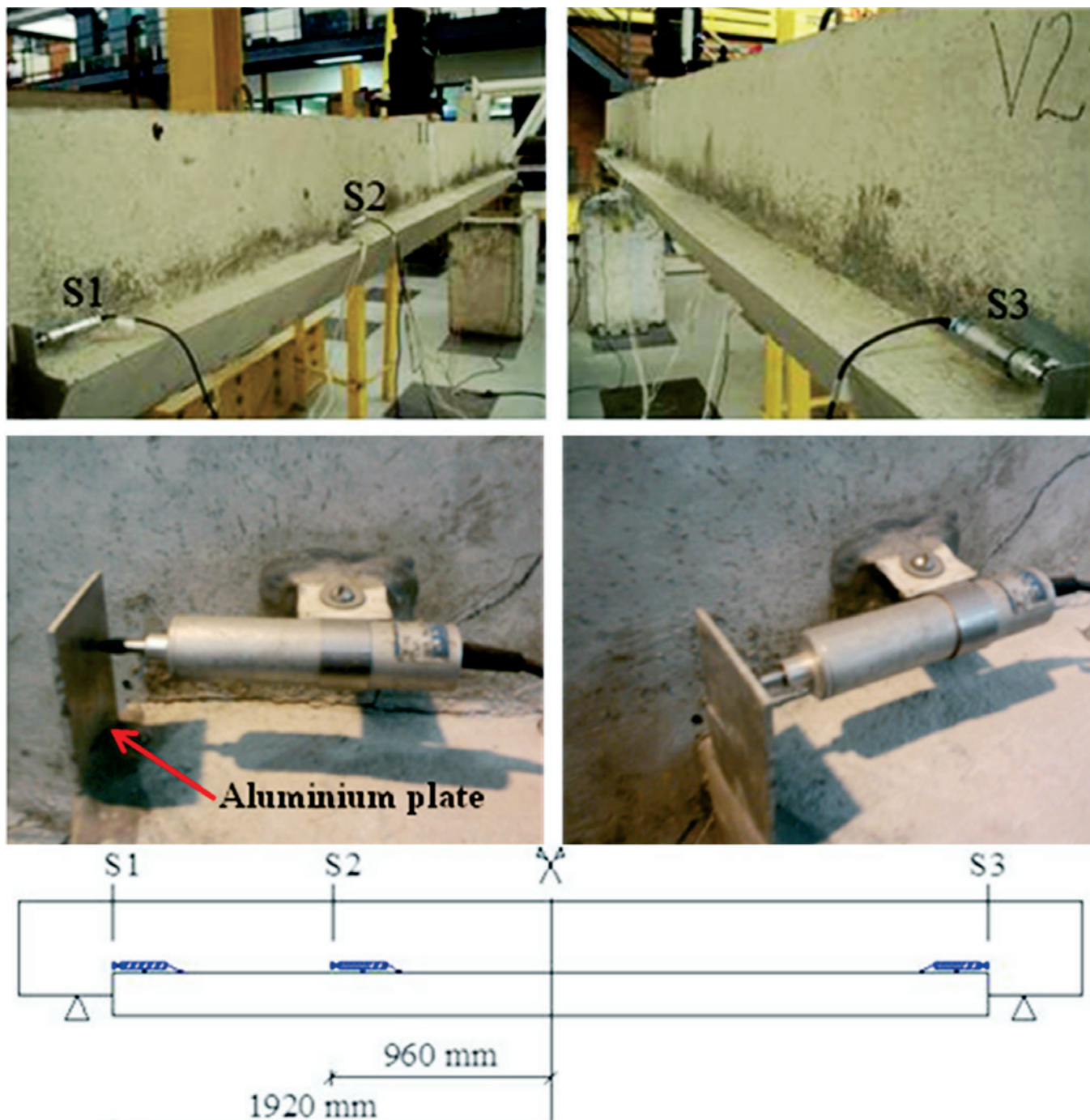


Figure 6 Position of displacement transducers for measurement of relative longitudinal displacements between beam and jacket

were moulded for the compression, tensile and modulus of elasticity tests. The mean values obtained in the tests related to concretes of the beams and jackets were, respectively: 34.0 MPa and 33.0 MPa for compression strength, 3.60 and 3.57 MPa for splitting tensile strength and 26.0 GPa for modulus of elasticity.

3. Results and discussion

Table 4 summarizes the experimental results of the tested beams. The theoretical bending failure load values of the strengthened beams, $P_{u,theo}$ used in this table were determined using f_c and f_y obtained in the material tests ($\gamma_c = \gamma_s = 1$) and are given in table 5.

3.1 Cracks and load

In the strengthened beams, some cracks on the jackets were observed during the two static loading cycles before the cyclic loading. During the cyclic loading, other flexural cracks appeared in the jacket up to about the first 100 000 cycles for the beams V1R, V2R, V3R and V5R, 70 000 cycles for the V4R and 5000 cycles for the V6R. Besides these cracks, in V4R and V6R, with a load variation between 25% to 50% of $P_{u,theo}$ and higher ρ_{Rf} values (5,69MPa and 7,39MPa), shear cracks appeared in the regions near the supports and horizontal cracks in the beam-jacket connection. Beam V6R, that failed by fatigue of the expansion bolts at beam-jacket

Table 4
Loading and results of the tested beams

Initial static loading (before strengthening)								
Beam	ρ_R (%)	ρ_T (%)	P_{cr} (kN)	P_{max} (kN)	δ_i (mm)	$\epsilon_{s,i}$ (‰)	$\epsilon_{s,res}$ (‰)	$\delta_{res,i}$ (mm)
V1 V1R	0.401	1.48	25	60	8.73	1.78	0.383	2.31
V2 V2R	0.41	1.62	25	60	8.88	1.72	0.368	2.00
V3 V3R	1.31	1.77	20	35.4	8.58	1.99	0.527	2.43
V4 V4R	1.00	1.47	15	35.3	8.96	2.09	0.602	2.95
V5 V5R	1.31	1.77	20	35.6	7.66	2.08	0.497	2.09
V6 V6R	1.31	1.77	20	35.5	7.68	1.97	0.481	2.15

Cyclic loading (strengthened)					
Beam	$P_{min}/P_{u,theo}$ (%)	$P_{max}/P_{u,theo}$ (%)	$\epsilon_{s,max}$ (‰)	$\epsilon_{s,res}$ (‰)	δ_{res} (mm)
V1 V1R	33	64	2.36	-	-
V2 V2R	19	40	1.28	0.352	1.74
V3 V3R	22	42	1.57	0.345	2.52
V4 V4R	24	58	1.64	-	4.54
V5 V5R	21	42	1.37	0.301	2.21
V6 V6R	27	54	1.49	-	-

Final static loading (strengthened)								
Beam	$P_{u,exp}$ (kN)	$\delta_{u,exp}$ (mm)	$\epsilon_{su,exp}$ (‰)		Maximum relative displacement (mm)			Failure mode
			Beam	Jacket	S1	S2	S3	
V1 V1R	-	-	-	-	-	-	-	Steel fatigue 1.865.825 cycles
V2 V2R	193	33.8	46.7	50.52	-	0.081	0.058	Flexure
V3 V3R	180	18.1	2.24	2.59	0.754	0.051	9.85	Shear at beam-jacket interface
V4 V4R	186	25.3	-	-	0.641	0.04	0.444	Flexure
V5 V5R	173	28.6	2.02	2.20	1.34	0.843	6.57	Shear at beam-jacket interface
V6 V6R	-	-	-	-	-	-	-	Bolts fatigue 875.280 cycles

ρ_R - geometric ratio of longitudinal tensile reinforcement of jacket; ρ_T - total geometric ratio of longitudinal tensile reinforcement of strengthened beam; δ_i - vertical displacement corresponding to the maximum load P_{max} in the initial static test; $\delta_{res,i}$ - residual vertical displacement at the end of the initial static test; δ_{res} - residual vertical displacement at the end of cyclic loading; $\delta_{u,exp}$ - vertical displacement at failure load of beams that did not have fatigue failure; $\epsilon_{s,i}$ - longitudinal reinforcement strain of the beam corresponding to the maximum load in the initial static test; $\epsilon_{s,res}$ - residual strain of longitudinal reinforcement of the beam at the end of initial static test; $\epsilon_{s,max}$ - maximum strain of longitudinal reinforcement of the beam during cyclic loading; $\epsilon_{su,exp}$ - maximum strain of longitudinal reinforcement of the beam or jacket at failure load of the beams that did not have fatigue failure; P_{cr} - load corresponding to the first visible cracks during initial static test; $P_{u,exp}$ - experimental failure load of the beams that did not have fatigue failure.

Table 5

Experimental and theoretical failure loads of strengthened beams of [1] and previous work [10] and [11]

Beams	ρ_R (%)	ρ_T (%)	ρ_{Rfy} (MPa)	ρ_{Tfy} (MPa)	Static loading Rough beam-jacket interface			Cyclic loading Rough beam-jacket interface			Cyclic loading Smooth beam-jacket interface		
					$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,theo}$ (kN)	$P_{u,exp}/P_{u,theo}$	$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,theo}$ (kN)	$P_{u,exp}/P_{u,theo}$	$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,theo}$ (kN)	$P_{u,exp}/P_{u,theo}$
V1R	0.401	1.48	2.29	8.46	-	-	-	-	-	-	Steel fatigue		
VR1 [10]	0.541	1.62	2.97	8.92	186	156	1.19	-	-	-	-	-	-
V2R	0.541	1.62	3.12	9.33	-	-	-	193	168	1.15	-	-	-
VR2 [11]	1.00	1.47	6.11	8.98	205	192	1.07	-	-	-	-	-	-
V4R	1.00	1.47	5.69	8.29	-	-	-	186	177	1.05	-	-	-
VR3 [11]	1.31	1.77	8.29	10.8	229	230	1.00	-	-	-	-	-	-
V3R	1.31	1.77	7.39	9.98	-	-	-	180	212	0.85	-	-	-
V5R	1.31	1.77	7.39	9.98	-	-	-	-	-	-	173	216	0.80
V6R	1.31	1.77	7.39	9.98	-	-	-	-	-	-	Bolts fatigue		

Flexure
 Shear at the beam-jacket interface
 Fatigue

connection, presented the greatest number of shear cracks during the cyclic loading. In V1R, with lower longitudinal reinforcement ratio in the jacket ($\rho_{Rf} = 2.29\text{MPa}$) and a load variation between 32% and 64% of $P_{u,theo}$, these horizontal and shear cracks did not appear. It had failure by fatigue of the main steel of the jacket and showed only bending cracks and with greater width.

During the final static test, beams V2R and V4R, that had bending failure, presented similar cracking patterns. The beams V3R and V5R, which had shear failure at the beam-jacket connection, presented smaller number of flexural cracks than the other beams. The theoretical and experimental values of bending strength of the strengthened beams of this and previous researches ([10] and [11]), calculated with experimental values of concrete compressive strength and steel yield stress and parabola-rectangle diagram for normal compression stresses in concrete, are presented in table 5. The experimental maximum values of normal stresses and the variation of these stresses in the longitudinal tensile reinforcement at the beginning of cyclic loading, obtained from the measured

steel strains, and also the calculated ones are given in table 6.

Table 5 shows that only the beams of this study that had shear failure at the beam-jacket connection had a $P_{exp}/P_{u,theo}$ ratio smaller than one (0.85 and 0.80) and that the beam with the smooth beam-jacket interface had the lowest ratio. For the beams of previous work [11] similar to those of this study, but subjected to a static loading only, with shear failure at the beam-jacket connection, this ratio was 1.07 and 1.00. Comparing V3R with VR3 [11] ($\rho_T = 1.77\%$ and $\rho_R = 1.31\%$, with rough beam-jacket interface and shear failure at this connection), it is found that the V3R had a resistance capacity 21% smaller. However, this reduction cannot be attributed only to cyclic loading, since V3R had ρ_{Rf} , 11% lower. Taking this into account, the reduction of strength due to cyclic loading becomes 12%.

In beams with $\rho_T = 1.62\%$ and $\rho_R = 0.541\%$ (V2R of this study and VR1[10]), which had bending failure, the cyclic loading did not affect the resistance capacity, since the difference between the experimental failure loads of beams with only static loading and with

Table 6

Maximum normal stresses and variation of these stresses in the longitudinal tensile reinforcement at the beginning of cyclic loading, obtained from measured and calculated steel strains

Beams	ρ_{Rfy} (MPa)	ρ_{Tfy} (MPa)	$P_{min}/P_{u,theo}$ (%)	$P_{max}/P_{u,theo}$ (%)	$\sigma_{s,max}$ (MPa)	$\sigma_{s,max,calc}$ (MPa)	Δ_{σ_s} (MPa)	$\Delta_{\sigma_s,calc}$ (MPa)	$\sigma_{sR,max}$ (MPa)	$\sigma_{sR,max,calc}$ (MPa)	$\Delta_{\sigma_{sR}}$ (MPa)	$\Delta_{\sigma_{sR},calc}$ (MPa)
V1R	2.29	8.46	32	64	299	366	155	183	477	494	231	247
V2R	3.12	9.33	20	40	187	234	100	117	225	317	102	159
V4R	5.69	8.29	25	56	265	304	152	167	330	380	174	209
V3R	7.39	9.98	21	42	172	213	87	107	253	269	116	135
V5R	7.39	9.98	21	42	173	213	98	107	225	269	111	135
V6R	7.39	9.98	27	54	227	275	130	137	293	347	157	174

static loading after the cyclic one corresponds almost to the difference between the values of $\rho_T f_y$ of these beams.

The V1R ($\rho_T = 1.48\%$ and $\rho_R = 0.401\%$) had the highest $P_{min}/P_{u,theo}$ and $P_{max}/P_{u,theo}$ ratios of the tested beams (32% and 64%) and, consequently, larger variations of normal stress in the reinforcement in the jacket (causing fatigue in that reinforcement) and of vertical displacement. This beam had $\sigma_{sR,max} = 477\text{MPa} \approx 0.79 f_y$ and $\Delta\sigma_{sR} = 231\text{MPa}$. In figure 7, it can be seen that, for the number of cycles verified in V1R (1 865 825), there was a variation of normal stress in the reinforcement greater than the limit given by the relationship between $\Delta\sigma_s$ and the number of cycles N of ABNT NBR 6118:2014 [14]. Due to the low steel ratio used in the jacket, the shear stress variation at the beam-jacket interface was low and there was no slipping at that connection.

3.2 Reinforcement strains

For the static load before the cyclic one, in general, the ratios between the strains of the reinforcement in the jacket (bottom layer) and in the beam varied between 1.2 and 1.4, values that would be expected according to a state II analysis, but in beam V1R these ratios ranged from 1.5 to 1.7.

During cyclic loading, except for V2R, the measured maximum and minimum strains of the longitudinal tensile steel, as a function of number of cycles, for beams that did not have fatigue failure did not show a stabilization tendency. Beam V6R, that had fatigue failure of the expansion bolts, had a differentiated behavior, presenting a sudden decrease in the strains of the longitudinal reinforcement of the jacket and, at the same time, a sudden increase in the strains of the longitudinal reinforcement of the beam, when N was equal to about 600 000 cycles (figure 8).

Table 7 lists the values of the maximum strains of the longitudinal tensile reinforcement of jackets and beams measured during cyclic loading, as well as the variation of these strains and the residual strains at the end of loading. These values depend on P_{min}/P_{theo} and P_{max}/P_{theo} and on ρ_T .

The strains of longitudinal reinforcement in the jacket measured during the final static loading at midspan of V2R are compared with the ones of beam VR1[10] in figure 9, and those of beams V3R and V5R compared with the ones of V3R [11] in figure 10. The curves of beams VR1[10] and V2R are practically coincident for load values up to 50kN; for higher loads, the curve of V2R, with $\rho_T f_y$ about 5% higher, show smaller strains.

In figure 10, it can be seen that, for the same load, beam V5R, with smooth beam-jacket interface, presented smaller strains than

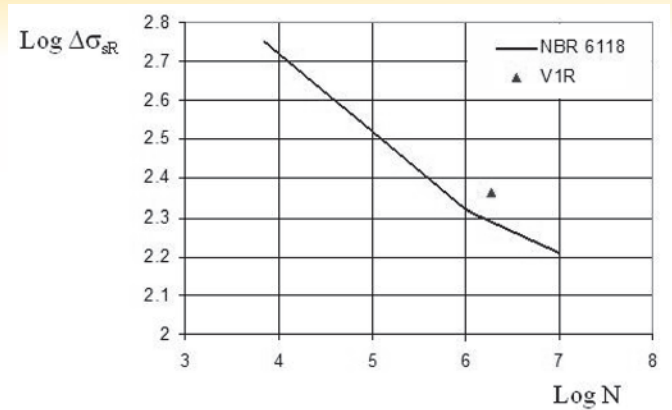


Figure 7

Comparison between the relationship between N and $\Delta\sigma_{sR}$ according to ABNT NBR 6118:2014 [14] and the one of the beam with steel fatigue failure

V3R, with rough surface, and that the strains curve of V3R is close to that of VR3 [11], and although the two beams had the same kind of failure, the excessive slipping at the beam-jacket interface of V3R prevented the longitudinal reinforcement of the jacket from having strains higher than ϵ_y^* (strain corresponding to f_y when a steel bilinear normal tensile stress-strain diagram with plateau is considered) and caused V3R to fail at a lower load than VR3 [11], for which strains larger than the yielding one were measured (about 8.5‰).

3.3 Longitudinal force, shear stress and slipping at the beam-jacket connection

The longitudinal force T_R , and, from it, the shear stress at the beam-jacket interface τ , was calculated using the strains measured in the longitudinal reinforcement of the jacket at midspan. Table 8 shows $T_{R,max}$ and ΔT_R during cyclic loading, obtained from measured and calculated strains. The sum of the jacket longitudinal reinforcement forces at midspan of each beam obtained from the measured strains, for different levels of the final static loading, is in table 9 and figure 11 gives these longitudinal forces as a function of the applied load for beams V3R, V5R and V6R, together with the ones of VR3 [11], with the same tensile longitudinal reinforcement ratio. This figure shows the variation that the measured strains may have as a result of cracking, since, from equilibrium condition at

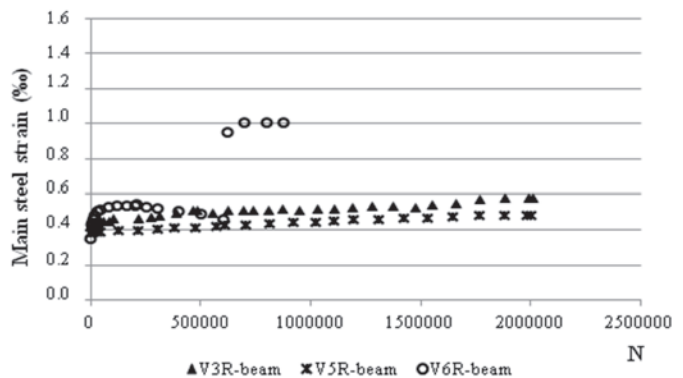
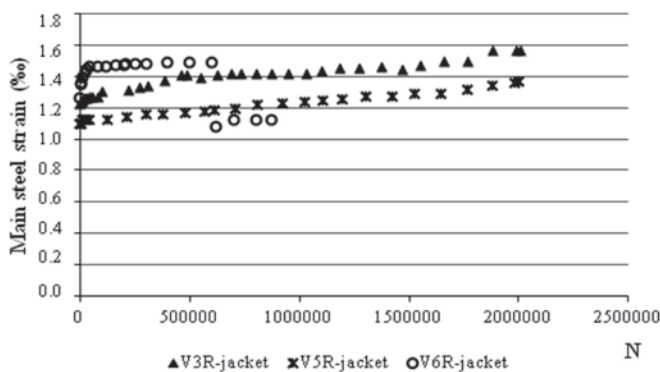


Figure 8

Maximum main steel strain of jacket and beam, at midspan, as a function of the number of cycles of beams with same reinforcement ratio, with rough (V3R) and smooth interface (V5R and V6R)

Table 7

Maximum strain of the longitudinal tensile reinforcement of jacket and beam and strain variation during cyclic loading and residual strain at the end of loading

Beam	ρ_R (%)	ρ_T (%)	$\frac{P_{min}}{P_{u,teo}}$ (%)	$\frac{P_{max}}{P_{u,teo}}$ (%)	$\epsilon_{sR,max}$ (‰)	$\Delta_{\epsilon sR}$ (‰)	$\epsilon_{sR,res}$ (‰)	$\epsilon_{s,max}$ (‰)	$\Delta_{\epsilon s}$ (‰)	$\epsilon_{s,res}$ (‰)
V1R	0.401	1.48	32	64	2.36+	1.15+	-	1.49+	0.777+	-
V2R	0.541	1.62	20	40	1.28	0.532	0.352	1.04	0.539	0.244
V4R	1.00	1.47	25	56	1.64+	0.863+	-	1.41+	0.842+	-
V3R	1.31	1.77	21	42	1.57	0.576	0.345	1.09	0.501	0.235
V5R	1.31	1.77	21	42	1.37	0.769	0.301	1.08	0.579	0.229
V6R	1.31	1.77	27	54	1.49*	0.836*	-	1.24*	0.781*	-

+ < 100.000 cycles | * 600.000 cycles

midspan, for a given load, beams with same longitudinal steel ratio must have the same value of $T_{R,max}$.

Table 10 lists the values of horizontal force at the beam-jacket connection (static loading) and the variation of that force during cyclic loading for beams that had shear failure at the beam-jacket connection, and also for V4R.

On the basis of the $T_{R,max}$ and ΔT_R values for beams V5R and V6R given in table 10, and considering that the longitudinal force at beam-jacket connection is resisted only by the expansion bolts (24 bolts in all, disregarding the two bolts at midspan), the equations (1.0a) and (1.0b) that give the expansion bolt shear force variation, $\Delta T_{R,ch}$, as a function of the number of cycles could be deduced. The one that gives $\log \Delta T_{R,ch}$ as a function of $\log N$ (1.0a) is of the type commonly used for shear connectors [15] and the one that gives $\Delta T_{R,ch}$ as a function of $\log N$ (1.0b) is its equivalent. The same expression was assumed for smooth and rough interfaces, in view of the little difference between the strengths of beams V3R and V5R, and $T_{R,ch}$ is given in newtons.

$$\log \Delta T_{R,ch} = -0,0811 \log N + 4,204 \tag{1a}$$

or

$$\Delta T_{R,ch} = 16000 e^{-0,187 \log N} \tag{1b}$$

These expressions can be written in the form of shear stress variation in the bolts (in MPa), that is

$$\log \Delta \tau_{R,ch} = -0,0811 \log N + 2,354 \tag{2a}$$

or

$$\Delta \tau_{R,ch} = 226 e^{-0,187 \log N} \tag{2b}$$

It should be noted that, for $N=1$, this variation is approximately equal to $0.4f_y$ and that, according to Tresca failure criteria (which is more conservative than the Von Mises one), the shear stress limit would be $0.5f_y$. This lower resistance can be explained by the stress concentration due the existence of thread in the expansive bolts and by the fact that the expansive bolts are not subjected to pure shear.

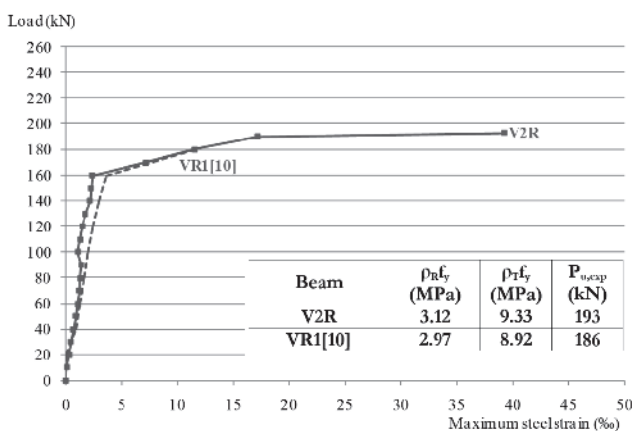


Figure 9 Load - maximum longitudinal steel strain curves for beams VR1 [10] and V2R

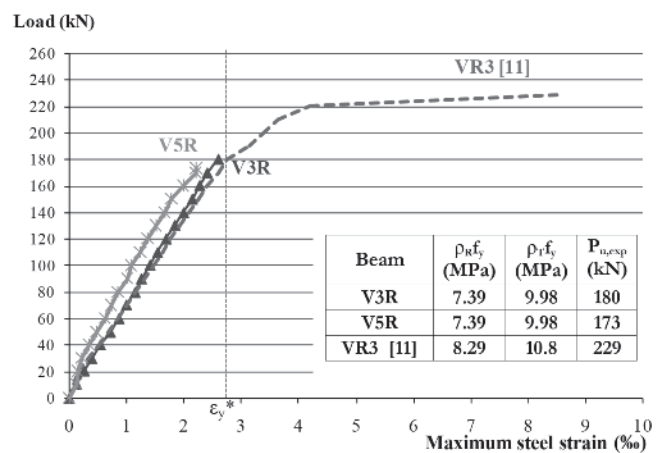


Figure 10 Load - maximum longitudinal steel strain curves for beams VR3 [11], V3R and V5R

Table 8

Jacket main steel maximum force $T_{R,max}$ and force variation ΔT_R under cyclic loading, obtained from measured and calculated steel strains

Beam	ρ_R (%)	ρ_T (%)	P_{min} (kN)	P_{max} (kN)	$T_{R,max}$ (kN)	$T_{R,max,calc}$ (kN)	$T_{R,max,calc}/T_{R,max}$	ΔT_R (kN)	$\Delta T_{R,calc}$ (kN)	$\Delta T_{R,calc}/\Delta T_R$
V1R	2.29	8.46	50	100	79.2	89.8	1.13	40.2	44.8	1.11
V2R	3.12	9.33	34	68	58.0	73.1	1.26	30.4	36.5	1.20
V4R	5.69	8.29	45	100	186	201	1.08	102	111	1.09
V3R	7.39	9.98	45	90	179	196	1.10	84.6	98.2	1.16
V5R	7.39	9.98	45	90	167	196	1.18	87.2	98.2	1.13
V6R	7.39	9.98	58	116	218	253	1.16	120	127	1.06

Figure 12 shows the relationship between the shear resistance at the connection, T_R , and $\rho_w f_y$ given by the expression $\tau_R = 0,4 \rho_w f_y$ and those of beams VR2 and VR3 of [11] and V3R and V5R. All of them had longitudinal shear failure at the beam-jacket interface during monotonically increasing load, but VR2 and VR3 [11] had not been previously subjected to cyclic loading. Beam V4R was also included, although it had bending failure, because shear failure at the beam-jacket connection was imminent. The τ_R values of V4R, V3R and V5R are those of residual shear strength after cyclic loading. This figure shows that, with the exception of V4R, which did not have failure at the beam-jacket connection, the expression $\tau_R = 0,4 \rho_w f_y$ leads to values of τ_R smaller than or approximately equal to the ones of the beams analyzed, for both beams tested only statically and for those subjected to cyclic loading before the static one (residual resistant shear stress).

Figures 12 and 13 suggest that the beam-jacket connections provided with expansion bolts can be designed considering

$$\Delta\tau \leq 0,4 \rho_w f_{yd} [e^{-0,187 \log N}] \tag{3}$$

where N is the expected loading cycles, $\Delta\tau$ is obtained from the longitudinal forces values at the connection $T_{R,max}$ and $T_{R,min}$ calculated at stage II, for maximum service load (permanent loads +

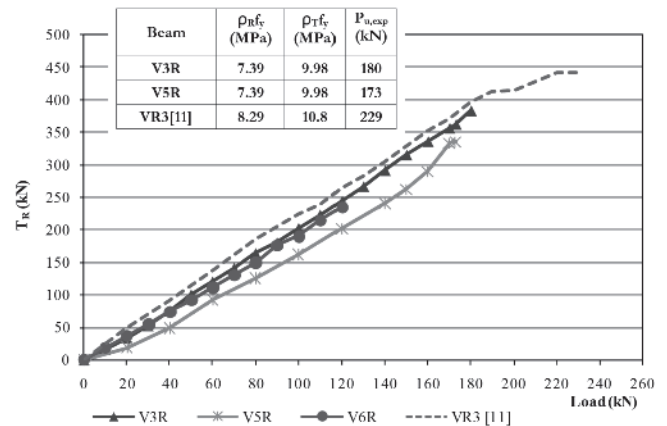


Figure 11

Load - T_R curves of beams VR3 [11], V3R, V5R and V6R, with same reinforcement ratio

frequent variable loads) and minimum (permanent loads), respectively, and $f_{yd} = f_y / 1,15$.

The maximum displacements between beam and jacket, in the

Table 9

Longitudinal force and nominal shear stress at the beam-jacket interface during final static loading

Load (kN)	T_R (kN)						τ (MPa)					
	V1R+	V2R	V4R+	V3R	V5R	V6R	V1R+	V2R	V4R+	V3R	V5R	V6R+
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	8.83	17.9	30.7	33.2	19.1	36.3	0.017	0.0330	0.0571	0.0618	0.0321	0.0611
40	26.3	36.3	70.6	75.2	48.5	73.9	0.049	0.0680	0.131	0.140	0.0814	0.124
60	43.6	56.0	110	120	92.2	110	0.081	0.104	0.206	0.224	0.155	0.186
80	60.0	72.2	151	163	125	150	0.112	0.134	0.282	0.305	0.210	0.252
100	71.5	82.4	185	202	162	190	0.133	0.153	0.346	0.376	0.272	0.320
120	-	104	-	244	202	234	-	0.194	-	0.454	0.339	0.395
140	-	133	-	291	241	-	-	0.247	-	0.541	0.405	-
150	-	142	-	315	262	-	-	0.267	-	0.586	0.439	-
160	-	144	-	335	290	-	-	0.299	-	0.624	0.487	-
170	-	161	-	356	333	-	-	0.299	-	0.662	0.561	-
173	-	161	-	361	335	-	-	0.299	-	0.673	0.563	-
180	-	161	-	383	-	-	-	0.299	-	0.712	-	-
193	-	161	-	-	-	-	-	0.299	-	-	-	-

+ static loading before cyclic loading (beams with failure during cyclic loading and V4R, where there was damage in the strain gauges)

Table 10
Values of $T_{R,max}$ and Δ_{TR} corresponding to static and cyclic loading

Beam	ρ_R (%)	ρ_T (%)	Only static loading	During cyclic loading	Static load after cyclic
			$T_{R,max}$ (kN)	Δ_{TR} (kN)	$T_{R,max}^*$ (kN)
VR2 [11]	1.00	1.47	370	-	-
V4R	1.00	1.47	-	111 ⁺⁺	348
VR3 [11]	1.31	1.77	490	-	-
V3R	1.31	1.77	-	98.2 ⁺⁺	401
V5R ⁺	1.31	1.77	-	98.2 ⁺⁺	385
V6R ⁺	1.31	1.77	-	127 ⁺	-

⁺ smooth interface; $T_{R,max}^*$ after cyclic; ⁺⁺ no failure during cyclic loading; ⁺ fatigue failure with 875.280 cycles.

beams V2R and V4R, that had bending failure, were 0.260 mm and 0.641 mm, respectively. In beams V3R and V5R, with shear failure at the beam-jacket connection, displacements of 0.754 mm and 1.34 mm were registered in the position S1 and 9.85 mm (V3R) and 6.57 mm (V5R) in the position S3. Figure 14 shows the relationship between load and slipping at the beam-jacket connection of beams VR3 [11] and V3R and V5R, where plateaus indicate the effect of the expansive bolts used in the connection. Observing in figure 14 the curves of beams with rough beam-jacket interface, V3R, and VR3 [11], it can be seen that, for the same relative displacement value, VR3 [11], which had no cyclic loading, had a higher load.

4. Conclusions

There are few experimental studies on shear strength of concrete connections under cyclic loading and, in the literature review [1], no study on connections with expansion bolts was found. According to the MC 2010 (FIB, 2013), in the design of interfaces subjected to

cyclic loading, it is recommended a reduction to about 40% of the static resistance, if cracks are likely to occur at the connection.

In view of the advantages of the bending strengthening by adding concrete and steel bars and expansion bolts at the beam-jacket connection, the experimental study described here was developed aiming to investigate the behavior of beams strengthened according to this technique, under unidirectional cyclic loading with different amplitudes.

The comparison between similar strengthened beams, with rough beam-jacket interface, tested only statically with those that had cyclic loading before the static one showed that cyclic loading had no negative influence on the strength capacity of beams with bending failure (V2R, V4R).

The beams with shear failure at the beam-jacket connection, unlike the similar ones tested under only static loading, the larger relative displacements verified at the beam-jacket connection of the beams tested with cyclic loading prevented the longitudinal tensile reinforcement from having strains larger than that corresponding to the beginning of yielding. From the beams that differed only by

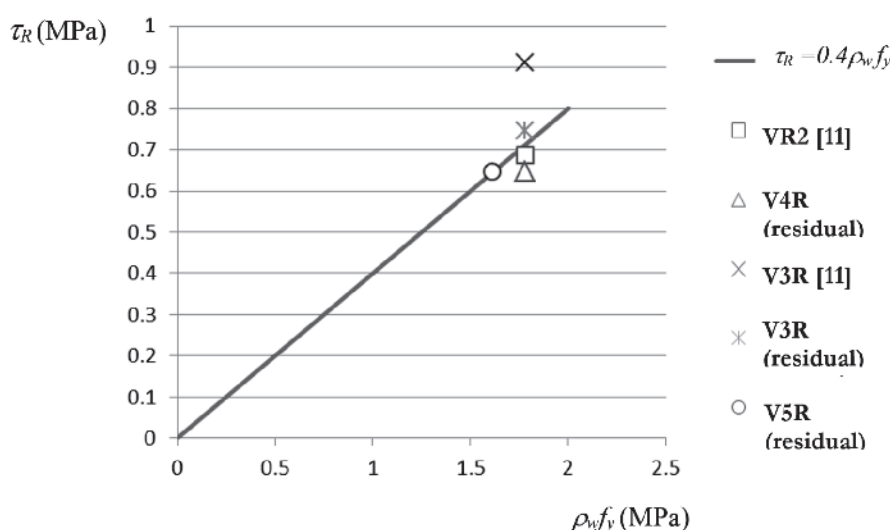


Figure 12
Relationship between τ_R and ρ_{wfy} according to expression $\tau_R = 0,4\rho_{wfy}$ and those of beams VR2 and VR3 [11] and the residual shear stress of V4R, V3R and V5R

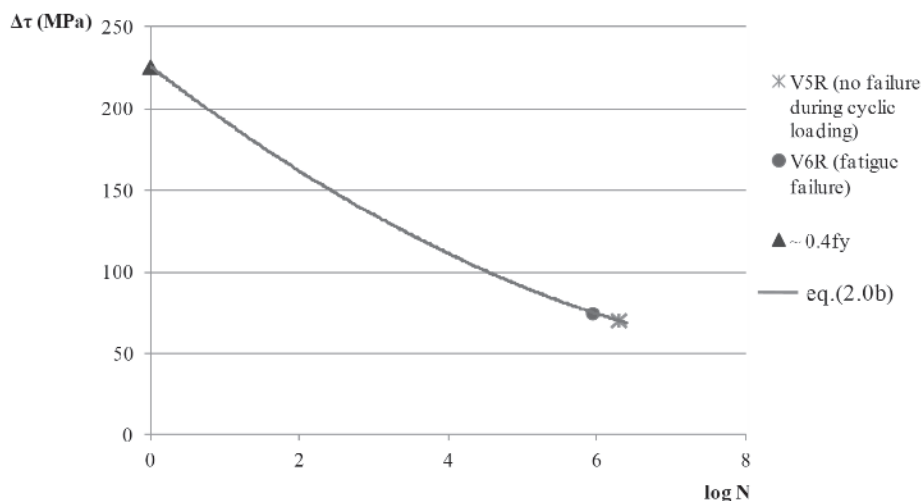


Figure 13

Shear stress variation in beam-jacket interface as a function of the number of cycles given by equation (2.0b)

the condition of the beam-jacket interface (V3R and V5R), the one with smooth interface had resistance practically equal to the one with rough interface.

Tests of strengthened beams and direct shear tests of connections between concretes with expansions bolts previously carried out with no cyclic loading showed that the design of the connections should consider

$$\tau \leq 0,4 \rho_w f_{yd} \tag{4}$$

On the other hand, to cover the cases of static and cyclic loads, it

was verified that it is possible to consider for shear stress variation at the connections

$$\Delta\tau \leq 0,4 \rho_w f_{yd} [e^{-0,187 \log N}] \tag{5}$$

As far as the beam-jacket relative displacements is concerned, it was verified that, for the same load, beam with cyclic loading has greater displacement than the similar beam with only increasing monotonic loading.

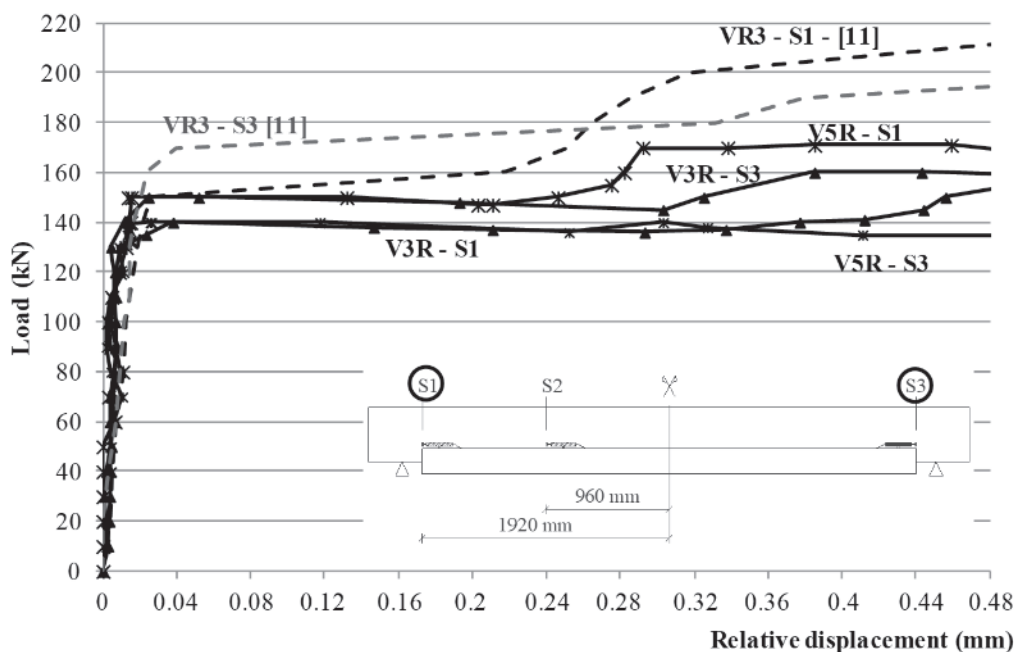


Figure 14

Load - relative displacement at the beam-jacket interface curves of VR3[11], V3R[1] and V5R[1]

5. References

- [1] VAZ, A. P. R.. Comportamento de vigas reforçadas sob ação de carregamento cíclico. Tese de D. Sc., COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2012.
- [2] GOHNERT, M. Horizontal shear transfer across a roughened surface. *Cement and Concrete Composites*, v. 25, n.3, (Apr), pp. 379-385, 2003.
- [3] CLIMACO, J. C. T. S.; REGAN, P. E. Evaluation of Bond strength between old and new concrete in structural repairs. *Magazine of Concrete Research*, v. 53, n.6, (Dec), pp. 377-390, 2001.
- [4] BEUSHAUSEN, H., ALEXANDER, M. G. Bond strength development between concretes of different ages. *Magazine of Concrete Research*, v. 60, n.1, (Feb), pp. 65-74, 2008.
- [5] MATTOCK, A. H. Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear plane, ACI Special Publication SP-42, American Concrete Institute, pp. 17-42, 1974.
- [6] LIEW, S. C., CHEONG, H. K.. Flexural behavior of jacketed RC beams. *Concrete International*, v. 13, n. 12, (Dec), pp. 43-47, 1991.
- [7] PIANCASTELLI, E. M. Comportamento do reforço à flexão de vigas de concreto armado, solicitando a baixa idade e executando inclusive sob carga. Dissertação de M. Sc., UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, 1997.
- [8] CHEONG, H. K.; MacALEVEY, N. Experimental behavior of jacketed reinforced concrete beams. *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 126, n. 6, (Jun), pp. 692-699, 2000.
- [9] BORJA, E. V. Estudo do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão e esforço cortante. Dissertação de M. Sc., UFPE, Recife, Pernambuco, 2001.
- [10] SANTOS, E. W. F. Reforço de vigas de concreto armado à flexão por encamisamento parcial. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2006.
- [11] SIMÕES, M. L. F. Reforço à flexão de vigas de concreto armado por encamisamento parcial. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2007.
- [12] SANTOS, P. M. D., JÚLIO, E. N. B. S., SILVA, V. D. Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface, *Construction and Building Materials*, v. 21, n.8, (Aug), pp. 1688-1695, 2007.
- [13] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, FIB Model Code for concrete structures 2010, 2013. Lausanne, Switzerland.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014. ABNT NBR-6118:2014: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- [15] XIE, E., VALENTE, M. I. B. Fatigue strength of shear connectors, Research Report, universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2011.

Behaviour under cyclic loading of strengthened beams

Comportamento de vigas reforçadas sob ação de carregamento cíclico

A. P. R. VAZ^a
anapaularvaz@hotmail.com

I. A. E. SHEHATA^b
ibrahim@coc.ufrj.br

L. C. D. SHEHATA^c
lidashehata@vm.uff.br

R. B. GOMES^d
rbggomes@gmail.com

Abstract

This work presents a study on the behavior of reinforced concrete beams strengthened in bending by the addition of concrete and steel on their tension side and having expansion bolts as shear connectors at the junction between the beam and the jacket, subjected to a cyclic loading. The experimental program included tests on six full scale reinforced concrete beams, simply supported, initially with rectangular cross section 150 mm wide and 400 mm high, span of 4000 mm and total length of 4500 mm. All the beams, after receiving two cycles of static loading in order to create a pre-cracking condition, were strengthened in bending by partial jacketing and then subjected to cyclic loading until the completion of 2×10^6 cycles or the occurrence of fatigue failure. Following the cyclic loading, the beams that did not fail by fatigue were subjected to a static load up to failure. The main variables were the beam-jacket interface condition (smooth or rough), the flexural reinforcement ratio in the beam and in the jacket, and cyclic load amplitude. On the basis of the obtained test results and the results of previous studies of similar beams tested only under static loading, the behavior of the strengthened beams is discussed and a proposal for the beam-jacket connection design is presented, for the cases of predominantly static and cyclic loading.

Keywords: flexural strengthening, partial jacketing, fatigue, beams, cyclic loading.

Resumo

Este trabalho apresenta estudo sobre o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão, pela adição de concreto e barras de aço na região tracionada e chumbadores de expansão na ligação viga-reforço, submetidas a carregamento cíclico. O programa experimental incluiu ensaios em seis vigas de concreto armado em escala real, simplesmente apoiadas, inicialmente com seção transversal retangular com 150 mm de largura e 400 mm de altura, comprimento entre os apoios de 4000 mm e comprimento total de 4500 mm. Todas as vigas, depois de receber dois ciclos de carga estática, de modo a criar uma condição de pré-fissuração, foram reforçadas à flexão por encamisamento parcial e, em seguida, submetidas a uma carga cíclica até ao final de 2×10^6 ciclos ou da ocorrência de ruptura por fadiga. Após a aplicação das cargas cíclicas, as vigas que não romperam por fadiga foram submetidas a uma carga estática até a ruptura. As principais variáveis foram a condição de interface de ligação entre viga e reforço (lisa ou rugosa), a taxa de armadura de flexão na viga e no reforço, e amplitude do carregamento cíclico. Com base nos resultados obtidos nos ensaios e em estudos anteriores de vigas semelhantes testadas apenas com carga estática, é feita uma discussão do comportamento dessas vigas reforçadas e apresentada uma proposta para dimensionamento da ligação viga-reforço, para os casos de carregamento predominantemente estático e cíclico.

Palavras-chave: reforço à flexão, encamisamento parcial, fadiga, vigas, concreto armado.

^a Saneamento de Goiás S/A, Departamento de Estruturas, Goiânia, GO, Brasil;

^b COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, RJ, Brasil;

^c Universidade Federal Fluminense, Departamento de Engenharia Civil, Niterói, RJ, Brasil;

^d Universidade Federal de Goiás, Departamento de Engenharia Civil, Goiânia, GO, Brasil.

1. Introdução

O reforço à flexão de vigas de concreto armado com adição de concreto e barras de aço apresenta as vantagens de custo relativamente baixo e a não necessidade de mão-de-obra altamente qualificada, podendo ser uma alternativa interessante quando há possibilidade de aumento das dimensões do elemento a ser reforçado.

O fator fundamental para garantir a eficácia do reforço com adição de aço e concreto é a eficiência da ligação entre o substrato e o reforço. A rugosidade e limpeza da superfície que vai receber o novo concreto são fatores essenciais para uma ligação eficiente. Segundo [2], a resistência ao cortante das ligações entre os dois concretos aumenta com o aumento da rugosidade.

É consenso que uma cura adequada do novo concreto visando minimizar sua retração inicial é essencial para que se tenha uma boa ligação entre concretos de diferentes idades [3] e há indício de que ligação com maior rugosidade tem sua resistência ao cisalhamento menos afetada por retração diferenciada dos dois concretos [4]. A resistência ao cisalhamento da ligação pode ser aumentada com o emprego de armadura cruzando a interface entre os dois concretos de duas formas: efeito de pino, que corresponde à resistência à flexão combinada com tração da armadura, e pela produção de tensão normal à interface, que é um efeito indireto mobilizado pela tendência de deslocamento relativo entre as duas partes. No caso de carregamento cíclico, o aumento da taxa dessa armadura não só diminui os danos na ligação decorrentes desse carregamento, minimizando a perda da rigidez da peça reforçada, como também aumenta o número de ciclos a que ela pode resistir. Um dos principais fatores que pode reduzir a resistência ao cisalhamento da ligação é o efeito de ações cíclicas, que provocam uma diminuição da rigidez da peça, associada a uma maior propagação de fissuras, levando a deformações nos elementos estruturais maiores que aquelas verificadas sob carregamento estático de curta duração e a redistribuição de tensões também diferente. Em vista disso, vigas que, sob carregamento estático, apresentam ruptura por flexão, quando submetidas a carregamento cíclico, podem apresentar ruptura por cortante ou por perda de aderência entre o concreto e a armadura [5]. Note-se que o número de ciclos que a estrutura suporta, bem como o grau de dano na ligação,

está diretamente relacionado à amplitude do carregamento cíclico a que a estrutura está submetida.

Embora armadura convencional, fixada ao elemento a ser reforçado por meio de adesivos, seja a normalmente utilizada na prática, neste trabalho, optou-se pelo uso dos chumbadores de expansão devido à sua maior praticidade de fixação, sem uso de adesivos, proporcionando maior rapidez na execução do reforço.

Revisão bibliográfica feita por Vaz [1] mostra que não há muitas pesquisas sobre o comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão por adição de concreto e barras de aço e, dentre as revistas, podem ser citadas as descritas em [6], [7], [8], [9], [10], [11]), sendo que apenas uma dessas incluiu vigas com carregamento cíclico [8] e duas incluíram vigas com chumbadores de expansão na ligação viga-reforço ([10], [11]). Tendo em vista a vantagem de maior facilidade de execução do reforço com o emprego de chumbadores de expansão na ligação viga-reforço, desenvolveu-se estudo experimental visando contribuir para a compreensão do comportamento de vigas reforçadas segundo essa técnica quando submetidas a carregamento cíclico. Esse estudo, detalhado em [1], é aqui resumido.

2. Programa experimental

2.1 Características das vigas e métodos de ensaio

As principais variáveis das 6 vigas foram:

- taxas de armadura longitudinal de tração das vigas antes do reforço (1,09% ou 0,483%) e dos reforços (0,401%, 0,541%, 1,00% ou 1,31%);
- condição da superfície das vigas que seria ligada ao reforço (tornada rugosa ou deixada lisa);
- faixa de variação da carga no ensaio com carregamento cíclico.

As seis vigas sem reforço tinham seção transversal retangular com dimensões de 150mm e 400mm e comprimento total de 4500mm. As vigas foram biapoiadas, com uma distância entre os centros dos apoios de 4000mm, sendo um apoio do 1º gênero e o outro do 2º gênero. O carregamento concentrado foi aplicado no meio do vão. No tocante às armaduras, as vigas foram dimensionadas para romperem à flexão, com escoamento das barras de aço tracionadas, havendo armadura transversal suficiente para garantir

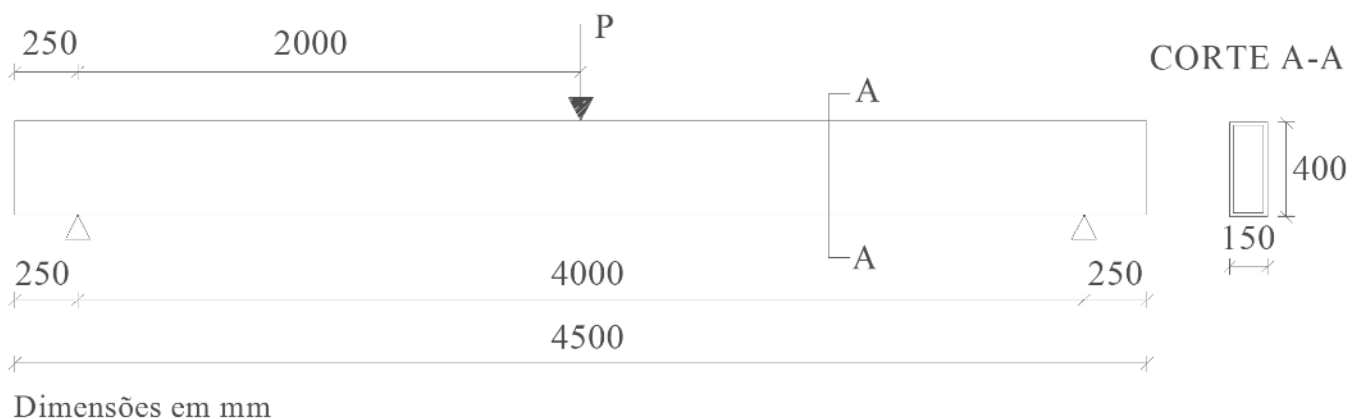


Figura 1
Características geométricas das vigas sem reforço

Tabela 1

Dimensões e armaduras das vigas sem reforço

Viga	b (mm)	h (mm)	d (mm)	d' (mm)	A_s (mm ²)	ρ (%)	A_s' (mm ²)	ρ' (%)	A_{sw}/S (mm ² /mm)	ρ_{sw} (%)
V1 e V2	150	400	369	27	603	1,09	100	0,182	0,670	0,447
V3 a V6	150	400	386	27	280	0,483	100	0,174	0,670	0,447

A_{sw} – área da seção transversal da armadura de cisalhamento no comprimento s ;

s – espaçamento da armadura de cisalhamento;

A_s – área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

A_s' – área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão;

ρ – taxa geométrica de armadura longitudinal de tração;

ρ' – taxa geométrica de armadura longitudinal de compressão;

ρ_{sw} – taxa geométrica de armadura transversal.

tal modo de ruína. A figura 1 e a tabela 1 apresentam as dimensões e armaduras das vigas antes de receberem os reforços.

Antes da aplicação do reforço, foi realizada a pré-fissuração das vigas. Este procedimento consistiu na aplicação de carregamento estático no meio do vão até que as deformações específicas das armaduras de flexão, no meio do vão, ficassem em torno de 2,0‰. A seguir, fez-se o descarregamento das vigas, após o que elas foram preparadas para serem reforçadas.

Nas faces laterais das regiões que serviriam de interface viga-reforço, retirou-se o concreto superficial com uso de uma ponteira (profundidade média de 15mm), expondo as armaduras (longitudinal de tração e transversal) e agregados graúdos. Na face inferior, onde, na prática, o apicoamento é mais difícil de executar, não foi retirado todo o cobrimento, apicoando-se apenas de maneira a tornar a superfície rugosa. Esse procedimento foi feito para as vigas V1R a V4R, enquanto que as vigas V5R e V6R tiveram suas superfícies de ligação deixadas lisas. Embora métodos mais sofisticados possam ser usados em labora-

tório ([12] e [13]), o índice de rugosidade R foi medido pelo método da mancha de areia. Após o apicoamento das faces inferiores das vigas, esse método foi usado em três diferentes regiões ao longo dos comprimentos das mesmas. A tabela 2 apresenta os valores encontrados para R e a média deles R_m . Tendo-se $R \geq 1,5$ mm, segundo [13], a superfície pode ser classificada como rugosa.

O reforço era constituído de um talão de concreto armado com seção transversal trapezoidal, de mesmas características geométricas da utilizada nas vigas de trabalhos anteriores ([10] e [11]), a menos da largura da parte inferior do talão das V5R e V6R que era 180mm, em vez de 150mm. Esta diferença nas V5R e V6R decorreu de, nas vigas antes do reforço, não se ter retirado camada superficial do concreto na região onde se faria ligação com o reforço. Na região lateral da área de contato viga-reforço foram utilizados chumbadores de expansão com diâmetro de rosca de 9,5mm, iguais aos adotados por Santos [10] e Simões [11] e também com espaçamento de 150mm (figura 2), que serviram tanto para

**Figura 2**

Chumbadores de expansão

Tabela 2Índices de rugosidade R e seus valores médios R_m obtidos pelo método da mancha de areia

Vigas	R (mm)	R_m (mm)	Vigas	R (mm)	R_m (mm)
V1	1,50	1,54	V3	1,52	1,54
	1,52			1,55	
	1,59			1,56	
V2	1,57	1,55	V4	1,47	1,52
	1,59			1,58	
	1,49			1,52	

posicionar a armadura do reforço quanto para melhorar o desempenho da ligação viga-reforço. A taxa de conectores na ligação viga-reforço (ρ_s) era 0,329% para as vigas com superfície de ligação rugosa e 0,298% para as com superfície de ligação lisa (área da superfície de ligação viga-reforço maior). Considerando a tensão de escoamento dos chumbadores de 540MPa, tem-se $\rho_w f_y$ de 1,78 MPa ou 1,61 MPa nas ligações rugosas e lisas, respectivamente.

A figura 3 apresenta o detalhamento das armaduras dos reforços e a tabela 3 as armaduras das vigas reforçadas junto com as das vigas de trabalhos anteriores ([10] e [11]).

Depois de pelo menos 30 dias da concretagem dos reforços, iniciou-se o carregamento cíclico, com frequência de 2Hz ou 3Hz e cargas variando entre cerca de 25% e 50%, 30% e 60% ou 35% a 70% da carga de ruptura por flexão teórica. Este carregamento foi realizado até que a viga rompesse por fadiga ou fossem completados 2×10^6 de ciclos. Neste último caso, após o carregamento cíclico, as vigas foram levadas à ruptura sob carregamento estático. Para a realização dos ensaios, as vigas foram posicionadas em pórtico metálico fixado na laje de reação do laboratório, sobre dois aparelhos de apoio, um do primeiro gênero e outro do segundo gênero. O atuador hidráulico utilizado para a aplicação da carga,

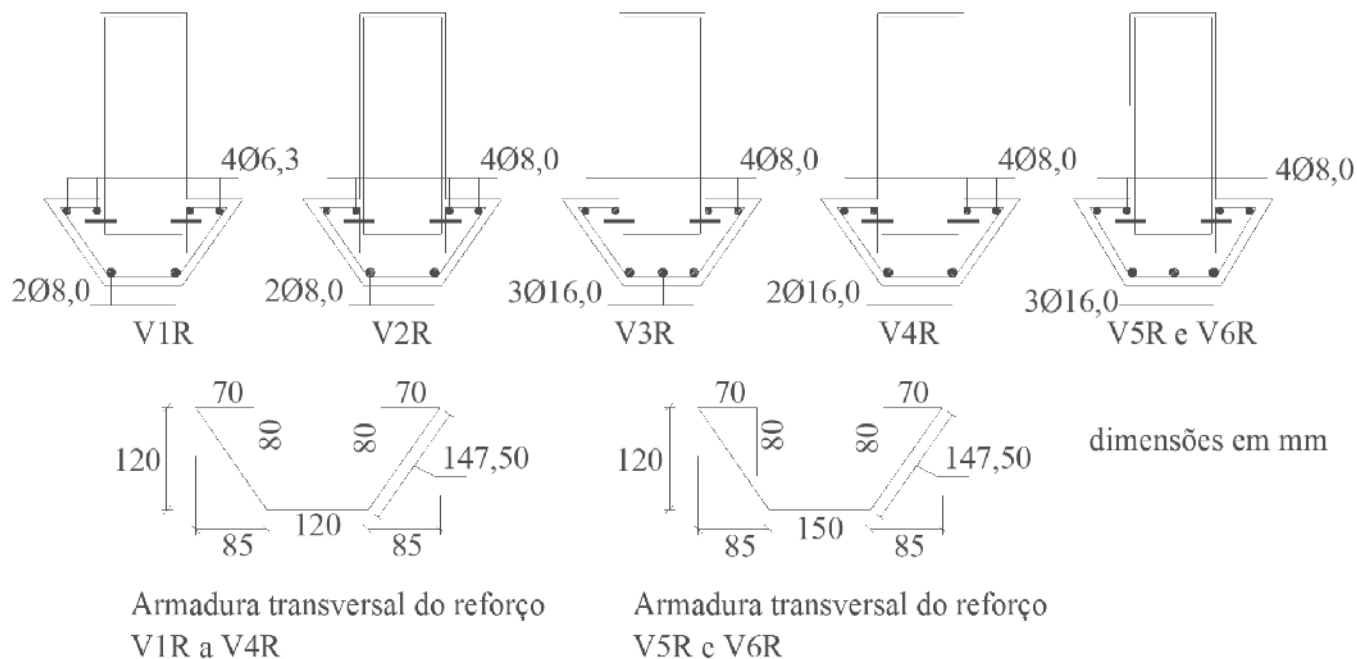


Figura 3
Armaduras dos reforços das vigas V1R a V6R

Tabela 3
Dimensões e armaduras das vigas reforçadas

Trabalho atual							
Armadura longitudinal de tração (ϕ em mm)			d_R	A_s (mm ²)	A_{sR} (mm ²)	ρ_R (%)	ρ_T (%)
Viga	Reforço						
V1R	3 ϕ 16,0	4 ϕ 6,3 e 2 ϕ 8,0	374	603	225	0,401	1,48
V2R	3 ϕ 16,0	6 ϕ 8,0	372	603	302	0,541	1,62
V4R	2 ϕ 10,0 e 1 ϕ 12,5	4 ϕ 8,0 e 2 ϕ 16,0	402	280	603	1,00	1,47
V3R, V5R, V6R	2 ϕ 10,0 e 1 ϕ 12,5	4 ϕ 8,0 e 3 ϕ 16,0	409	280	804	1,31	1,77

Trabalhos anteriores							
Armadura longitudinal de tração (ϕ em mm)			d_R	A_s (mm ²)	A_{sR} (mm ²)	ρ_R (%)	ρ_T (%)
Viga	Reforço						
VR1 [10]	3 ϕ 16,0	6 ϕ 8,0	372	603	302	0,541	1,62
VR2 [11]	2 ϕ 10,0 e 1 ϕ 12,5	4 ϕ 8,0 e 2 ϕ 16,0	402	280	603	1,00	1,47
VR3 [11]	2 ϕ 10,0 e 1 ϕ 12,5	4 ϕ 8,0 e 3 ϕ 16,0	409	280	804	1,31	1,77

b = 150mm; h = 470mm; d' = 27mm; $A_s' = 100\text{mm}^2$
estribos (reforço): ϕ 5,0 c/150 mm

com capacidade de 500kN, foi colocado no meio do vão e ligado a um sistema de controle de carga e deslocamento.

Nos ensaios com carregamento estático, as deformações específicas do concreto foram medidas em quatro níveis, numa seção a 130 mm do meio do vão, com um extensômetro mecânico do tipo Tensotast, com base de medição de 100 mm e menor divisão de 0,001 mm.

Para a realização das medições com esse extensômetro, foram coladas chapas de cobre em uma das faces laterais da viga (figura 4). Para medição das deformações específicas das armaduras de flexão foram utilizados extensômetros elétricos de resistência, colados na seção do meio do vão e em seção a 960 mm do meio do vão nas vigas e nos reforços (figura 5). A medição dos deslocamentos verticais

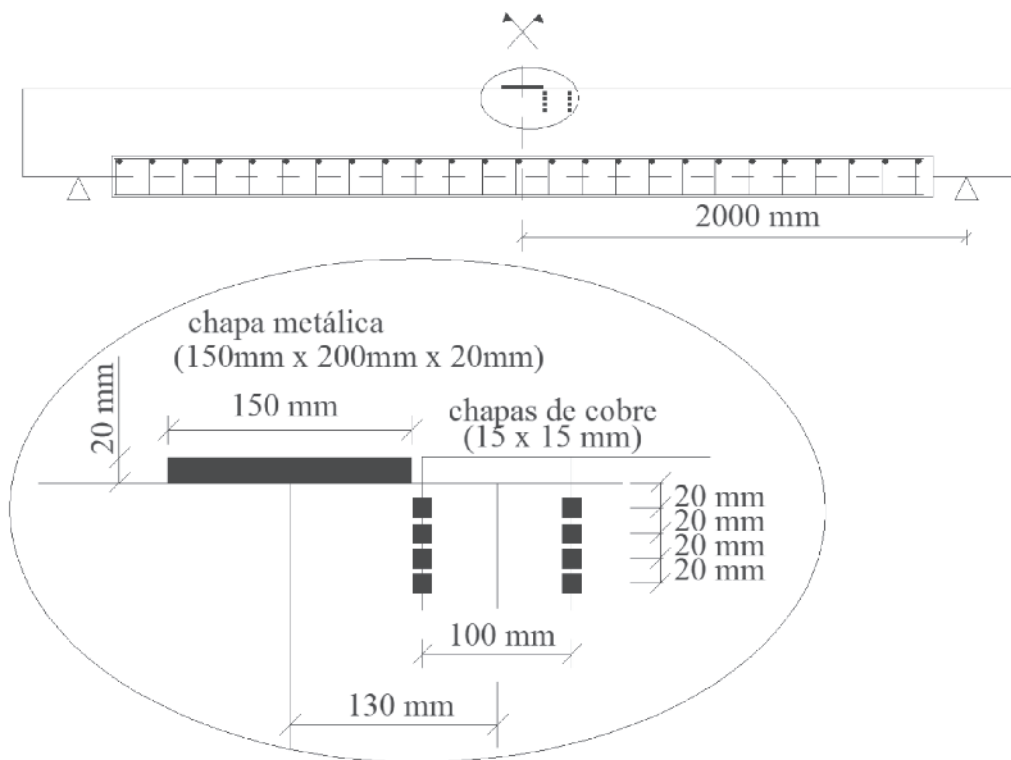


Figura 4

Posicionamento das bases de medição para o extensômetro mecânico

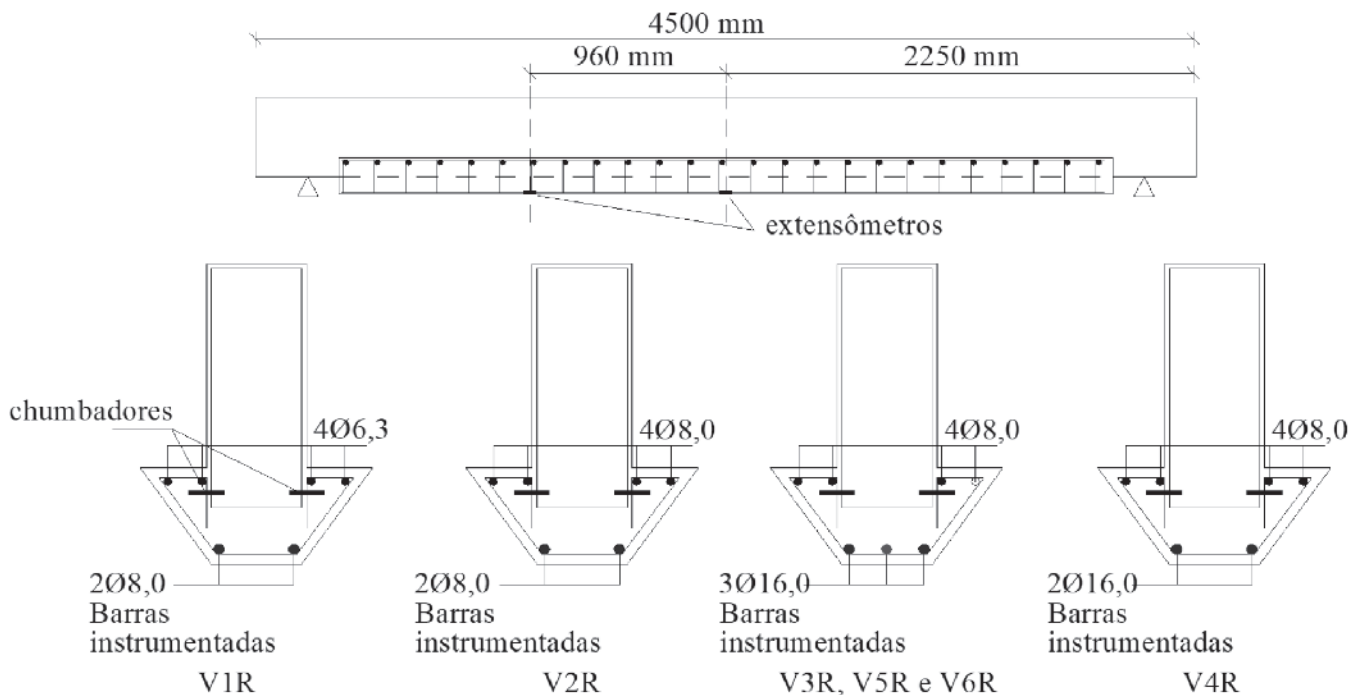


Figura 5

Seções transversais das vigas reforçadas e localização dos extensômetros nas armaduras longitudinais do reforço

das vigas foi feita com utilização de dois transdutores de deslocamentos à base de extensômetros elétricos de resistência, que foram posicionados a 150 mm do meio do vão, ficando um de cada lado da região de aplicação de carga. Para medição dos deslocamentos horizontais relativos entre o talão de reforço e a viga, foram utilizados transdutores de deslocamentos, à base de extensômetros elétricos de resistência, instalados na seção a 960 mm do meio do vão e no final do reforço com utilização de dispositivos de alumínio (figura 6).

2.2 Materiais

Para a confecção da armadura foram utilizadas barras de aço

CA-50 e CA-60. A armadura transversal das vigas foi feita com barras de aço de diâmetro igual a 8,0 mm e a dos reforços com barras de diâmetro igual a 5,0 mm. Barras de aço com diâmetro de 8,0 mm também foram utilizadas para a armadura longitudinal de compressão das vigas e para armadura longitudinal dos reforços, juntamente com barras de 6,3 mm de diâmetro. Barras de aço com diâmetro de 16,0 mm foram adotadas para a armadura longitudinal de tração das vigas V1 e V2 e do reforço de algumas. Nas armaduras longitudinais de tração das vigas V3 a V6 foram utilizadas barras de aço com diâmetro de 10,0 mm e de 12,5 mm. Para a obtenção das propriedades mecânicas foram ensaiadas amostras de cada tipo de barra. Os valores das tensões de esco-

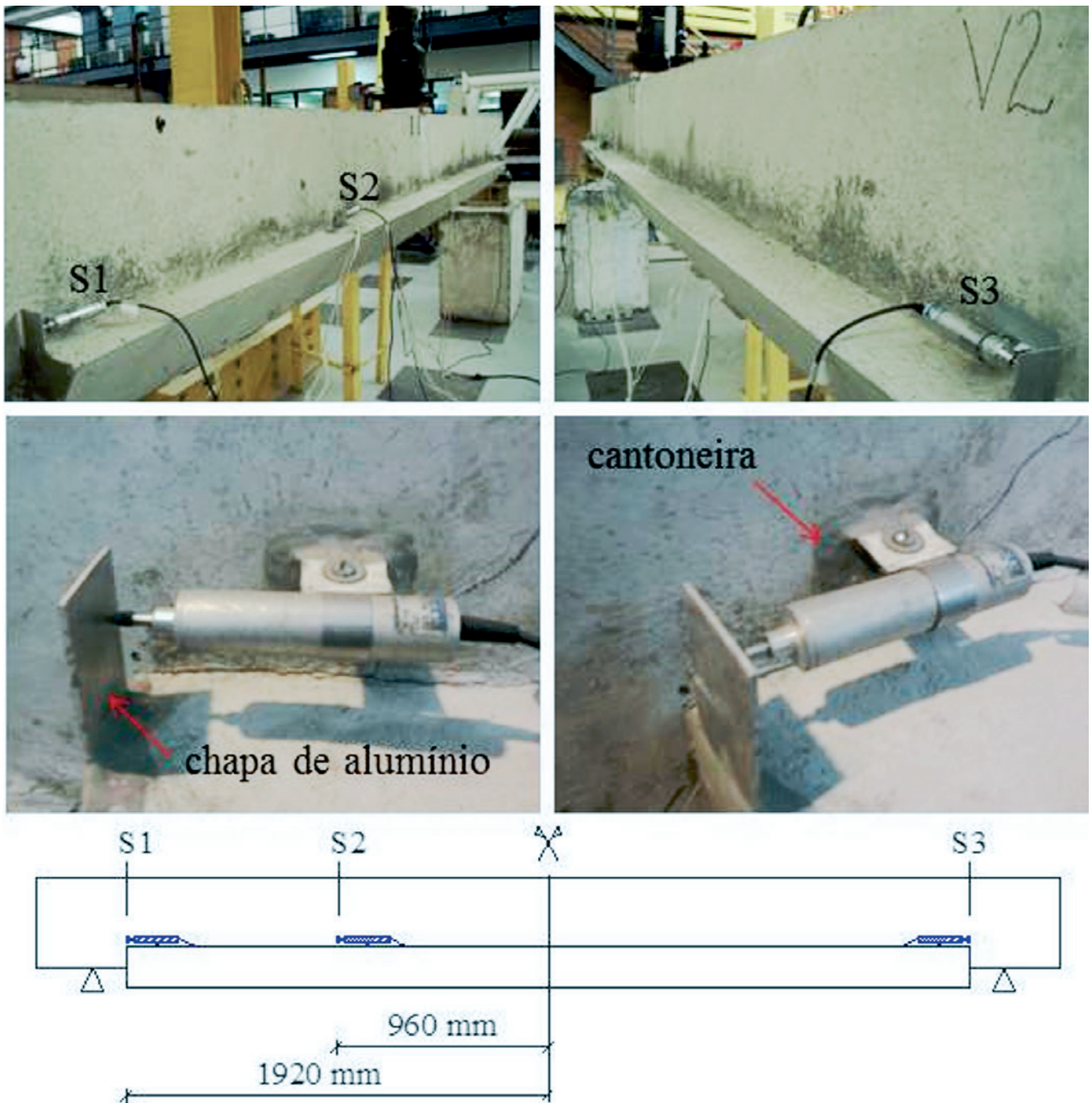


Figura 6

Posicionamento dos transdutores de deslocamento para medição de deslizamento entre viga e talão de reforço

amento e de ruptura médios obtidos foram, respectivamente, 655 MPa e 739 MPa (5,0 mm), 596 MPa e 767 MPa (6,3 mm), 607 MPa e 748 MPa (8,0 mm), 522 MPa e 641 MPa (10,0 mm), 555 MPa e 688 MPa (12,5mm), 562 MPa e 686 MPa (16,0 mm).

O concreto foi dosado para alcançar resistência à compressão de 30 MPa aos 28 dias. Em cada concretagem foram moldados corpos-de-prova cilíndricos para a obtenção da resistência à compressão, da resistência à tração por compressão diametral e do módulo de deformação longitudinal. Os valores médios obtidos

nos corpos-de-prova referentes ao concreto utilizado nas vigas e nos reforços foram, respectivamente: 34,0 e 33,0 MPa para resistência à compressão, 3,60 e 3,57 MPa para resistência à tração e 26,0 GPa para módulo de deformação longitudinal.

3. Resultados e discussões

A tabela 4 resume resultados experimentais das vigas ensaiadas. Os valores da carga de ruptura à flexão teórica das vigas

Tabela 4

Resumo dos resultados experimentais das vigas ensaiadas

Carregamento estático inicial								
Viga	ρ_R (%)	ρ_T (%)	P_{cr} (kN)	$P_{máx}$ (kN)	δ_i (mm)	$\epsilon_{s,i}$ (‰)	$\epsilon_{s,res}$ (‰)	$\delta_{res,i}$ (mm)
V1 V1R	0,401	1,48	25	60	8,73	1,78	0,383	2,31
V2 V2R	0,41	1,62	25	60	8,88	1,72	0,368	2,00
V3 V3R	1,31	1,77	20	35,4	8,58	1,99	0,527	2,43
V4 V4R	1,00	1,47	15	35,3	8,96	2,09	0,602	2,95
V5 V5R	1,31	1,77	20	35,6	7,66	2,08	0,497	2,09
V6 V6R	1,31	1,77	20	35,5	7,68	1,97	0,481	2,15

Carregamento cíclico					
Viga	$P_{min}/P_{u,teo}$ (%)	$P_{máx}/P_{u,teo}$ (%)	$\epsilon_{s,máx}$ (‰)	$\epsilon_{s,res}$ (‰)	δ_{res} (mm)
V1 V1R	33	64	2,36	-	-
V2 V2R	19	40	1,28	0,352	1,74
V3 V3R	22	42	1,57	0,345	2,52
V4 V4R	24	58	1,64	-	4,54
V5 V5R	21	42	1,37	0,301	2,21
V6 V6R	27	54	1,49	-	-

Carregamento estático até a ruptura								
Viga	$P_{u,exp}$ (kN)	$\delta_{u,exp}$ (mm)	$\epsilon_{su,exp}$ (‰)		Deslizamento máx. viga-reforço (mm)			Modo de ruptura
			Viga	Reforço	S1	S2	S3	
V1 V1R	-	-	-	-	-	-	-	Fadiga, aos 1.865.825 ciclos
V2 V2R	193	33,8	46,7	50,52	-	0,081	0,058	Flexão
V3 V3R	180	18,1	2,24	2,59	0,754	0,051	9,85	Cisalhamento na ligação viga-reforço
V4 V4R	186	25,3	-	-	0,641	0,04	0,444	Flexão
V5 V5R	173	28,6	2,02	2,20	1,34	0,843	6,57	Cisalhamento na ligação viga-reforço
V6 V6R	-	-	-	-	-	-	-	Fadiga, aos 875.280 ciclos

ρ_R - taxa geométrica da armadura longitudinal de tração do reforço; ρ_T - taxa geométrica total da armadura longitudinal de tração da viga reforçada; δ_i - deslocamento vertical relativo à carga máxima $P_{máx}$ no ensaio estático inicial; $\delta_{res,i}$ - flecha residual ao final do ensaio estático inicial; δ_{res} - flecha residual ao final do carregamento cíclico; $\delta_{u,exp}$ - deslocamento vertical relativo à carga de ruptura das vigas que não romperam por fadiga; $\epsilon_{s,i}$ - deformação específica na armadura longitudinal da viga correspondente à carga máxima no ensaio estático inicial; $\epsilon_{s,res}$ - deformação específica residual na armadura longitudinal da viga ao final do ensaio estático inicial; $\epsilon_{s,máx}$ - deformação específica máxima da armadura longitudinal da viga durante carregamento cíclico; $\epsilon_{u,exp}$ - deformação específica máxima na armadura longitudinal da viga ou do reforço para a carga de ruptura das vigas que não romperam por fadiga; P_{cr} - carga correspondente ao aparecimento das primeiras fissuras visíveis durante ensaio estático inicial; $P_{u,exp}$ - carga de ruptura experimental das vigas que não romperam por fadiga.

Tabela 5

Características e resistências das vigas reforçadas deste estudo [1] e dos estudos anteriores [10] e [11]

Vigas	ρ_R (%)	ρ_T (%)	ρ_{Rfy} (MPa)	ρ_{Tfy} (MPa)	Carregamento estático ligação viga-reforço rugosa			Carregamento cíclico ligação viga-reforço rugosa			Carregamento cíclico ligação viga-reforço lisa		
					$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,teo}$ (kN)	$P_{u,exp}/P_{u,teo}$	$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,teo}$ (kN)	$P_{u,exp}/P_{u,teo}$	$P_{u,exp}$ (kN)	$P_{u,teo}$ (kN)	$P_{u,exp}/P_{u,teo}$
V1R	0,401	1,48	2,29	8,46	-	-	-	-	-	-	fadiga na armadura de flexão		
VR1 [10]	0,541	1,62	2,97	8,92	186	156	1,19	-	-	-	-	-	-
V2R	0,541	1,62	3,12	9,33	-	-	-	193	168	1,15	-	-	-
VR2 [11]	1,00	1,47	6,11	8,98	205	192	1,07	-	-	-	-	-	-
V4R	1,00	1,47	5,69	8,29	-	-	-	186	177	1,05	-	-	-
VR3 [11]	1,31	1,77	8,29	10,8	229	230	1,00	-	-	-	-	-	-
V3R	1,31	1,77	7,39	9,98	-	-	-	180	212	0,85	-	-	-
V5R	1,31	1,77	7,39	9,98	-	-	-	-	-	-	173	216	0,80
V6R	1,31	1,77	7,39	9,98	-	-	-	-	-	-	fadiga nos chumbadores		

Ruptura por flexão
 Ruptura por cisalhamento na ligação viga-reforço
 Ruptura por fadiga

reforçadas, $P_{u,teo}$, utilizados nessa tabela foram os determinados com f_c e f_y obtidos nos ensaios de caracterização dos materiais ($\gamma_c = \gamma_s = 1$) e seus valores estão na tabela 5.

3.1 Fissuração e resistência

Nas vigas reforçadas, algumas fissuras no talão de reforço apareceram durante os dois ciclos com carregamento estático feitos antes do cíclico. Quando da aplicação do carregamento cíclico, outras fissuras de flexão apareceram no talão de reforço até cerca dos primeiros 100 000 ciclos para as vigas V1R, V2R, V3R e V5R, 70 000 ciclos para a V4R e 5000 ciclos para a V6R. Além dessas fissuras, nas V4R e V6R, onde houve variação de carga entre cerca de 25% a 50% de $P_{u,teo}$ e maiores valores de ρ_{Rfy} (5,69MPa e 7,39MPa), apareceram fissuras de cisalhamento

nas regiões perto dos apoios e fissuras horizontais na ligação viga-reforço. A V6R, que rompeu por fadiga dos chumbadores na ligação viga-reforço, foi a que apresentou maior número de fissuras de cisalhamento durante o carregamento cíclico. Na V1R, com menor taxa de armadura longitudinal no reforço ($\rho_{wy} = 2,29\text{MPa}$) e variação de carga entre 32% e 64% de $P_{u,teo}$, não apareceram essas fissuras de cisalhamento e horizontais. Ela teve fadiga na armadura longitudinal do reforço e só apresentou fissuras de flexão e com maior abertura.

No ensaio estático final, as vigas V2R e V4R, que romperam por flexão, apresentaram padrões de fissuração semelhantes. As vigas V3R e V5R, que romperam por cisalhamento na ligação viga-reforço, tiveram menor número de fissuras inclinadas que as demais vigas.

Os valores teóricos e experimentais de resistência à flexão das

Tabela 6

Tensões normais máximas e variações de tensões normais nas armaduras longitudinais de tração da viga e do reforço no início do carregamento cíclico experimentais, obtidas a partir das deformações específicas medidas, e de cálculo no estágio II

Viga	ρ_{Rfy} (MPa)	ρ_{Tfy} (MPa)	$P_{u,teo}^{min}/P_{u,teo}$ (%)	$P_{u,teo}^{max}/P_{u,teo}$ (%)	$\sigma_{s,max}$ (MPa)	$\sigma_{s,max,calc}$ (MPa)	$\Delta_{\sigma s}$ (MPa)	$\Delta_{\sigma s,calc}$ (MPa)	$\sigma_{sR,max}$ (MPa)	$\sigma_{sR,max,calc}$ (MPa)	$\Delta_{\sigma sR}$ (MPa)	$\Delta_{\sigma sR,calc}$ (MPa)
V1R	2,29	8,46	32	64	299	366	155	183	477	494	231	247
V2R	3,12	9,33	20	40	187	234	100	117	225	317	102	159
V4R	5,69	8,29	25	56	265	304	152	167	330	380	174	209
V3R	7,39	9,98	21	42	172	213	87	107	253	269	116	135
V5R	7,39	9,98	21	42	173	213	98	107	225	269	111	135
V6R	7,39	9,98	27	54	227	275	130	137	293	347	157	174

vigas reforçadas ensaiadas neste trabalho e em trabalhos anteriores ([10] e [11]), calculadas com valores experimentais de resistência à compressão do concreto e tensão de escoamento das barras da armadura e diagrama parábola-retângulo de tensões normais de compressão para o concreto, são apresentados na tabela 5. Os valores máximos de tensões normais e das variações dessas tensões nas armaduras longitudinais de tração no início do carregamento cíclico experimentais, obtidos a partir das deformações específicas medidas, e calculados são apresentados na tabela 6.

Na tabela 5, observa-se que apenas as vigas deste estudo que romperam por cisalhamento na ligação viga-reforço tiveram relação $P_{u,exp} / P_{u,teo}$ menor que um (0,85 e 0,80) e que a viga com ligação lisa teve a menor delas. Para as vigas de trabalhos anteriores [11] semelhantes às deste estudo, mas submetidas só a carregamento estático, que tiveram ruptura por cisalhamento na ligação viga-reforço, essa relação foi 1,07 e 1,00. Comparando-se a V3R com a VR3 [11] ($\rho_T = 1,77\%$ e $\rho_R = 1,31\%$, superfície de ligação rugosa e ruptura por cisalhamento nessa ligação), verifica-se que o carregamento cíclico provocou redução de 21% na capacidade resistente da V3R deste estudo em relação à VR3 [11]. Entretanto, não se pode atribuir essa redução apenas ao carregamento cíclico, já que a V3R tinha ρ_{Rf_y} 11% menor. Levando isso em consideração, a redução passa a ser de 12%.

Nas vigas com $\rho_T = 1,62\%$ e $\rho_R = 0,541\%$ (V2R deste estudo e VR1 de [10]), que romperam por flexão, o carregamento cíclico não influenciou a capacidade resistente, uma vez que a diferença entre as cargas de ruptura experimentais das vigas só com carregamento estático e com carregamento estático depois do cíclico corresponde praticamente à diferença entre os valores de ρ_{Tf_y} dessas vigas.

A V1R ($\rho_T = 1,48\%$ e $\rho_R = 0,401\%$) foi a que teve maiores relações de $P_{min} / P_{u,teo}$ e $P_{max} / P_{u,teo}$ das vigas ensaiadas (32% e 64%) e, conseqüentemente, maiores variações de tensão normal na armadura de reforço (provocando fadiga nessa armadura) e de deslocamento vertical. Nessa viga, teve-se $\sigma_{sR,max} = 477$ MPa $\approx 0,79 f_y$ e $\Delta\sigma_{sR} = 231$ MPa. Na figura 7, nota-se que, para o número de ciclos verificados na V1R (1 865 825), teve-se variação de tensão normal na armadura maior que o limite dado pela relação entre $\Delta\sigma_s$ e o número de ciclos N da ABNT NBR 6118:2014 [14]. Devido à baixa taxa de armadura utilizada no reforço, a variação de tensão cisalhante na ligação viga-reforço foi baixa e não houve deslizamento nessa ligação.

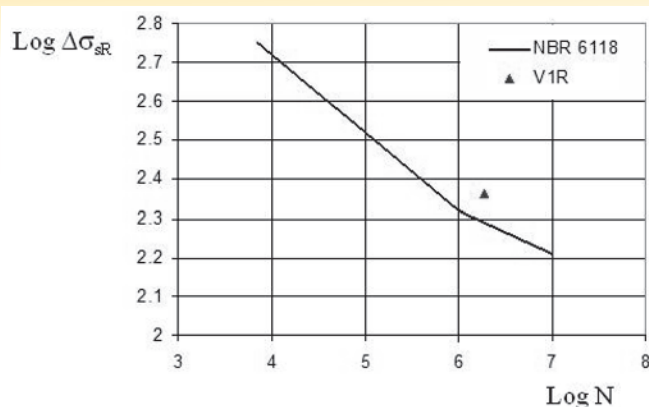


Figura 7

Comparação da relação entre N e $\Delta\sigma_{sR}$ segundo ABNT NBR 6118:2014 [14] e a da viga que rompeu por fadiga da armadura longitudinal

3.2 Deformações específicas nas armaduras

Quanto do carregamento estático antes do cíclico, em geral, as relações entre as deformações específicas das armaduras do reforço (camada inferior) e da viga variaram entre 1,2 e 1,4, o que seria de esperar segundo análise do estágio II, mas na viga V1R essas relações variaram entre 1,5 e 1,7.

No carregamento cíclico, as deformações específicas máximas e mínimas das armaduras longitudinais de tração medidas, em função do número de ciclos, para as vigas que não romperam por fadiga, excetuando-se a V2R, não indicaram tendência de estabilização. A V6R, que rompeu por fadiga nos chumbadores, teve comportamento diferenciado, apresentando diminuição brusca da deformação específica da armadura longitudinal do reforço e, ao mesmo tempo, aumento brusco da deformação da armadura longitudinal da viga, para N igual a cerca de 600 000 ciclos (figura 8). Na tabela 7, encontram-se listados os valores das deformações específicas máximas da armadura longitudinal de tração do reforço e da viga medidas durante o carregamento cíclico, bem como as variações dessas deformações e as deformações residuais ao final do carregamento. Esses valores são função de P_{min} / P_{teo} e P_{max} / P_{teo} e de ρ_T .

As deformações específicas das barras de aço do reforço medidas no ensaio estático final na seção do meio do vão da V2R são

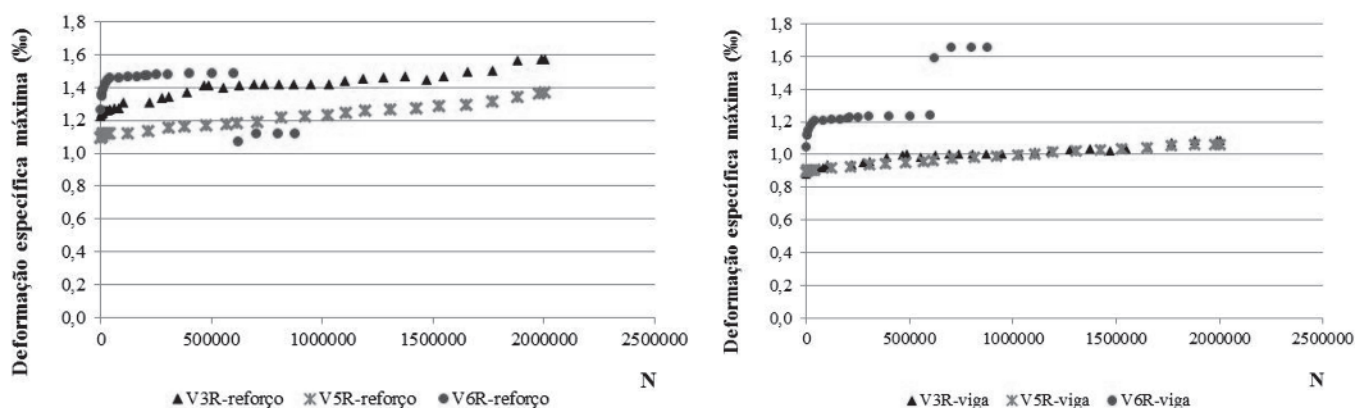


Figura 8

Deformação específica máxima da armadura longitudinal de tração do reforço e da viga, na seção do meio do vão, em função do número de ciclos, das vigas com superfície de ligação reforço-viga rugosa (V3R) e lisa (V5R e V6R) de mesmas armaduras

Tabela 7

Deformações específicas máximas, variação dessas deformações e deformações residuais na armadura longitudinal do reforço e da viga referentes ao carregamento cíclico

Viga	ρ_R (%)	ρ_T (%)	$\frac{P_{\min}}{P_{u,teo}}$ (%)	$\frac{P_{\max}}{P_{u,teo}}$ (%)	$\epsilon_{sR,\max}$ (‰)	$\Delta_{\epsilon sR}$ (‰)	$\epsilon_{sR,res}$ (‰)	$\epsilon_{s,\max}$ (‰)	$\Delta_{\epsilon s}$ (‰)	$\epsilon_{s,res}$ (‰)
V1R	0,401	1,48	32	64	2,36+	1,15+	-	1,49+	0,777+	-
V2R	0,541	1,62	20	40	1,28	0,532	0,352	1,04	0,539	0,244
V4R	1,00	1,47	25	56	1,64+	0,863+	-	1,41+	0,842+	-
V3R	1,31	1,77	21	42	1,57	0,576	0,345	1,09	0,501	0,235
V5R	1,31	1,77	21	42	1,37	0,769	0,301	1,08	0,579	0,229
V6R	1,31	1,77	27	54	1,49*	0,836*	-	1,24*	0,781*	-

+ < 100.000 ciclos | * 600 000 ciclos

comparadas com as da viga VR1[10] na figura 9, e as das vigas V3R e V5R com as da V3R[11] na figura 10. Nas curvas das vigas VR1[10] e V2R, verifica-se, para valores de carga até 50kN, que as curvas praticamente coincidem e, para valores acima dessa carga, são encontradas menores deformações específicas na viga V2R, que tinha $\rho_T f_y$ cerca de 5% maior.

Na figura 10, observa-se que, para uma mesma carga, a viga V5R, com superfície de ligação viga-reforço lisa, apresentou menores deformações específicas que a V3R, com superfície rugosa, e que a curva de deformações específicas da V3R coincide com a da VR3 [11], e, apesar das duas vigas terem tido o mesmo tipo de ruptura, o deslizamento excessivo do talão de reforço da V3R impediu que a armadura tracionada ultrapassasse o valor de ϵ_y^* (deformação específica correspondente a f_y ao se considerar diagrama tensão normal-deformação específica do aço bilinear com patamar) e a ruptura aconteceu com carga inferior à da VR3 [11], que teve deformações específicas na armadura longitudinal bem maiores que a de escoamento (cerca de 8,5‰).

3.3 Força longitudinal, tensão cisalhante e deslizamento na ligação viga-reforço

A força longitudinal T_R , e, a partir dela, a tensão cisalhante nominal na ligação viga-reforço τ , foi calculada a partir das deformações específicas medidas nas armaduras longitudinais do reforço na seção do meio do vão. Na tabela 8 constam os valores de $T_{R,max}$ e de ΔT_R no início do carregamento cíclico, obtidos a partir das deformações específicas medidas e calculadas. A soma das forças na armadura longitudinal de tração do reforço na seção do meio do vão de cada viga obtidas a partir das deformações específicas medidas, para diferentes níveis de carga estática, está na tabela 9, e a figura 11 apresenta as forças longitudinais na ligação viga-reforço em função da carga aplicada nas vigas V3R, V5R e V6R, junto com as da VR3 [11] que tinha a mesma taxa de armadura longitudinal de tração. Essa figura evidencia a variação que as deformações medidas podem apresentar, em função da fissuração, já que, por questão de equilíbrio na seção do meio do vão,

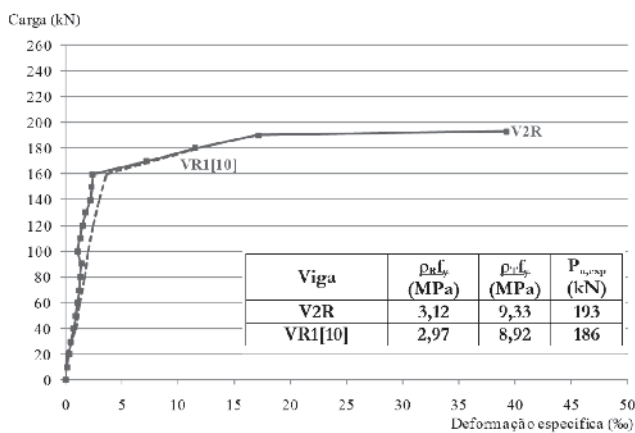


Figura 9
Deformação específica das barras de aço longitudinais dos reforços das VR1 [10] e V2R, em função da carga

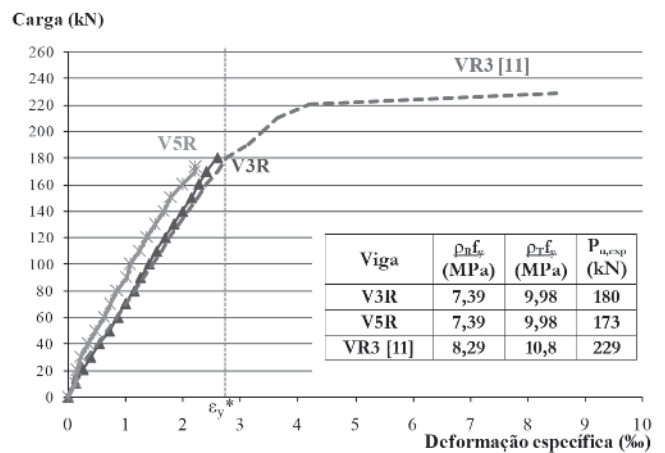


Figura 10
Deformação específica das barras de aço longitudinais dos reforços das VR3 [11], V3R e V5R, em função da carga

Tabela 8

Valores de $T_{R,m\acute{a}x}$ e ΔT_R no in\icicio do carregamento c\iciclico, obtidos a partir das deforma\iccoes espec\icficas medidas e calculados

Viga	ρ_R (%)	ρ_T (%)	$P_{m\acute{i}n}$ (kN)	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	$T_{R,m\acute{a}x}$ (kN)	$T_{R,m\acute{a}x,calc}$ (kN)	$T_{R,m\acute{a}x,calc}/T_{R,m\acute{a}x}$	ΔT_R (kN)	$\Delta T_{R,calc}$ (kN)	$\Delta T_{R,calc}/\Delta T_R$
V1R	2,29	8,46	50	100	79,2	89,8	1,13	40,2	44,8	1,11
V2R	3,12	9,33	34	68	58,0	73,1	1,26	30,4	36,5	1,20
V4R	5,69	8,29	45	100	186	201	1,08	102	111	1,09
V3R	7,39	9,98	45	90	179	196	1,10	84,6	98,2	1,16
V5R	7,39	9,98	45	90	167	196	1,18	87,2	98,2	1,13
V6R	7,39	9,98	58	116	218	253	1,16	120	127	1,06

para uma determinada carga, vigas com mesma taxa de armadura longitudinal devem ter mesmo valor de T_R .

A tabela 10 lista os valores da for\icca longitudinal na liga\iccao viga-refor\icco (carregamento est\aticico) e da varia\iccao dessa for\icca (carregamento c\iciclico) nas vigas que romperam por cisalhamento na liga\iccao viga-refor\icco, e tamb\em na V4R.

Tendo por base os valores de $T_{R,max}$ e de ΔT_R da tabela 10 para V5R e V6R, respectivamente, e considerando que a for\icca longitudinal na liga\iccao \icc resistida apenas pelos chumbadores (em n\umero de 24, excluindo os dois da se\iccao do meio do v\icao), chegou-se \icc express\icoes (1.0a) e (1.0b) de varia\iccao de for\icca cortante nos chumbadores, $\Delta T_{R,ch}$, em fun\iccao do n\umero de ciclos. A de $\log \Delta T_{R,ch}$ em fun\iccao de $\log N$ (1.0a) \icc do tipo mais comumente proposta para conectores de cisalhamento [15] e a de $\Delta T_{R,ch}$ em fun\iccao de $\log N$ (1.0b) equivale \icc primeira. Admitiu-se a mesma express\icao para liga\iccoes com superf\iccies rugosa e lisa, tendo em vista a pouca diferen\icca entre as resist\encias das V3R e V5R e $T_{R,ch}$ \icc dada em newtons.

$$\log \Delta T_{R,ch} = -0,0811 \log N + 4,204$$

(1a)

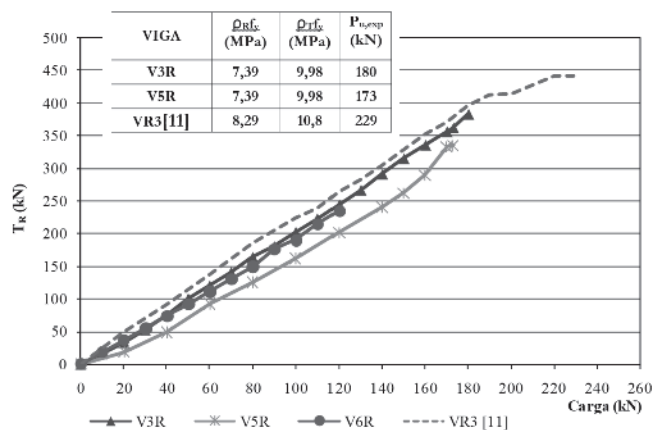


Figura 11
For\icca longitudinal na liga\iccao viga-refor\icco em fun\iccao do carregamento das vigas VR3 [11], V3R, V5R e V6R, com mesmas taxas de armadura

Tabela 9

For\icca longitudinal e tens\icoo de cisalhamento nominal na liga\iccao viga-refor\icco durante carregamento est\aticico final

Carga (kN)	T_R (kN)						τ (MPa)					
	V1R+	V2R	V4R+	V3R	V5R	V6R	V1R+	V2R	V4R+	V3R	V5R	V6R+
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	8,83	17,9	30,7	33,2	19,1	36,3	0,017	0,0330	0,0571	0,0618	0,0321	0,0611
40	26,3	36,3	70,6	75,2	48,5	73,9	0,049	0,0680	0,131	0,140	0,0814	0,124
60	43,6	56,0	110	120	92,2	110	0,081	0,104	0,206	0,224	0,155	0,186
80	60,0	72,2	151	163	125	150	0,112	0,134	0,282	0,305	0,210	0,252
100	71,5	82,4	185	202	162	190	0,133	0,153	0,346	0,376	0,272	0,320
120	-	104	-	244	202	234	-	0,194	-	0,454	0,339	0,395
140	-	133	-	291	241	-	-	0,247	-	0,541	0,405	-
150	-	142	-	315	262	-	-	0,267	-	0,586	0,439	-
160	-	144	-	335	290	-	-	0,299	-	0,624	0,487	-
170	-	161	-	356	333	-	-	0,299	-	0,662	0,561	-
173	-	161	-	361	335	-	-	0,299	-	0,673	0,563	-
180	-	161	-	383	-	-	-	0,299	-	0,712	-	-
193	-	161	-	-	-	-	-	0,299	-	-	-	-

+ carregamento est\aticico antes do c\iciclico (vigas que romperam durante carregamento c\iciclico e V4R, onde houve dano nos extens\ometros el\etricos)

Tabela 10

Valores de $T_{R,m\acute{a}x}$ e de Δ_{TR} referentes aos ensaios com carregamentos est\atico e c\ıclico

Viga	ρ_R (%)	ρ_T (%)	S\o carregamento est\atico	Durante carregamento c\ıclico	Carregamento est\atico depois do c\ıclico
			$T_{R,m\acute{a}x}$ (kN)	Δ_{TR} (kN)	$T_{R,m\acute{a}x}^*$ (kN)
VR2 [11]	1,00	1,47	370	-	-
V4R	1,00	1,47	-	111 ⁺⁺	348
VR3 [11]	1,31	1,77	490	-	-
V3R	1,31	1,77	-	98,2 ⁺⁺	401
V5R ⁺	1,31	1,77	-	98,2 ⁺⁺	385
V6R ⁺	1,31	1,77	-	127 ⁺	-

* superf\ıcie de liga\c\c\o viga-refor\c\c\o lisa; $T_{R,m\acute{a}x}^*$ resist\encia ao cortante longitudinal residual ap\os carregamento c\ıclico; ⁺⁺ sem ruptura durante carregamento c\ıclico; ⁺ ruptura por fadiga com 875.280 ciclos

eou

$$\Delta T_{R,ch} = 16000 e^{-0,187 \log N} \tag{1b}$$

Essas express\oes podem ser escritas na forma de varia\c\c\o de tens\o cisalhante nos chumbadores (em MPa), ou seja,

$$\log \Delta T_{R,ch} = -0,0811 \log N + 2,354 \tag{2a}$$

ou

$$\Delta \tau_{ch} = 226 e^{-0,187 \log N} \tag{2b}$$

Note-se que, para $N=1$, essa varia\c\c\o \e, aproximadamente, igual a $0,4f_y$ e que, segundo o crit\erio de ruptura de Tresca (mais conservador que o de Von Mises), a tens\o cisalhante limite seria $0,5f_y$. Essa menor resist\encia verificada pode ser explicada pela

concentra\c\c\o de tens\oes decorrente da exist\encia de rosca nos chumbadores e pelo fato dos chumbadores n\o estarem submetidos a cisalhamento puro.

A figura 12 apresenta rela\c\c\o entre tens\o cisalhante resistente na liga\c\c\o, τ_R , e $\rho_w f_y$ dada pela express\o $\tau_R = 0,4 \rho_w f_y$ e as das vigas VR2 e VR3 de [11] e V3R e V5R, que romperam por cortante longitudinal na liga\c\c\o viga-refor\c\c\o durante carregamento monotonicamente crescente, sendo que as VR2 e VR3 [11] n\o tinham sido submetidas a carregamento c\ıclico anteriormente. A viga V4R tamb\em foi inclu\ida, apesar de ter rompido por flex\o, pois, ao romper, deveria estar na imin\encia de romper por cisalhamento na liga\c\c\o viga-refor\c\c\o. Os valores de τ_R das V4R, V3R e V5R s\o os das tens\oes cisalhantes resistentes residuais ap\os o carregamento c\ıclico. Nessa figura, verifica-se que, exclu\ndo a V4R, que n\o chegou a apresentar ruptura na liga\c\c\o viga-refor\c\c\o, a express\o $\tau_R = 0,4 \rho_w f_y$ fornece valores de τ_R menores ou aproximadamente iguais aos das vigas analisadas, tanto para vigas ensaiadas

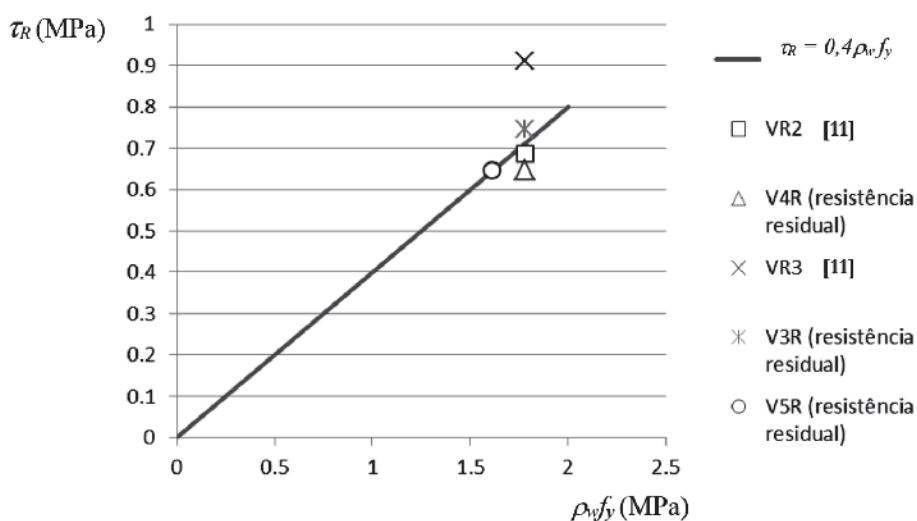


Figura 12

Rela\c\c\o entre τ_R e $\rho_w f_y$ dada pela express\o $\tau_R = 0,4 \rho_w f_y$ e as das vigas VR2 e VR3 [11] e as residuais das V4R, V3R e V5R

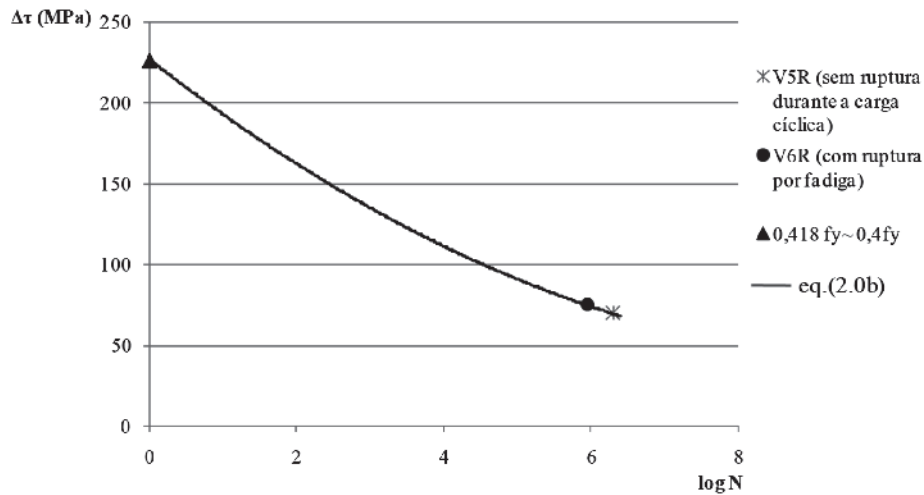


Figura 13

Varição da tensão cisalhante na ligação viga-reforço em função do número de ciclos dada pela equação (2.0b)

somente estaticamente quanto para aquelas submetidas ao carregamento cíclico antes do estático (tensão cisalhante resistente residual).

Essa figura e a 13 sugerem que as ligações viga-reforço providas de chumbadores de expansão podem ser dimensionadas considerando-se:

$$\Delta\tau \leq 0,4 \rho_w f_{yd} [e^{-0,187 \log N}] \quad (3)$$

onde N é o número de ciclos previstos, $\Delta\tau$ é obtida a partir dos valores das forças longitudinais na ligação T_{Rmax} e

T_{Rmin} calculadas no estágio II, para cargas de serviço máximas (carga permanente + cargas variáveis frequentes) e mínimas (cargas permanentes) previstas, respectivamente, e $f_{yd} = f_y / 1,15$.

Os deslizamentos máximos entre viga e talão de reforço, nas vigas V2R e V4R, que romperam por flexão, foram 0,260mm e 0,641mm, respectivamente. Nas V3R e V5R, com ruptura por cisalhamento na ligação viga-reforço, foram registrados deslizamentos de 0,754mm e 1,34mm na posição do medidor S1 e de 9,85mm (V3R) e 6,57mm (V5R) na do medidor S3. A figura 14 apresenta relação entre carga e deslizamento na ligação viga-reforço das

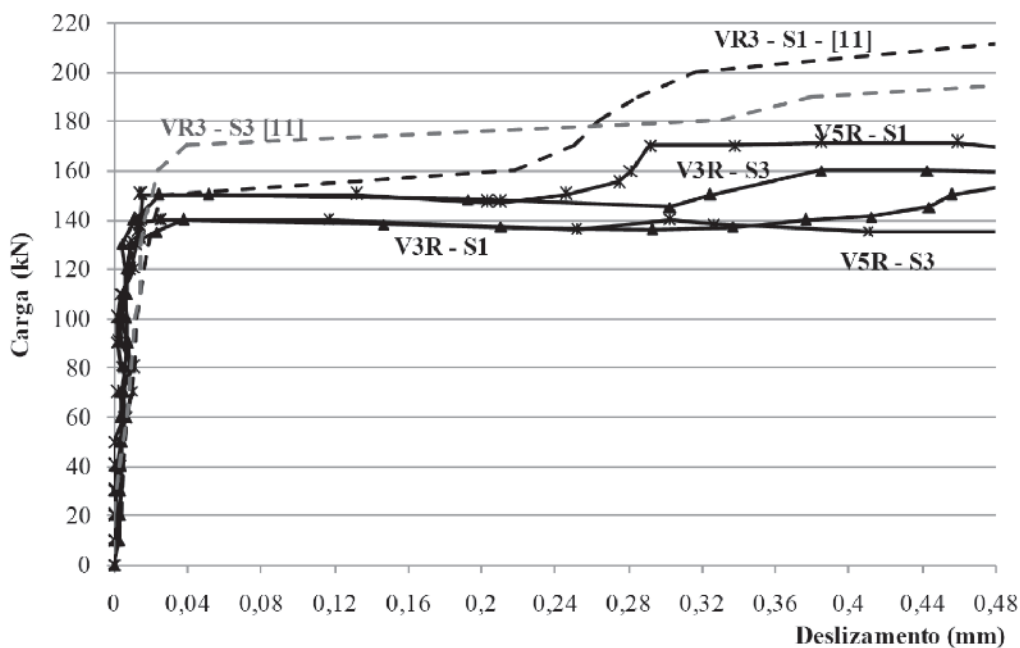


Figura 14

Relação entre carga e deslizamento na ligação viga-reforço das vigas VR3[11] e V3R[1] e V5R.[1]

vigas VR3 [11] e V3R e V5R, onde se notam patamares que indicam o efeito dos chumbadores utilizados na ligação. Observando-se na figura 13 as curvas das vigas de superfície rugosa deste estudo, V3R, e da VR3 [11], nota-se, para um mesmo valor de deslizamento, maior carga na viga VR3 [11], que não teve carregamento cíclico.

4. Conclusões

Há poucos estudos experimentais sobre a resistência ao cisalhamento de ligações de concreto submetidas a carregamento cíclico e, na pesquisa bibliográfica realizada [1], não foi encontrado nenhum de ligações com chumbadores de expansão. De acordo com o MC 2010 (FIB, 2013), para o caso de carregamento cíclico, no dimensionamento de ligações pode-se adotar o procedimento aproximado de considerar a resistência igual a 40% da referente a carregamento estático, se surgir fissura na ligação sob carregamento de serviço.

Tendo em vista as vantagens da técnica de reforço à flexão por adição de concreto e barras de aço tendo chumbadores de expansão na ligação viga-reforço, foi desenvolvido o estudo experimental aqui descrito, visando investigar o comportamento de vigas reforçadas segundo essa técnica, submetidas a carregamento cíclico de amplitude constante, mas variável entre si, sem inversão do sentido dos esforços (carregamento unidirecional).

A comparação entre vigas reforçadas semelhantes, com superfície de ligação viga-reforço rugosa, ensaiadas somente estaticamente com as que receberam carregamento cíclico antes do estático mostrou que o carregamento cíclico não teve influência negativa na capacidade resistente das vigas que romperam por flexão (V2R, V4R). Nas que romperam por cisalhamento na ligação viga-reforço, diferentemente das semelhantes submetidas apenas a carregamento estático, os deslizamentos maiores verificados na ligação viga-reforço impediram que a armadura longitudinal tracionada chegasse a ter deformações específicas maiores que a correspondente ao início do escoamento. Das vigas que se diferenciavam apenas pela condição da superfície de ligação viga-reforço (V3R e V5R), a com superfície lisa teve resistência praticamente igual à da com superfície rugosa.

Ensaio de vigas reforçadas e de cisalhamento direto com ligações entre concretos tendo chumbadores de expansão realizados anteriormente, sem carga cíclica, mostraram que, ao dimensionar as ligações, a tensão cisalhante de cálculo deve atender à condição:

$$\tau \leq 0,4 \rho_w f_{yd} \quad (4)$$

Por outro lado, para abranger os casos de ligações com cargas estáticas e cíclicas, verificou-se poder considerar para variação da tensão cisalhante nas ligações:

$$\Delta\tau \leq 0,4 \rho_w f_{yd} [e^{-0,187 \log N}] \quad (5)$$

Em relação aos deslizamentos viga-reforço, foi verificado que, para um mesmo valor de deslizamento, em viga sem carregamento cíclico tem-se maior valor de carga que na semelhante com apenas carregamento monotônico crescente.

5. Referências bibliográficas

[1] VAZ, A. P. R.. Comportamento de vigas reforçadas sob ação

de carregamento cíclico. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2012.

- [2] GOHNERT, M. Horizontal shear transfer across a roughened surface. *Cement and Concrete Composites*, v. 25, n.3, (Apr), pp. 379-385, 2003.
- [3] CLIMACO, J. C. T. S.; REGAN, P. E. Evaluation of Bond strength between old and new concrete in structural repairs. *Magazine of Concrete Research*, v. 53, n.6, (Dec), pp. 377-390, 2001.
- [4] BEUSHAUSEN, H., ALEXANDER, M. G. Bond strength development between concretes of different ages. *Magazine of Concrete Research*, v. 60, n.1, (Feb), pp. 65-74, 2008.
- [5] MATTOCK, A. H. Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear plane, ACI Special Publication SP-42, American Concrete Institute, pp. 17-42, 1974.
- [6] LIEW, S. C., CHEONG, H. K.. Flexural behavior of jacketed RC beams. *Concrete International*, v. 13, n. 12, (Dec), pp. 43-47, 1991.
- [7] PIANCASTELLI, E. M. Comportamento do reforço à flexão de vigas de concreto armado, solicitando a baixa idade e executando inclusive sob carga. Dissertação de M. Sc., UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais, 1997.
- [8] CHEONG, H. K.; MacALEVEY, N. Experimental behavior of jacketed reinforced concrete beams. *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 126, n. 6, (Jun), pp. 692-699, 2000.
- [9] BORJA, E. V. Estudo do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão e esforço cortante. Dissertação de M. Sc., UFPE, Recife, Pernambuco, 2001.
- [10] SANTOS, E. W. F. Reforço de vigas de concreto armado à flexão por encamisamento parcial. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2006.
- [11] SIMÕES, M. L. F. Reforço à flexão de vigas de concreto armado por encamisamento parcial. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2007.
- [12] SANTOS, P. M. D., JÚLIO, E. N. B. S., SILVA, V. D. Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface, *Construction and Building Materials*, v. 21, n.8, (Aug), pp. 1688-1695, 2007.
- [13] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, FIB Model Code for concrete structures 2010, 2013. Lausanne, Switzerland.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014. ABNT NBR-6118:2014: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- [15] XIE, E., VALENTE, M. I. B. Fatigue strength of shear connectors, Research Report, universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2011.

Compressive strength of masonry constructed with high strength concrete blocks

Resistência a compressão da alvenaria estrutural com blocos de concreto de alta resistência

E. S. FORTES ^a
ernestofortes@hotmail.com

G. A. PARSEKIAN ^a
parsekian.ufscar@gmail.com

J. S. CAMACHO ^b
jsc@dec.feis.unesp.br

F. S. FONSECA ^c
fonseca@byu.edu

Abstract

Although the use of high strength concrete blocks for the construction of tall buildings is becoming common in Brazil, their mechanical properties and behavior are not fully understood. The literature shows a gap in experimental studies with the use of high strength concrete blocks, i.e., those with compressive strength greater than 16 MPa.

The work presented herein was conducted in order to study the behavior of high strength structural masonry. Therefore, the compressive strength and modulus of elasticity of concrete block walls tested under axial load were assessed. The specimens included grouted and ungrouted walls and walls with a mid-height bond beam; ungrouted walls were constructed with face-shell and full mortar bedding. The walls were built and tested in the laboratory of CESP and in the Structures Laboratory of the UNESP Civil Engineering Department in Ilha Solteira (NEPAE). Concrete blocks with nominal compressive strength of 16 (B1), 24 (B2) and 30 (B3) MPa were used. Ungrouted masonry walls had a height of 220 cm and a width of 120 cm while grouted masonry walls had a height of 220 cm and a width of 80 cm. Traditional Portland cement, sand and lime mortar was used. The testing program included 36 blocks, 18 prisms, 9 ungrouted walls (6 with face-shell mortar bedding and 3 with full mortar bedding), 9 grouted masonry walls, and 12 ungrouted walls with a bond beam at mid-height.

The experimental results were used to determine the compressive strength ratio between masonry units, prisms and masonry walls. The analyses included assessing the cracking pattern, the mode of failure and the stress-strain curve of the masonry walls.

Tests results indicate that the prism-to-unit strength ratio varies according to the block strength; that face-shell mortar bedding is suitable for high strength concrete masonry; and that 20% resistance decrease for face-shell mortar bedding when compared with full mortar bedding is a conservative consideration. The results also show that using a bond beam at the mid-height of the wall does not lead to a compressive strength decrease but it changes the failure mode and the shape of the stress-strain curve. In addition, the results show that estimating $E = 800$ fp is conservative for ungrouted masonry walls but reasonably accurate for grouted masonry walls and that there is no reason to limit the value of E to a maximum value of 16 GPa. Furthermore, the results show that, for design purposes, a wall-to-prism strength ratio value of 0.7 may be used for high strength concrete masonry.

Keywords: structural masonry, concrete block, high strength, compressive strength, high-rise buildings.

Resumo

Ainda que o uso de blocos de concreto de alta resistência para a construção de edifícios altos esteja se tornando comum no Brasil, as características e alguns aspectos do comportamento não são totalmente conhecidos. A literatura mostra uma lacuna em estudos experimentais com a utilização de blocos de concreto de alta resistências, acima de 16 MPa.

O trabalho aqui apresentado foi realizado com o objetivo de estudar o comportamento da alvenaria estrutural de alta resistência. Para tanto foram estudadas a resistência a compressão e o módulo de elasticidade em paredes de blocos de concreto ensaiadas sob carregamento axial, divididas em paredes ocas, paredes grauteadas, paredes com cinta grauteada a meia altura e paredes com assentamento parcial e total. As paredes foram construídas e ensaiadas no laboratório da CESP e no laboratório de Estruturas do Dep. De Engenharia Civil da UNESP de Ilha Solteira (NEPAE). Foram utilizados blocos de concreto com valores nominais de resistência à compressão de 16 (B1), 24 (B2) e 30 (B3) MPa. As paredes ocas foram construídas com altura de 220 cm e largura de 120 cm, enquanto as paredes grauteadas foram construídas com altura de 220 cm e largura de 80 cm, utilizando argamassa tradicional de cimento, areia e cal. Foram ensaiados 36 blocos, 18 prismas, 9 paredes ocas (6 com argamassa apenas na lateral dos blocos e 3 com argamassa sobre toda a face desses), 12 paredes grauteadas, e 12 paredes ocas onde foi introduzida uma canaleta grauteada a meia altura.

A análise dos resultados experimentais possibilitou verificar a relação entre a resistência a compressão das unidades de alvenaria, dos prismas e das paredes de alvenaria. Foi também analisada a fissuração, modo de ruptura e curva tensão – deformação das alvenarias ensaiadas.

Através dos resultados dos ensaios verificou-se que o valor da relação de resistência prisma/bloco varia conforme a resistência do bloco; que o procedimento executivo com argamassa apenas na lateral é adequado para blocos de concreto de alta resistência, sendo conservadora a consideração de diminuição de resistência de 20% quando comparada com casos com argamassa disposta sobre toda a face dos blocos; que o uso de cinta grauteada à meia altura das paredes não levou a diminuição da resistência a compressão, mas alterou a forma de ruptura e a forma da curva tensão-deformação; que os módulos de elasticidade medidos nas paredes ensaiadas foram sempre maiores que 800 fp para paredes ocas e entre 688 e 848 fp para paredes grauteadas, não sendo verificado a necessidade de limitar E ao valor máximo de 16 GPa. Por último, foi verificado que o valor da relação de resistência parede/prisma igual a 0,7 pode ser adotado para blocos de concreto de alta resistência.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, bloco de concreto, alta resistência, resistência a compressão, edifícios altos.

^a Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil;

^b Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita e Filho, Departamento de Engenharia Civil, São Paulo, SP, Brasil;

^c Brigham Young University, Departamento de Engenharia Civil, Provo, UT, Estados Unidos da América.

1. Introduction

Structural design in masonry requires a clear understanding of the behavior of the mortar and unit assembled to resist different load conditions. The combination of blocks and mortar of different characteristics, changes significantly the behavior of structural masonry elements. In structures with these elements, the compressive strength of the masonry is the controlling mechanical property for the project. The compressive strength of masonry depends on several factors such as: mortar strength; unit strength; relative ratio between the mortar and unit strength; relationship between the height of the unit and the smaller horizontal dimension of the unit; orientation of the unit in relation to the direction of the load application; and the thickness of the mortar joint. The large number of factors, individually and combined, indicates, therefore, the complexity of making a precise evaluation of the masonry strength.

According to Parsekian et al. [1], masonry compressive strength depends on large-scale on the block type and to a lesser extent on the workforce, and yet to a lesser extent on the type of mortar. Hendry et al. [2] discuss more in deep the important factors affecting compressive strength of masonry. These factors are presented in Table 1.

Curtin et al. [3] simplify the analyses of masonry. by indicating that the characteristic resistance of masonry to compressive loads depends on the characteristic strength of the unit; on the specified mortar if the masonry is mortared; on the units' shape; on the thickness of the mortar joints; and on the workmanship.

According to ABNT NBR 15961-1 [4], the characteristic compressive strength of the masonry, f_k , should be determined based on testing of walls (ABNT NBR 8949[5]) or be estimated as 70% of the characteristic strength of the masonry prism, f_{pk} , or 85% of the characteristic strength of small walls, f_{ppk} . These values are determined using gross area.

The EUROCODE 6 [10] gives two equations to determine the masonry compressive strength: one for regular 10-mm mortar joint and one for 3-mm or less thin mortar joint. These formulations consider the compressive strength of the block, the average compressive strength of the mortar, the mortar joint thickness and a factor k that depends on the type of block and mortar:

$$f_k = kf_b^{0.7} f_m^{0.3} \text{ - Equation 1 - masonry with 10-mm mortar joint;}$$

$$f_k = kf_b^{0.85} \text{ - Equation 2 - masonry with 3 mm or less thin mortar joint. with } k = 0.5 \text{ for hollow concrete block.}$$

Masonry has a brittle behavior, is non-homogeneous and anisotropic, and is composed of two materials with very different mechanical properties: the more rigid block and the relatively deformable mortar; as needed. grout and reinforcement are added. Masonry has very low tensile strength because the different materials are distributed at regular intervals, and the connection between them is weak. Therefore. unreinforced masonry, which is built extensively, should be expected to mainly resist compression loads.

Masonry under compression experience three main modes of rupture. depending on the relationship between the compressive strength of the mortar and that of the block:

- a) When the mortar is very weak compared to the block. the masonry capacity is limited by the strength of the mortar. which usually fails by crushing;
- b) When the mortar has a moderate strength, the masonry capacity is determined by a combination of the compression and tension strength of the block, which usually fails by lateral tension;
- c) When the mortar is stronger than the block, masonry capacity is limited by the block compressive strength.

The more the masonry gets closer to failure mode "c". the more brittle and explosive the failure is. The preferred failure mode is more "b". which is a middle ground allowing the masonry to reach an adequate compressive strength without experiencing an extremely brittle failure. in addition to reducing the potential for crushing if the mortar and cracking at the mortar joint. For typical masonry. Parsekian et al. [1] recommend that the resistance of mortar is specified between 70 to 150% of the strength of the block (gross area).

During compressive testing of masonry walls constructed with high-strength blocks and with mortar with moderate, approximately strength between 70 and 150% of that of the block, the mortar has a greater tendency to expand laterally in relation to blocks, because the later has a higher stiffness. However, the mortar is confined laterally on the block-mortar interface; therefore. shear stresses develop on the interface block-mortar. Thus, the mortar in the mortar joint is under a triaxial state of stress while the blocks experience bilateral tension. This stress state leads to vertical cracks in the blocks and eventual rupture of the wall (McNary and Abrams [11]; Atkinson and Noland [12]; Drysdale et al. [13]).

On Table 2 is summarized some experimental results for masonry compressive strength. Unless otherwise specified, the data in this table refer to strength in the gross area, 100x50mm cylindrical mortar specimens, two-block prisms, and prisms and walls not grouted. Cavalheiro and Gomes [14] summarized and analyzed

Table 1
Variables that affect masonry strength

Block properties	Mortar properties	Masonry
Strength	Strength	Connection
Type and geometry	Mix design	Load direction
Height/thickness ratio	Water/cement ratio	Concentrated stress
Absorption	Water retentivity	-
-	Elastic properties compared to block elastic properties	-

multiple tests of blocks, prisms and walls of concrete blocks (largest strength = 10 MPa), with strength ratios given in Table 3.

Other researchers, (ROMAGNA [19]; MAURÍCIO [20]) have conducted compressive strength tests, but with low and moderate strength blocks.

Fortes [21] conducted an experimental testing program with concrete blocks from, 4 to 35 MPa, and determined the block and prism behavior. Figure 1 shows the results of the prism/block strength ratio for several strengths. As shown, the prism/block strength ratio decreases with increasing block strengths.

Table 2

Brazilian experimental research results on masonry strength (MPa)

		f_b	f_a	f_p	f_{gk}	f_{par}	Note
ALY [15]	Hollow concrete blocks	7.90	-	6.40	-	5.10	-
		10.60	-	9.30	-	6.40	-
		13.30	-	9.80	-	8.30	-
		7.90	-	6.40	-	8.10	Fully grouted
		10.60	-	9.30	-	9.90	
		13.30	-	9.80	-	11.10	
		7.90	-	6.40	-	10.00	Fully grouted 0.2% of reinforcement
		10.60	-	9.30	-	10.80	Fully grouted 0.3% of reinforcement
		7.90	-	6.40	-	9.20	
		10.60	-	9.30	-	12.30	
Medeiros [16]	Hollow concrete blocks	8.40	4.55	-	-	4.28	-
		8.40	5.89	-	-	4.64	-
		10.80	4.55	-	-	4.83	-
		10.80	5.89	-	-	5.26	-
		14.90	4.55	-	-	4.97	-
		14.90	5.89	-	-	6.52	-
Mendes [17]	Hollow clay blocks	22.89	6.47	-	-	-	3-block high prism; full bed mortar joints; fully grouted when grout strength is presented
		22.89	6.68	12.28	49.87	-	
		22.89	7.00	14.66	28.32	-	
		22.89	6.52	17.94	13.94	-	
		22.89	19.86	12.56	-	-	
		22.89	19.09	20.81	49.57	-	
		22.89	19.78	19.53	25.08	-	
		22.89	21.15	21.33	12.37	-	
Mohamad [18]	Hollow concrete blocks	10.70	19.90	10.56	-	-	3-block high prism; full bed mortar joints
		10.70	8.63	8.60	-	-	
		10.70	4.20	8.17	-	-	
		10.70	2.28	7.54	-	-	
		15.70	19.90	11.70	-	-	
		15.70	8.63	10.80	-	-	
		15.70	4.20	8.84	-	-	
Silva [25]	Hollow concrete blocks	11.8	5	10.1	-	8.56	3-block high prism; full bed mortar joints
		22	5	14.4	-	8.16	

Table 3
Concrete block results (f_{bk} up to 10 MPa)

66 walls	Strength ratio			
	f_{pa}/f_a	f_{pa}/f_{ppa}	f_{pa}/f_p	f_p/f_b
Average	0.51	1.00	0.69	0.80
Standard deviation	0.08	0.12	0.13	0.07
Coefficient of variation	0.16	0.12	0.19	0.09

Source: Cavalheiro & Gomes [14]

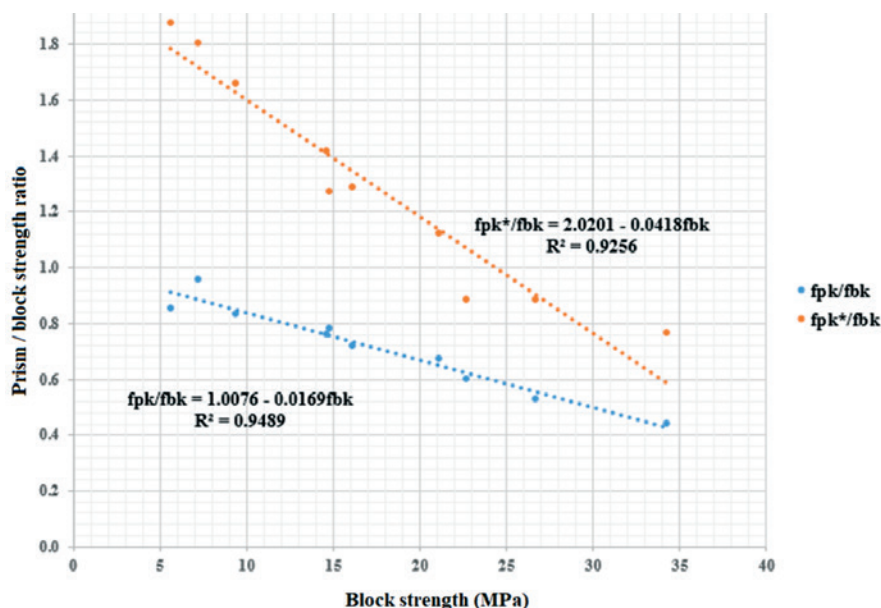


Figure 1
Prism / block strength ratio



Figure 2
Wall before testing

The literature shows that a prism/block strength ratio equal to 0.80 can be assumed for 4-MPa blocks, but that ratio diminishes to 0.5 or less for 30-MPa blocks, these strengths being determined using gross area. In the case of the wall testing, conducted with blocks up to 14 MPa, values above 0.7 for the wall/prism strength ratio are reported. There are no reports of wall testing with block with strengths higher than 14 MPa, except for one case with tests of walls built with 22-MPa block and with a weak mortar, below the recommended strength. Considering the large amount of tall buildings currently being built in Brazil and the that literature showed a lack of research on high-strength concrete blocks. over 14 MPa. the research herein presented is fully justified.

1.1 Justification

The objective of the study presented herein is to assess parameters and characteristics of masonry walls built with high-strength concrete blocks (of 18 to 34 MPa when considering the gross area). The use of these blocks is not common anywhere else in the world. and today Brazil is one of the few countries where there are

Table 4

Grouted walls with mid-height beam results

Nome	Mid-beam	Full or faceshell mortar	Hollow or grouted	f_{bk}	f_a	f_{gk}	# specimens
B1-O-AT-CT	Yes	Full	Hollow	B1	A1	G1	3
B1-O-AP	No	Face	Hollow	B1	A1	-	3
B1-G-AT-CT	Yes	Full	Grouted	B1	A1	G1	3
B2-O-AT-CT	Yes	Full	Hollow	B2	A2	G2	3
B2-O-AP	No	Face	Hollow	B2	A2	-	3
B2-G-AT-CT	Yes	Full	Grouted	B2	A2	G2	3
B3-O-AT-CT	Yes	Full	Hollow	B3	A3	-	3
B3-O-AT	No	Full	Hollow	B3	A3	-	3
B3-G-AP	No	Face	Hollow	B3	A3	-	3
B3-G-AT-CT	Yes	Full	Grouted	B3	A3	G3	3

current applications with these materials, herein that are called high-strength concrete blocks. Even though their use is common in Brazil, the characteristics and some aspects of their behavior are not fully known. Several buildings are constructed with high-strength concrete blocks, but the parameters for assessing their structural walls properties are based on strength ratios obtained from blocks with significant lower strength. Results of tests that allow to correlate the strength of concrete block, prism and wall for the high strength values reported herein are, as far as we know, unique. The research reported herein expands the knowledge and state-of-the-art.

2. Materials and experimental program

Thirty masonry walls, shown in Figure 2, including hollow and grouted walls, walls with or without an intermediate grouted bond beam, and walls fully and face-shell mortar bedding were tested under compression load.

The following elements were tested:

- Axial compression tests of masonry walls with 16, 24 and 30-MPa nominal capacity blocks:
 - Hollow, with an intermediate grouted bond beam at half wall height (bond beam blocks had strength of 6MPa);
 - Hollow, with face-shell mortar bedding;
 - Hollow, with full mortar bedding;
 - Grouted, with an intermediate grouted bond beam at half wall height;

- Axial compression tests of prisms and concrete masonry blocks of 18, 24 and 34 MPa.

- Axial compression tests of mortar and grout specimens.

Table 4 summarizes the characteristics and number of wall tests performed.

2.1 Mortar

Three mortar mixes were used to build the walls. The compressive strength of the mortars was determined according to the resistance of the blocks. Mortar mix proportions were those used by Fortes [21], and, by weight, they were equal to 1:0.42:4.25; 1:0.21:3.40 and 1:0.21:2.98, as shown in Table 5. Figure 3 shows the molding and the mortar specimens.

Portland cement type CP II-Z-32, hydrated lime and sand, were used and their average densities were determined during this research. For every mortar mix proportion, six specimens were molded and tested to control the production process.

2.2 Grout

For the walls and to fill the intermediate bond beam, the admixture “dry d1 c compact”, tested by Fortes [21], was used in the grout mix to reduce grout shrinkage and minimize the separation at the block and grout interface. This admixture is a powdered inorganic product, free from chlorides and other harmful components. It is a

Table 5

Mortar characterization

Name	Mix proportion by volume	Mix proportion by weight	w/c	Nominal strength (MPa)
A ₁	1:1.0:5.0	1:0.42:4.25	1.05	12
A ₂	1:0.5:4.0	1:0.21:3.40	0.86	18
A ₃	1:0.5:3.5	1:0.21:2.98	0.77	24



Figure 3
Prismatic mortar molding

Table 6
Grout characterization

Name	Mix proportion by volume	Mix proportion by weight	w/c	Nominal strength (MPa)
G ₁	1:0.1 :0.009 :1.6:1.8	1:0.06:0.01:1.60:1.80	0.68	25
G ₂	1:0.1:0.009:1.4:1.6	1:0.06:0.01:1.98:2.02	0.58	30
G ₃	1:0.1:0.009:1.0:1.3	1:0.06:0.01:1.42:1.64	0.45	40

heat-treated calcium oxide admixture with a selected specific granulometry and with expansive property. The expansive property induces decrease of porosity and reduction of permeability, an increase in compressive strength, and greater adherence between elements.

Three distinct grout strengths were used according to the block type, with mix proportions being those presented in Fortes

[21]. The mix proportion, by mass, were 1:0.06:0.01:1.60:1.80; 1:0.06:0.01:1.98:2.02; and 1:0.06:0.01:1.42:1.64 (cement: lime: admixture: sand: gravel); with nominal compression strengths, equal to 25 (G₁), 30 (G₂) and 40 (G₃) MPa. Table 6 gives the denominations for each mix and summarizes, the mass and volume of the mix and the expected strength. Figure 4 shows the grout specimens and walls grouting procedure.



Figure 4
Grout specimens and grouted mid-height bond beam



Figure 5
Standard concrete block, cut half-block; bond-beam block

2.3 Block

High-strength concrete blocks from the same supplier, complying with NBR 6136 [22] standard, of uniform geometry, and of nominal strengths of 16, 24 and 30 MPa, called respectively of B_1 , B_2 and B_3 were used. For each block type, twelve blocks were tested to determine their compressive strength. The samples did not have cracks, deformities, or irregularities at the edges. Bond beam blocks, provided by the same manufacturer, but with nominal strength of 6 MPa, were used in the construction of the intermediary bond beam regardless of the type of blocks used on the walls. Whole blocks were cut to be used as half blocks. Figure 5 shows the whole block, the block cut in half, and the bond-beam block.

2.4 Construction of the prisms and walls

Hollow and grouted prisms were built as specified by the Brazilian standard ABNT NBR 15961-2 [23]. The blocks, mortar and grout were combined for assembling prisms. Each prism was built with two stacked blocks and one mortar joint. Figure 6 shows one hollow and one grouted prism. The construction of the prisms closely followed the ABNT NBR 15961-2[23] requirements, and the same mason built all specimens.

The prisms were grouted after approximately 24 hours of their construction. Before grouting, mortar protrusions and droppings were removed from the prisms cells and each prism was wet. The grout was poured in two layers and consolidated with 12 rodding per layer as per ABNT NBR 15961-2[23]. After completing the grouting, the grout surface was leveled and smoothed with a trowel and immediately covered with an impermeable plastic film.

The construction of the walls followed the same procedure. Figure 7 to Figure 13 show the construction procedure sequence.

2.5 Blocks, mortar and grout

For each block strength, twelve blocks were tested as per ABNT NBR 12118 [6]. Block testing was done the same day of walls testing. The average compression strength of mortars was specified as 70% of the block compressive strength as per ABNT NBR 15961-2 [23]. Mix proportions were the same as those reported in Fortes [21]. Six grout specimens and six mortar specimens were molded and tested for each group of walls. Grout testing followed ABNT NBR 5739 [24] specifications. The top and bottom surfaces of the specimens were ground prior to testing at 28-day age.



Figure 6
Hollow and grouted prism



Figure 7
Corner gauge to aid wall construction



Figure 8
Wall construction sequence



Figure 9
Hollow wall construction



Figure 10
Mid-height bond beam laying

2.6 Prism

Following the specifications of ABNT NBR 15961-2 [23], 18 hollow prisms and 18 grouted prisms were constructed and tested. The prisms were capped with cement paste as per ABNT NBR 15961-2[23]. Tests were conducted using a 2000-kN testing machine and the prisms were loaded at 0.05 ± 0.01 MPa per second.

2.7 Wall configuration

The wall testing was divided into three groups according to the blocks strength. In the first group, twelve walls were built with 30-MPa nominal strength blocks (B_3): three hollow walls with full bed mortar joints, three hollow walls with face-shell mortar joints, three walls with full bed mortar joints with a mid-height bond beam, and three walls fully grouted and with a mid-height bond beam. In the second group, nine walls were built with 24-MPa nominal

strength blocks (B_2): three hollow walls with full bed mortar joints and with a mid-height bond beam, three hollow walls with face-shell mortar joints, and three walls fully grouted with a mid-height bond beam.

In the third group, nine walls were built with 16-MPa nominal strength blocks (B_1): three hollow walls with full bed mortar joints with a mid-height bond beam, three hollow walls with face-shell mortar joints, and three walls fully grouted with a mid-height bond beam.

The walls were unreinforced except that a horizontal steel 10-mm rebar was used in the mid-height bond beams. The ungrouted walls were 220-cm high and 120-cm wide while the grouted walls were 220-cm high and 80-cm wide. due to load capacity of the testing machine. Regular cement-lime-sand mortar was used in the walls and prisms construction. The mortar was designed to have a 28-day compressive strength equal to 70% of the strength of the units, considering the gross area.

The grout used was designed to have a compressive strength at 28 days equal to 40 (G_3), 30 (G_2), and 25 (G_1) MPa, respectively



Figure 11
Wall with mid-height bond beam



Figure 12
Full bed mortar joint wall construction



Figure 13
Face-shell bed mortar joint wall construction



Figure 14
Walls before testing



Figure 15
Walls capped with mortar

for the walls built with 30-MPa (B_3), 24-MPa (B_2), and 16-MPa (B_1) units. To reduce grout shrinkage and possible debonding at the grout and block shell interface, a shrinkage compensating admixture was added to the grout mix. For each wall group, twelve con-

crete blocks, six hollow prisms, and six grouted prisms were tested at the same time of the walls testing.

To differentiate the walls, a system with the following letter were used: Par-B-O-G-AT-AP-CT. The letters "Par" refers to the wall itself, the letter B refers to the type of block used, and the letters O and G refer to hollow wall or grouted wall, respectively. The letters AT and AP are related to full bed mortar joint and face-shell mortar joint, respectively. Finally, the letters CT refer to the presence of the mid-height bond beam. To help better observe crack formation and propagation, all walls were white washed. Figure 14 shows some walls ready to be tested.

2.8 Capping

The walls were capped with mortar as shown in Figure 15 as per NBR 8949 [5] specifications. The mortar mix proportioning used was 1:0.5:2.0 (cement, lime and sand) designed to obtain a mortar strength higher than that of the blocks. The blocks were capped with a hardboard as described in Fortes [21] and the prisms were capped with cement paste.

2.9 Test configuration and instrumentation

A hydraulic 500-ton capacity (5000 kN) analog compression machine was used for testing Groups 1 and 2 walls, as shown in Figure 16.

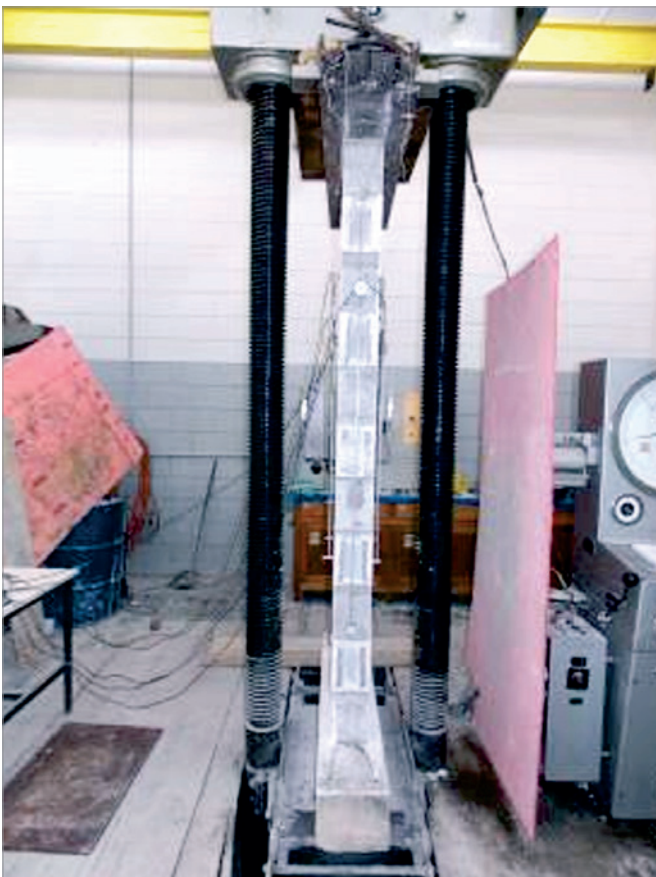


Figure 16
Walls testing. Group 1 e 2

The Group 3 walls were tested using a self-reacting steel frame as shown in Figure 17. During the testing, the vertical displacements of both sides (Faces 1 and 2) of the walls were measured using 25-mm stroke displacement transducers (LVDTs) as shown in Figure 17. The precision of the LVDTs used was 0.000010mm. The vertical displacements of the sides of the wall were monitored continuously with wireless dial gauges, also shown in Figure 16.

To account for any accidental eccentricity of the loading during the test, measurements were taken on the front and on the back of the walls, as shown in Figure 18, and the mean value of the two measurements

was used in the analysis. Before each test, the wall being tested was centered in test position and aligned vertically with the help of a laser level and a plumb line. The wall was then loaded and unloaded twice up to 5% of the maximum expected load to lock the wall in place and check the instrumentation readings. During each test, the vertical load was gradually applied with a rate of about 10 kN/s up to the failure.

2.10 Experimental procedure

Each test started by loading and unloading the wall twice up to

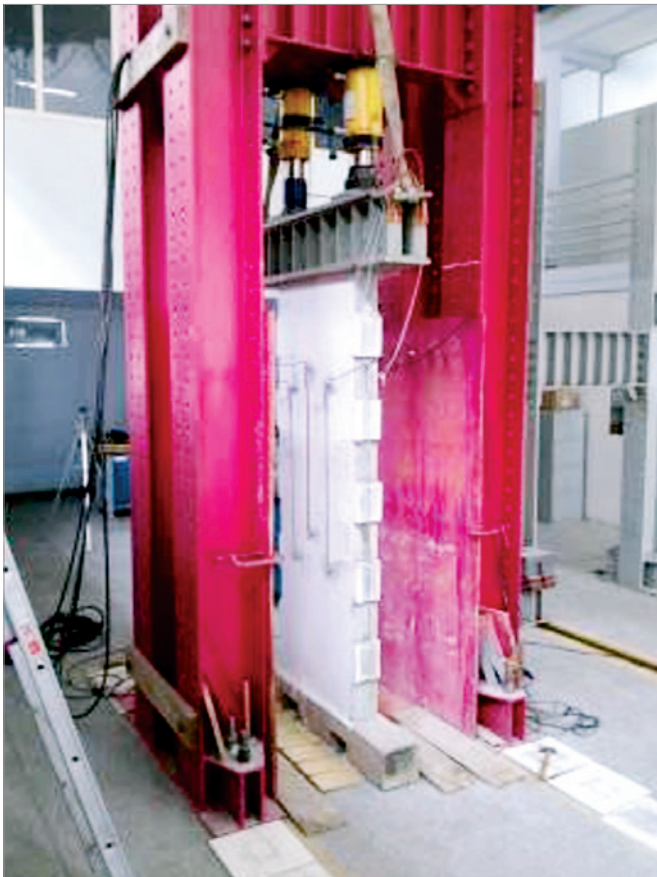
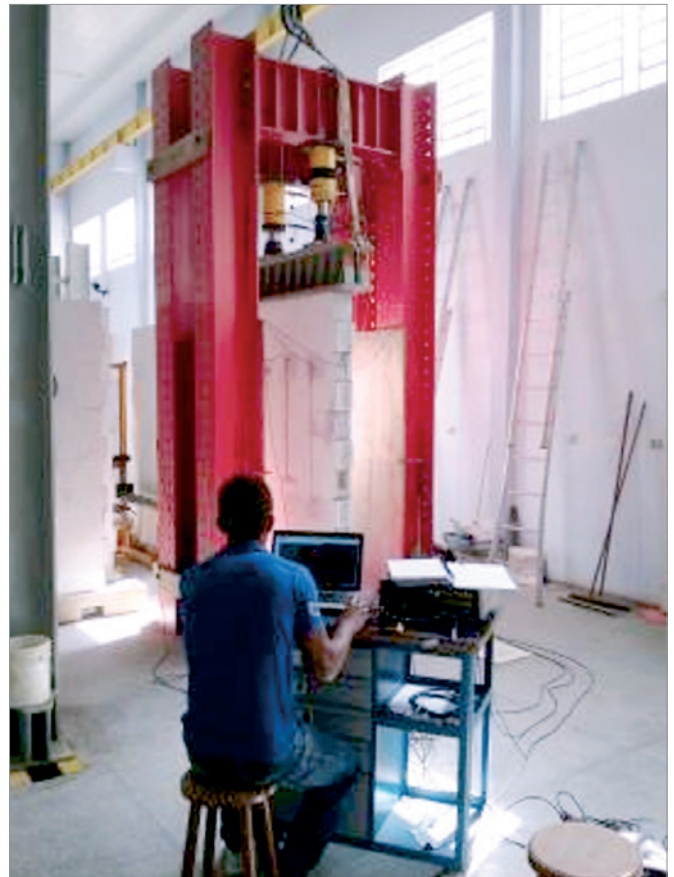


Figure 17
Walls testing. Group 3



A Group 3



B Group 1 and 2

Figure 18
Wall instrumentation

Table 7
Materials characterization methods

Material	Method	Test
Block	ABNT NBR 6136/2014	Specification
Block	ABNT NBR 12118/2013	Full absorption
Block	ABNT NBR 12118/2013	Compressive strength
Wall	ABNT NBR 8949/1985	Compressive strength
Wall mortar prism	ABNT NBR 15961-2/2011	Compressive strength
Grout	ABNT NBR 5738	Molding
Grout	ABNT NBR 5739	Compressive strength
Grout	ABNT NBR 7211	Specifications
Mortar	ABNT NBR 13279	Flexural and compression strength

50% of the maximum expected load. Then, the load was applied in increments equal to 10% of the expected failure load up to 50% of this value, waiting 5 minutes between each increment to allow obtaining and plotting of load vs displacement and stress vs strain curves. After this load, the axial load was gradually monotonically increased until failure of the wall. The load was read from the analog gauge at the compression machine used for testing groups 1 and 2 walls and directly from the data acquisition system for testing group 3 walls. Readings of the LVDTs were taken and recorded by a computer controlled data acquisition system. Data recording occur every second. A wall was considered to fail when vertical cracks appeared and the applied load started to decrease or when the wall exhibited large lateral deformation with a vertical load drop. The procedure adopted for each test is summarized in Table 7.

3. Results and discussion

A detailed description of the block, mortar, block, prism, and wall testing results are discussed below.

3.1 Grout

Figure 19 shows some ground grout specimens and one specimen after testing. The grout strength results according to their use in the walls and horizontal bond beams for Groups 1, 2 and 3 are presented in Table 8.

3.2 Mortar

Figure 20 shows some mortar specimens and the testing assemblage. Table 9 presents the average compressive strength results for the mortar.



Figure 19
Grout specimens and testing



Table 8
Grout compressive strength

Name	Average compressive strength (MPa)	Standard deviation (MPa)	Coefficient of variation (%)
G ₁	31.3	2.35	7.5
G ₂	34.9	3.92	11.2
G ₃	42.4	2.68	6.3

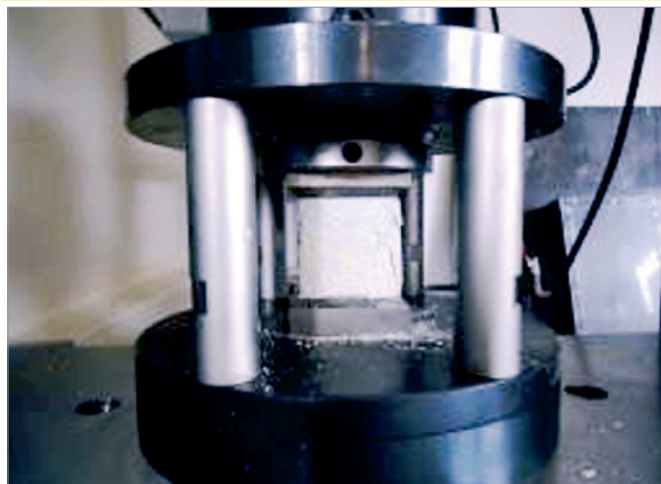


Figure 20
Mortar specimens and testing

Table 9
Mortar compressive strength

Name	Average compressive strength (MPa)	Standard deviation (MPa)	Coefficient of variation (%)
A ₁	13.4	0.69	5.3
A ₂	21.8	0.65	3.0
A ₃	26.9	0.80	3.0

3.3 Block

Figure 21 shows a block being tested and the block typical mode of failure. Table 10 presents the average compressive strength and the coefficients of variation results.

3.4 Prism

Figure 22 shows some hollow and grouted prisms, respectively after testing. Probably due to the high strength blocks, hollow prisms failure was not as the usual failure reported in the literature. The hollow prisms failed due to the development of vertical cracks along the loading direction followed by separation of the lateral

walls of the blocks or by crushing of the mortar joint followed by separation of the blocks faceshell.

Results on the hollow and grouted prisms compressive strength are presented in Table 11 and Table 12, respectively. The tables also provide the standard deviations and coefficients of variation. The results presented in Table 13, Table 14, and Table 15 are f_{pa} , Δ_u , $\Delta_{u50\%}$, ϵ_u , and $\epsilon_{50\%}$, representing the wall average compressive strength, the wall average maximum vertical shortening, the average vertical shortening at 50% of the maximum stress, the ultimate strain and the strain at 50% of the maximum stress, respectively. The strength results, the stress-strain curves for masonry in compression, the stress-strain relationship at the ultimate load, the effect of the mid-height grouted bond beam,



Figure 21
Block specimens and testing



Figure 22
Hollow and grouted prism testing

Table 10
Block compressive strength

Name	Average compressive strength (MPa)	Standard deviation (MPa)	Coefficient of variation (%)
B ₁	18.7	1.1	5.9
B ₂	27.3	3.0	11.0
B ₃	34.5	0.4	1.0

Table 11
Hollow prism compressive strength

Name	Two-block hollow prism assemblage		
	B ₁ - A ₁	B ₂ - A ₂	B ₃ - A ₃
Average compressive strength (MPa)	10.0	13.3	16.9
Standard deviation (MPa)	0.90	1.26	1.45
Coefficient of variation (%)	8.96	9.46	8.6

Table 12
Grouted prism compressive strength

Result	Two-block hollow prism assemblage		
	B ₁ - A ₁ - G ₁	B ₂ - A ₂ - G ₂	B ₃ - A ₃ - G ₃
Average compressive strength (MPa)	22.3	29.0	32.2
Standard deviation (MPa)	1.1	2.8	1.2
Coefficient of variation (%)	4.75	9.6	3.7

the mortar laying type, the grouting effect on the wall compression capacity, and the failure mode are discussed in the subsequent sections.

3.5 Group 1-Walls with 30-MPa high-strength concrete blocks (B_3)

The results of the tests for Group 1 walls are presented in table 13.

For the hollow walls with full bed mortar joints, the average failure stress was equal to 11.43 MPa. For hollow walls with face-shell mortar joints, the average failure stress was equal to 11.82 MPa. This result is unexpected, the walls with full mortar bed joints were expected to have greater strength than those constructed with face-shell mortar joints. The difference in the average wall strength is only 3.3%. Applying a t-test on the results, a p-value equal to 22.5% was determined, indicating that, statistically, the averages

Table 13

Walls with block B_3 results

Wall name	f_{pa} (MPa)	$\Delta_{u50\%}$ (mm)	$\varepsilon_{u50\%}$ (mm/mm)
Par-B3-O-AT			
Average	11.4	0.49	0.0006
Coefficient of variation	4.45	28.90	27.98
Par-B3-O-AP			
Average	11.8	0.48	0.0006
Coefficient of variation	4.89	17.69	19.16
Par-B3-O-AT-CT			
Average	11.1	0.46	0.0005
Coefficient of variation	3.88	7.93	5.09
Par-B3-G-AT-CT			
Average	19.0	0.49	0.0006
Coefficient of variation	14.03	24.44	19.58

Table 14

Walls with block B_2 results

Wall name	f_{pa} (MPa)	Δ_u (mm/mm)	ε_u (mm/mm)
Par-B2-O-AP			
Average	10.7	0.78	0.0008
Coefficient of variation	0.9	15.68	19.60
Par-B2-O-AT-CT			
Average	11.8	0.97	0.0012
Coefficient of variation	3.3	22.22	19.64
Par-B2-G-AT-CT			
Average	19.8	1.20	0.0013
Coefficient of variation	10.7	18.65	16.31

Table 15

Walls with block B_1 results

Wall name	f_{pa} (MPa)	Δ_u (mm/mm)	ε_u (mm/mm)
Par-B1-O-AT-CT			
Average	7.8	0.72	0.0008
Coefficient of variation	6.19	23.45	19.60
Par-B1-O-AP			
Average	7.8	0.98	0.0011
Coefficient of variation	8.35	21.75	23.47
Par-B1-G-AT-CT			
Average	11.5	1.06	0.0012
Coefficient of variation	20.22	24.88	27.39

are equal to a significance level of 95%. The average shortenings, $\Delta_{u50\%}$, of all walls of Group 1 varies from 0.46 to 0.49 mm. Clearly, the shortening of the walls is indifferent to the variables considered. The average strains, $\Delta_{u50\%}$, are also similar, with values of 0.0006, 0.0006, 0.0005, and 0.0006, respectively for the full mortar bed joint hollow walls, face-shell mortar joint hollow walls, full mortar bed joint hollow walls with a mid-height bond beam, and grouted walls with a mid-height bond beam.

The Brazilian concrete block structural masonry standard, NBR 15961-2 [23], specify that the compressive strength of walls constructed with face-shell mortar joints should be considered as 20% lower than that of a wall with full bed mortar joint. The results presented here do not corroborate the reduction indicated by the standard. The geometry of the blocks may explain the similar results obtained herein. Due to the running bond pattern used, the position and thickness of the block web do not align vertically with that of the block web placed on its top. Therefore, laying blocks with full bed mortar joints may have been inefficient because there is no vertical alignment of the webs.

The average compressive strengths were 19.0 and 11.1 MPa for the grouted and ungrouted walls (both with a mid-height bond beam), respectively, representing an increase in strength for the grouted walls of approximately 66%.

3.6 Group 2-Walls with high-strength concrete blocks of 24MPa (B_2)

Group 2 test results are shown in table 14

For hollow walls with full bed mortar joints and with a mid-height bond beam, the average strength was 11.77 MPa while the hollow walls with face-shell mortar joints without a mid-height bond beam, the average strength was 10.69 MPa. The capacity of the hollow walls with full bed mortar joints with a mid-height beam is approximately 10% higher than that of the walls with face-shell mortar

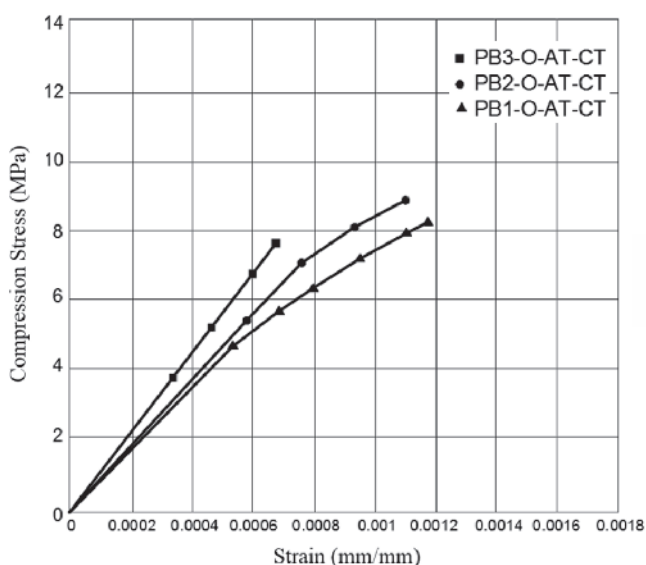


Figure 23 Walls PB-O-AT-CT stress vs strain results

joints without a mid-height bond beam. The t-test indicates a p-value of 2.7%. indicating that there is difference between the average strengths. The existence of the mid-height bond beam may have contributed to better stress distribution the wall critical region and contributed to the strength increase for the full bed mortar joint walls. However, the walls in Group 3 did not experienced the same kind of results, which invalidates this assumption. The wall shortenings at the failure loads, Δ_u , were, respectively 0.97 0.78 and 1.20 mm for the hollow walls with full bed mortar joints with a mid-height bond beam, for the hollow walls with face-shell mortar joints, and for the grouted walls with a mid-height bond beam. There is therefore a variability in the walls shortening. The average strains at ultimate loads, ϵ_u , were 0.0012, 0.0013, and 0.0008. mm/mm, respectively.

When comparing the hollow full bed mortar joint walls with the grouted wall, both with a mid-height bond beam, the average strength of 11.77 MPa obtained for the hollow walls case is increased to 19.79 MPa for the fully grouted walls. The average compressive capacity of the grouted wall is approximately 68% higher than that of the hollow walls.

3.7 Group 3-Walls with high-strength concrete blocks of 16MPa (B_1)

Group 2 test results are presented in table 15.

The average compressive strength was 7.8 MPa for both hollow face-shell mortar joint walls without a mid-height bond beam and the hollow full -bed mortar joint walls with a mid-height bond beam. Therefore, there was no significant difference between the type of bedding and the presence or not of a mid-height bond beam on the wall strength.

The wall vertical shortening, Δ_u , was respectively 1.06, 0.98, and 0.72 for hollow walls with full bed mortar joints and with a mid-height bond beam, for hollow walls with face-shell mortar joints, and for the grouted walls with a mid-height bond beam. As happened with the walls of the Group 2, some difference in the vertical shortening of walls is observed. The average ultimate shortening, ϵ_u , were 0.0008, 0.0011, and 0.0012, respectively.

When comparing the hollow full bed mortar joint walls with the grouted wall, both with a mid-height bond beam, the average strength of 7.78 MPa obtained for the hollow walls case is increased 11.53 MPa for fully grouted walls. The average compressive capacity of the grouted wall is approximately 48% higher than that of the hollow walls.

3.8 Stress-strain relationship

To assess the effect of the mid-height bond beam, of the grouting or non-grouting, and of full or face-shell bed mortar joints on the stress-strain relationship of high-strength masonry in compression, the stress-strain curves were plotted. The average ultimate strain for the walls of groups 2 and 3 were calculated using the vertical displacements within a calibrated measurement length on the walls faces. The ultimate strain for walls of groups 2 and 3 and the 50% of ultimate load strain for walls the Group 1 are presented in Table 13, Table 14, and Table 15, respectively. The average ultimate strain for walls of groups 2 and 3 ranged from 0.001 to

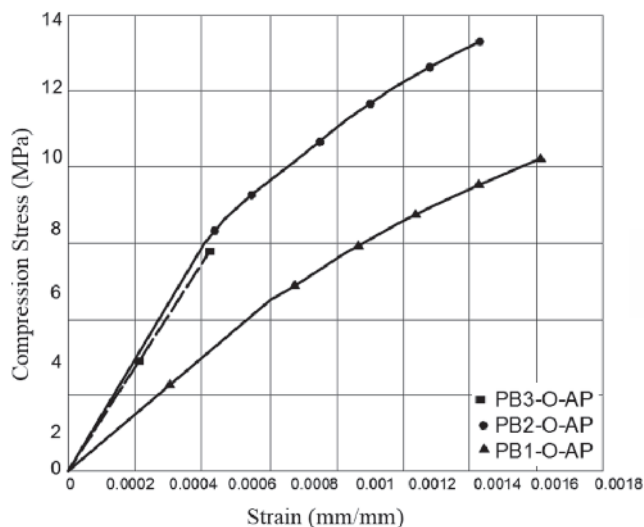


Figure 24
Walls PB-O-AP stress vs strain results

0.0015. For the walls of Group 1, the strains were measured up to 50% of the failure load and ranged from 0.0005 to 0.0006. The stress-strain curves for the walls with the same characteristics of each group are presented in Figure 23, Figure 24, and Figure 25. The compression stresses were calculated considering the wall gross area. For the walls PB3-O-AT-CT, PB3-O-AP, and PB3-G-AT-CT, the curves are up to 50% of failure load only while for the remaining walls the curves were obtained up to failure. The results presented in Figure 23, Figure 24, and Figure 25 show a brittle behavior for all walls tested.

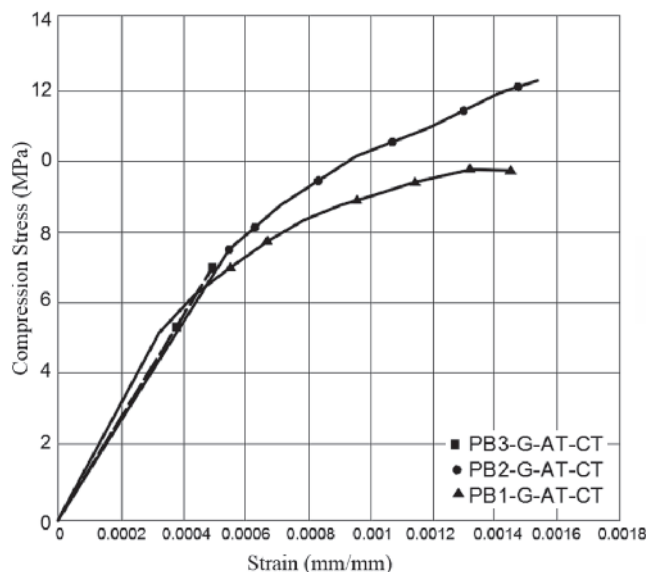


Figure 25
Walls PB-G-AT-CT stress vs strain results

For the full bed mortar joint hollow walls with a mid-height bond beam, the stress-strain curve shown in Figure 23 remained approximately linear up to 75% of failure load. For the face-shell bed mortar joint hollow walls without a mid-height bond beam, the stress-strain curve shown in Figure 24 remained approximately linear up to 70% of failure load. In the case of the grouted walls with and without a mid-height bond beam, the stress-strain curve shown in Figure 25 remained approximately linear up to 60% of

Table 16
Wall elastic modulus results

Wall name	Grupo 1 Par - B ₃	Group 2 Par - B ₂	Group 3 Par - B ₁
Par-O-AT			
E (average) (MPa)	20631	-	-
E _o (800 f _p) (MPa)	13520	-	-
Coefficient of variation	26.05%	-	-
Par-O-AP			
E (average) (MPa)	20283	19658	14327
E _A (800 f _p) (MPa)	13520	10640	8000
Coefficient of variation	8.31%	8.07%	4.76%
Par-O-AT-CT			
E (average) (MPa)	23438	20473	15781
E _o (800 f _p) (MPa)	13520	10640	8000
Coefficient of variation	13.96%	6.71%	4.68%
Par-G-AT-CT			
E (average) (MPa)	24219	23927	15394
E _o (800 f _p) (MPa)	25760	23200	17840
Coefficient of variation	17.14%	34.17%	-12.97%

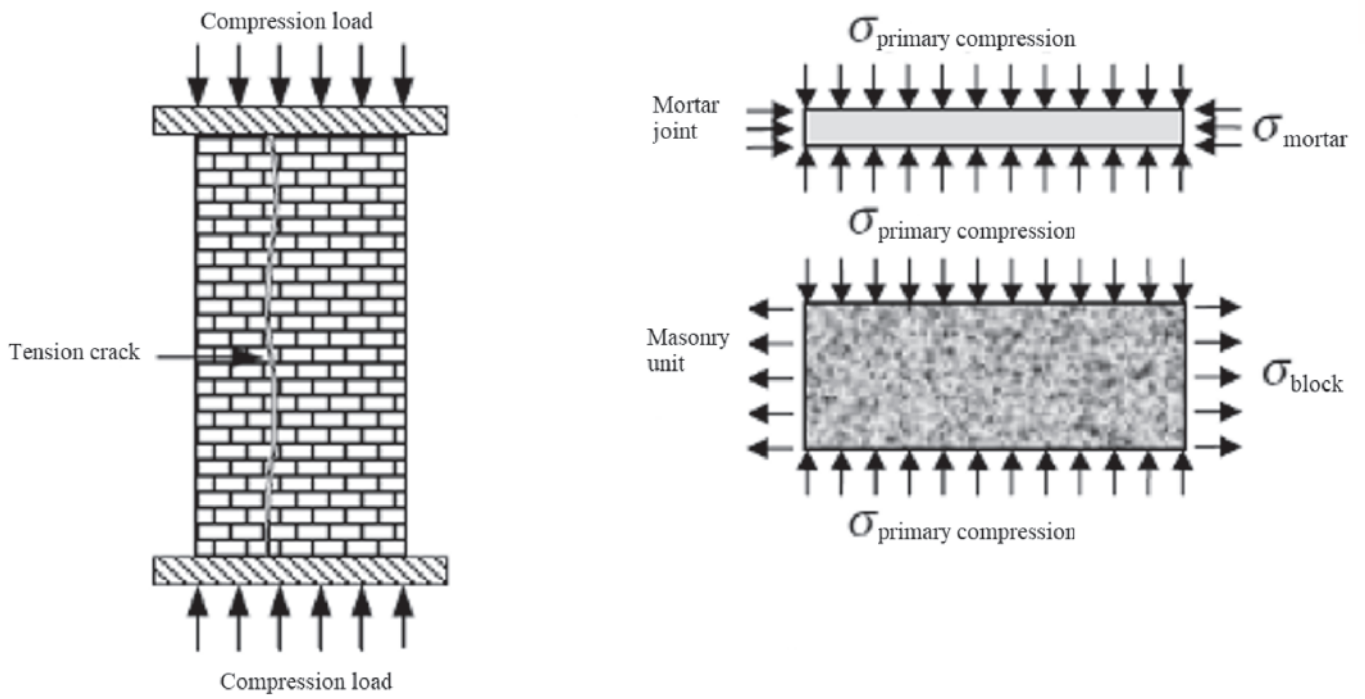


Figure 26
Wall typical failure mode (Hendry et al 2004)

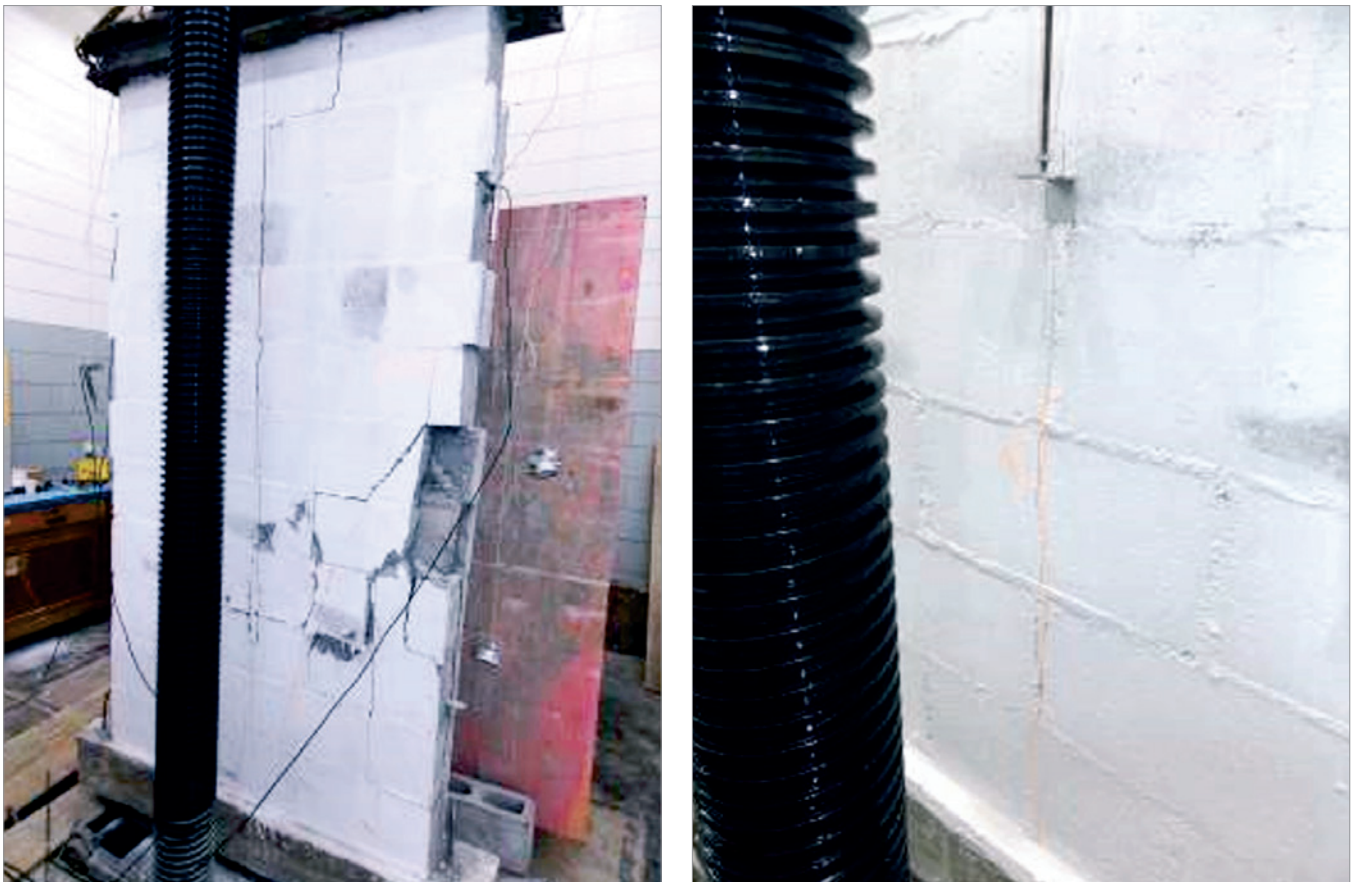


Figure 27
Wall with mid-height bond beam failure

failure load. Results indicate that each variable has a small effect on the strain-strain curve shape.

A comparison of stress-strain curve between the hollow or grouted walls indicates that, overall, the shape of the stress-strain curve is similar, with that of the grouted wall being slightly more nonlinear.

3.9 Modulus of elasticity of masonry

The modulus of elasticity was considering as the secant line of the strain-strain curve between 5 and 30% of the failure stress. The modulus of elasticity can also be calculated as a function of the compressive strength of masonry, and these estimates are usually presented in standard codes. The ABNT NBR 15961-1[4] specifies that the modulus of elasticity of concrete block masonry can be estimated as $800 f_{pk}$.

Table 16 shows the average results of the modulus of elasticity obtained for the walls using the linear part of the stress-strain curves. On average, the results of the secant modulus of Group 1 walls ranged from 20.2 GPa for the hollow walls to 24.2 GPa for the grouted walls. The results of the secant modulus of elasticity of Group 2 walls ranged from 19.6 GPa for the hollow walls to 23.9 GPa for the grouted walls. Group 3 walls results ranged from 14.3 GPa for the hollow walls to 15.4 GPa for the grouted walls.

Considering the standard ABNT NBR 15961-2 [23], which speci-

fies the modulus of elasticity of masonry equal to $800 f_{pk}$, limited to 16 GPa, the calculated values are far superior for all hollow walls results, being considerably larger than 16 GPa, between 50% to almost 100% higher. In the case for the grouted walls, the calculated values are close to those estimated with $E = 800 f_p$, with differences between -14% and +6%; that is, between $688 f_p$ the $848 f_p$.

3.10 Failure mode

Failure mode of masonry in compression is usually caused by a tension crack that propagates through the blocks and mortar in the direction of the applied force, as shown in Figure 26. This crack is caused by secondary tension stress resulting from the deformation of block and confined mortar in the masonry joints (Hendry et al. [2]). The tensile stresses that induce the cracks are developed in the mortar-block interfaces due to restricted deformation of the mortar. In most cases, the masonry strength is considerably smaller than the block strength, which, however, is considerably higher than that of the mortar. The apparent increase in the mortar strength is due to the biaxial or tri-axial stress state imposed to the mortar when it is loaded in conjunction with the blocks.

The observed failure mode in typical in compression and was started by vertical cracks in the longitudinal and transverse faces of the walls as shown in Figure 27 and Figure 31. The verticals cracks



Figure 28
Hollow wall failure

began because of tensile cracking, with some evidence of crushing of mortar, as shown in Figure 29. In some cases, as shown in Figure 30, the development of cracks happened right in the middle of the walls and sometimes a little away from the center.

For the grouted walls with a mid-height bond beam, the failure mode was characterized by vertical separation cracks of the blocks webs, as shown in the Figure 31. For Groups 1 and 2 walls, the first crack was observed at about 60% of the ultimate load. For Group 3 walls, cracking started at approximately 75% of the failure load. Grouted walls with a mid-height bond beam presented an atypical type of rupture when compared to the wall without the mid-bond beam, as shown in Figure 31. The failure load, However, was similar to that of walls without the mid height bond beam.

3.11 Wall/prism/block strength ratio

The Brazilian standard allows the strength of the wall, f_w , to be equal to 70% of the strength of the prism, f_{pk} . Full-scale walls typically have lower strength than that of the prism and the prism strength is inferior to that of the block strength due to the slenderness effect and possibility of non-uniform load distribution. Fortes [21] noted in his research with several block strengths a decrease in the prism strength as the block strength increases and calculated values of efficiency ranging from 0.8 to 0.5 for 6.0 to 34.0 MPa blocks. Table 17 summarizes the compressive strength of blocks, mortar, prisms, and grouted and hollow walls. The strength efficiencies, here defined as the ratio between the compressive strength of the walls to the compressive strength of the prisms, are also presented.

For Group 1 walls, the ratio of the compressive strength of the hol-

low walls with full bed mortar joints to the compressive strength of hollow prisms (also with full bed mortar joints) is 0.7. When the mid height bond beam is included in the wall, the compressive strength ratio remains equal to 0.7. The ratio between the average compressive strength of grouted walls with a mid-height bond beam to the grouted prism strength, however, is equal to 0.6.

For the walls of Group 2, the ratio of compressive strength of hollow full bed mortar joint walls with a mid-height bond beam and the hollow prisms is 0.9 while that for the hollow walls with face-shell mortar joints and without a mid-height bond beam is 0.8. For the grouted walls with a mid-height bond beam, the ratio to the grouted prism is 0.7.

For the walls of the 3 Group, the ratio of the compressive strength of face-shell mortar joint hollow walls to the compressive strength of hollow prisms is 0.8. The same ratio value was obtained for the full bed mortar joint hollow walls built with the mid height bond beam. In the case of the grouted wall built with the mid height bond beam, the strength ratio to the grouted prism is only 0.5.

Therefore, the results indicate that it is safe to use the conventional wall to prism strength ratio equal to 0.7 for hollow walls even for high-strength blocks. In the case of grouted walls, a wall to prism strength ratio equal to 0.5 is recommended.

An Anova on the results for the walls built with the same B_3 block type was conducted. The test aimed to verify if there is significant difference in the compressive strength when considering:

- Hollow walls built with concrete blocks with full bed mortar joints and with a mid-height bond beam: PB3-O-AT-CT;
- Hollow walls built with concrete blocks with full bed mortar joints and without a mid-height bond beam: PB3-O-AT;



Figure 29
Wall vertical cracking and failure





Figure 30

Wall vertical cracking and failure Wall vertical cracking Group 1 e 2

- Hollow walls built with concrete blocks with face-shell mortar joints and without a mid-height bond beam: PB3-O-AP.

Three specimens were tested into axial compressive loading for each type of test. Based on the results of the ANOVA test, varying the type of mortar bedding and the presence of a mid-height bond beam, it was determined that $F_0 = < 2.34$ and $F_{\alpha, u1, u2} = 5.14$. So, there is no difference in the average result among PB3-O-AT-CT, PB3-O-AT, and PB3-O-AP.

For the walls built with blocks B_2 and B_1 , t-test was applied to determine whether there is a difference in the wall compressive strength average result at a level of significance of 5% and considering the use or not of the mid height bond beam and the type of mortar bedding. The comparison was conducted between:

- Hollow walls built with concrete blocks with full bed mortar joints

and with a mid-height bond beam: PB1-O-AT-CT;

- Hollow walls built with concrete blocks with full bed mortar joint and without a mid-height bond beam: PB1-O-AT.

Three specimens were tested to the axial compressive strength for each type of walls. Based on the t-test results, it was determined that $t_{4; 5\%} = 2.132 > t = 0.049$. Therefore, there is no significant difference between the average compression strength between PB1-O-AT-CT and PB1-O-AT.

The same analysis, t-test, was performed for the walls built with blocks B_2 . Based on the t-test results it was determined that $t_{4; 5\%} = 2.132 < t = 6.67$. So, there is also no difference between the mean average compressive strength of PB2-the-AT-CT and PB2-the-AP. Therefore, the type of mortar bedding and the presence or not of a mid-height bond beam did not affected the wall strength.

Table 17

Testing strength and strength ratio summary

f_b (MPa)	f_p (MPa)		Wall	Hollow wall		Grouted wall		Grouted/ hollow
	Hollow	Grouted		f (MPa)	f/f_p	f (MPa)	f/f_p	
18.7	10	22.3	B1-O/G-AT-CT	7.8	0.8	11.53	0.5	1.5
			B1-O-AP	7.8	0.8	-	-	-
27.3	13.3	29	B2-O/G-AT-CT	10.7	0.8	19.79	0.7	1.9
			B2-O-AP	11.8	0.9	-	-	-
34.5	16.9	32.2	B3-O/G-AT-CT	11.4	0.7	18.98	0.6	1.7
			B3-O-AT	11.8	0.7	-	-	-
			B3-G-AP	11.1	0.7	-	-	-

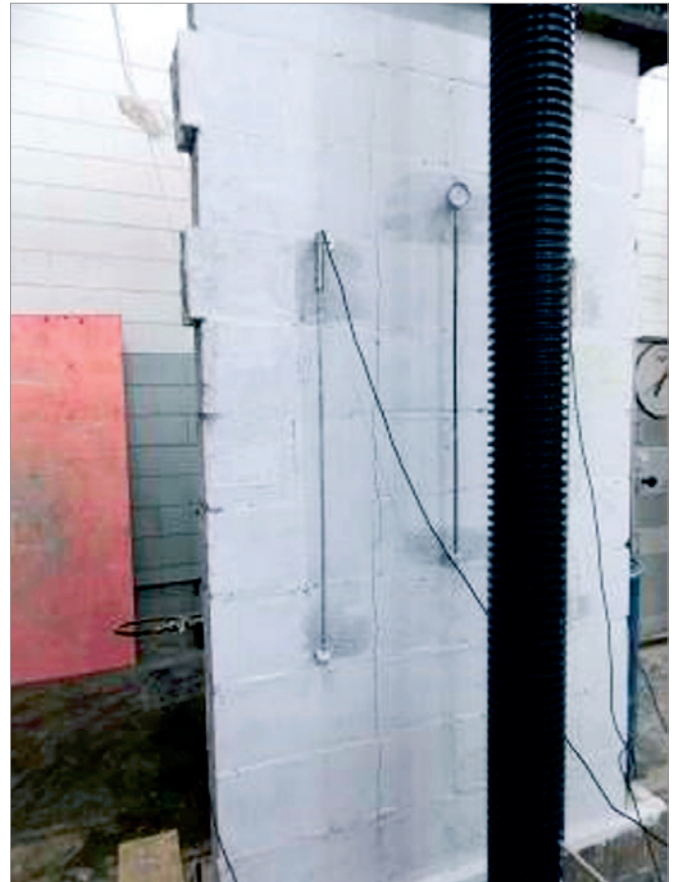


Figure 31
Grouted wall failure

4. Conclusions

This paper presented a comprehensive experimental program with the objective of assessing the compressive behavior of masonry with high-strength concrete block in ungrouted and grouted walls. Nominal resistance of blocks was 16, 24, and 30 MPa. The grout was produced with shrinkage compensating admixture. Walls compressive strength was evaluated considering the compressive strength of blocks, the mortar bedding type, and the use of not of a mid-height grouted bond beam.

The main conclusions of the research presented here are:

- There was no statistically significant difference between the average compressive strength for the hollow walls with full bed or face-shell bed mortar joints.
- There was no statistically significant difference between the average compressive strength for the hollow walls with full bed or face-shell bed mortar joints with and without a grouted mid-height bond beam;
- All the hollow walls presented wall to prism strength ratio of 0.7;
- All the grouted walls showed an increase in compressive strength of at least 50% compared to hollow walls;
- The stress-strain graphs show brittle fracture of all walls with strain at failure between 0.10 and 0.15% (axial compression);
- The results of the modulus of elasticity were all greater than

800 f_p for hollow walls and between 688 and 848 f_p for grouted walls. Several results were above the limit of 16 GPa specified in ABNT NBR 15961-1.

From these observations, for masonry with blocks of strength greater than 16 MPa the following is applicable:

- The value of the wall to prism strength ratio equal to 0.7 can be adopted for high-strength concrete blocks for non-grouted hollow walls;
- For fully grouted walls the designer can consider an increase of 50% in wall strength when compared to the ungrouted wall strength;
- Considering the block geometry used, the use of mortar over the block web shell is not efficient. The recommendation is to consider mortar only on the face shell, both in the design as in the construction. Other block geometries, with vertical alignment of block webs, can produce different results than those reported herein;
- The placement of a mid-height bond block beam in the walls leads to no decreased in compressive strength;
- The value of the modulus of elasticity specified in the Brazilian standards equal to 800 f_{pk} can be benchmarked to ungrouted hollow walls but a lower value was verified for grouted walls. This is a preliminary result that needs further verification is recommended to adopt the value of $E = 600$ to $650 f_{pk}$ for

high-strength concrete blocks masonry (greater than 16 MPa);

- On the other hand, the limit value for $E = 16$ GPa. has not been verified in the results presented herein. Therefore, it is recommended that this limit be eliminated from the Brazilian standards.

5. Acknowledgement

The authors gratefully acknowledge the support of the Research Support Foundation of the State of São Paulo (FAPESP), grant 2012/22454-0 and 2015/02362-2, CESP- São Paulo State Energy Company and the Group Chimica Edile.

6. References

- [1] Parsekian. G. A. Hamid. A. A. and Drysdale. R. G. Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural. EdUFSCar. São Carlos. S.P. Brazil. 2012.
- [2] Hendry. A. W.; Sinha B. P.; Davies S. R. Design of Masonry Structures. Department of Civil Engineering. University of Edinburgh. UK. E & FN SPON. 3^a ed. London. 2004.
- [3] Curtin. W. G. Shaw. G. and Beck. J. K. Design of Reinforced and Prestressed Masonry. Thomas Telford. London. Ed. 1988.
- [4] ABNT-NBR 15961-1: Alvenaria estrutural — Blocos de concreto — Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro. 2011.
- [5] ABNT-NBR 8949: Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples. Rio de Janeiro. 1985.
- [6] ABNT-NBR 12118: Blocos Vasados de Concreto Simples para Alvenaria – Métodos de ensaio – NBR 12118. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brazil. 2011.
- [7] ABNT-NBR 5738: Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos – método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brasil. 2003.
- [8] ABNT-NBR 7211: Agregados para concreto - Especificação. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brasil. 2009.
- [9] ABNT-NBR 13279: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência a tração na flexão e a compressão. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brasil. 2005.
- [10] Eurocode 6. 1996-1-1: Rules for reinforced and unreinforced masonry. 1996.
- [11] McNary. W. S. and Abrams. D. P. (1985). Mechanics of masonry in compression. Journal of Structural Engineering. 111(4). 857-870. DOI:10.1061/(ASCE)0733-445(1985)111:4(857)
- [12] Atkinson. R. H.; Noland. J. L.; Abrams. D.P. and McNary S. A deformation failure theory for stack-bond brick masonry prisms in compression. Proc. 3rd NAMC. Arlington. Texas 1985.
- [13] Drysdale. R.G. Hamid. A.A. and Baker. L.R. Masonry structures: behavior and design. Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs. N.J. 1994
- [14] Cavalheiro. O. P.; Gomes. N. S. Alvenaria estrutural de blocos vazados: resultados de ensaios de elementos e redutores de Strength à compressão. In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. 2002. Brasília. DF. Anais da XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. 2002.
- [15] Aly. V. L. C. Determinação da capacidade resistente do elemento parede de alvenaria armada de blocos de concreto submetido a esforços de compressão. São Paulo. 1991.103p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.
- [16] Medeiros. J. S. Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto. São Paulo. 1993. 2v. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.
- [17] Mendes. J. R. K. Resistência a compressão de alvenaria de blocos cerâmicos estruturais. Florianópolis. 1998. 185p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina.
- [18] Mohamad. G. Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto. Florianópolis. 1998. 117p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina.
- [19] Romagna. R. H. Resistência a compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados. MS thesis. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. S.C. Brazil. 2000.
- [20] Maurício. R. M., Estudo teórico e experimental das ligações diretas contra-fiadas entre paredes de blocos de concreto em escala real e reduzida 1:4. Dissertação (mestrado). Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. UNESP. 2005.
- [21] Fortes. E. S., Influência do Capeamento e Caracterização da Resistência a Compressão de Alvenaria Estrutural de Blocos de concreto. Dissertation (MS) - Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2012.
- [22] ABNT-NBR 6136: Blocos Ocos de Concreto Simples para Alvenaria – Requisitos. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brasil. 2007.
- [23] ABNT NBR 15961-2: Alvenaria estrutural — Blocos de concreto — Parte 2: Execução e controle de obras. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brasil. 2011.
- [24] ABNT-NBR 5739: Ensaio à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brasil. 2007.
- [25] Silva. A. F. Avaliação da Strength à compressão da alvenaria estrutural. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Universidade Estadual Paulista. Ilha Solteira. 2007.

7. Notation

- f_b, f_{bk} = average and characteristic compression strength of the block (MPa);
- f_p, f_{pk} = average and characteristic compression strength of the prism (MPa);
- f_m, f_{bm} = average and characteristic compression strength of the mortar (MPa);
- f_k = characteristic compression strength of masonry (MPa);
- f_{ppk} = characteristic compression strength of small wall (MPa).

Compressive strength of masonry constructed with high strength concrete blocks

Resistência a compressão da alvenaria estrutural com blocos de concreto de alta resistência

E. S. FORTES^a
ernestofortes@hotmail.com

G. A. PARSEKIAN^a
parsekian.ufscar@gmail.com

J. S. CAMACHO^b
jsc@dec.feis.unesp.br

F. S. FONSECA^c
fonseca@byu.edu

Abstract

Although the use of high strength concrete blocks for the construction of tall buildings is becoming common in Brazil, their mechanical properties and behavior are not fully understood. The literature shows a gap in experimental studies with the use of high strength concrete blocks, i.e., those with compressive strength greater than 16 MPa.

The work presented herein was conducted in order to study the behavior of high strength structural masonry. Therefore, the compressive strength and modulus of elasticity of concrete block walls tested under axial load were assessed. The specimens included grouted and ungrouted walls and walls with a mid-height bond beam; ungrouted walls were constructed with face-shell and full mortar bedding. The walls were built and tested in the laboratory of CESP and in the Structures Laboratory of the UNESP Civil Engineering Department in Ilha Solteira (NEPAE). Concrete blocks with nominal compressive strength of 16 (B1), 24 (B2) and 30 (B3) MPa were used. Ungrouted masonry walls had a height of 220 cm and a width of 120 cm while grouted masonry walls had a height of 220 cm and a width of 80 cm. Traditional Portland cement, sand and lime mortar was used. The testing program included 36 blocks, 18 prisms, 9 ungrouted walls (6 with face-shell mortar bedding and 3 with full mortar bedding), 9 grouted masonry walls, and 12 ungrouted walls with a bond beam at mid-height.

The experimental results were used to determine the compressive strength ratio between masonry units, prisms and masonry walls. The analyses included assessing the cracking pattern, the mode of failure and the stress-strain curve of the masonry walls.

Tests results indicate that the prism-to-unit strength ratio varies according to the block strength; that face-shell mortar bedding is suitable for high strength concrete masonry; and that 20% resistance decrease for face-shell mortar bedding when compared with full mortar bedding is a conservative consideration. The results also show that using a bond beam at the mid-height of the wall does not lead to a compressive strength decrease but it changes the failure mode and the shape of the stress-strain curve. In addition, the results show that estimating $E = 800$ fp is conservative for ungrouted masonry walls but reasonably accurate for grouted masonry walls and that there is no reason to limit the value of E to a maximum value of 16 GPa. Furthermore, the results show that, for design purposes, a wall-to-prism strength ratio value of 0.7 may be used for high strength concrete masonry.

Keywords: structural masonry, concrete block, high strength, compressive strength, high-rise buildings.

Resumo

Ainda que o uso de blocos de concreto de alta resistência para a construção de edifícios altos esteja se tornando comum no Brasil, as características e alguns aspectos do comportamento não são totalmente conhecidos. A literatura mostra uma lacuna em estudos experimentais com a utilização de blocos de concreto de alta resistências, acima de 16 MPa.

O trabalho aqui apresentado foi realizado com o objetivo de estudar o comportamento da alvenaria estrutural de alta resistência. Para tanto foram estudadas a resistência a compressão e o módulo de elasticidade em paredes de blocos de concreto ensaiadas sob carregamento axial, divididas em paredes ocas, paredes grauteadas, paredes com cinta grauteada a meia altura e paredes com assentamento parcial e total. As paredes foram construídas e ensaiadas no laboratório da CESP e no laboratório de Estruturas do Dep. de Engenharia Civil da UNESP de Ilha Solteira (NEPAE). Foram utilizados blocos de concreto com valores nominais de resistência à compressão de 16 (B1), 24 (B2) e 30 (B3) MPa. As paredes ocas foram construídas com altura de 220 cm e largura de 120 cm, enquanto as paredes grauteadas foram construídas com altura de 220 cm e largura de 80 cm, utilizando argamassa tradicional de cimento, areia e cal. Foram ensaiados 36 blocos, 18 prismas, 9 paredes ocas (6 com argamassa apenas na lateral dos blocos e 3 com argamassa sobre toda a face desses), 12 paredes grauteadas, e 12 paredes ocas onde foi introduzida uma canaleta grauteada a meia altura.

A análise dos resultados experimentais possibilitou verificar a relação entre a resistência a compressão das unidades de alvenaria, dos prismas e das paredes de alvenaria. Foi também analisada a fissuração, modo de ruptura e curva tensão – deformação das alvenarias ensaiadas.

Através dos resultados dos ensaios verificou-se que o valor da relação de resistência prisma/bloco varia conforme a resistência do bloco; que o procedimento executivo com argamassa apenas na lateral é adequado para blocos de concreto de alta resistência, sendo conservadora a consideração de diminuição de resistência de 20% quando comparada com casos com argamassa disposta sobre toda a face dos blocos; que o uso de cinta grauteada à meia altura das paredes não levou a diminuição da resistência a compressão, mas alterou a forma de ruptura e a forma da curva tensão-deformação; que os módulos de elasticidade medidos nas paredes ensaiadas foram sempre maiores que 800 fp para paredes ocas e entre 688 e 848 fp para paredes grauteadas, não sendo verificado a necessidade de limitar E ao valor máximo de 16 GPa. Por último, foi verificado que o valor da relação de resistência parede/prisma igual a 0,7 pode ser adotado para blocos de concreto de alta resistência.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, bloco de concreto, alta resistência, resistência a compressão, edifícios altos.

^a Universidade Federal de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, Brasil;

^b Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita e Filho, Departamento de Engenharia Civil, São Paulo, SP, Brasil;

^c Brigham Young University, Departamento de Engenharia Civil, Provo, UT, Estados Unidos da América.

1. Introdução

O projeto estrutural em alvenaria requer uma compreensão clara do comportamento do conjunto unidade-argamassa em condições de carga diferentes. A combinação de blocos e argamassa de características diferentes, altera significativamente o comportamento dos elementos estruturais de alvenaria. Em estruturas com esses elementos, a resistência à compressão é o fator predominante no projeto.

A resistência à compressão da alvenaria depende de um número de fatores tais como: resistência da argamassa; resistência das unidades; valores relativos entre a resistência da argamassa e das unidades; relação entre a altura da unidade e a menor dimensão horizontal da unidade; orientação da unidade em relação a direção de aplicação da carga; e espessura da junta da argamassa. A dependência nesses fatores indica, portanto, a complexidade de fazer uma avaliação precisa da resistência da alvenaria estrutural. De acordo com Parsekian et al. [1] a resistência à compressão da alvenaria depende em grande escala do tipo de bloco e em menor escala da mão-de-obra, e em menor escala ainda do tipo de argamassa.

Mais detalhadamente Hendry et al. [2] discutem os fatores mais importantes que afetam a resistência à compressão da alvenaria. Esses fatores são apresentados na Tabela 1.

Curtin et al. [3], de forma mais simplificada, afirmam que a resistência característica da alvenaria a compressão depende da resistência característica da unidade; da argamassa especificada se a alvenaria é argamassada; da forma das unidades; da espessura das juntas de argamassa; e do padrão de acabamento.

Segundo a ABNT NBR 15961-1 [4], a resistência característica à compressão simples da alvenaria f_k deve ser determinada com base no ensaio de paredes (ABNT NBR 8949 [5]) ou ser estimada como 70% da resistência característica à compressão do prisma f_{pk} ou 85% da resistência característica de pequena parede f_{ppk} . Esses valores se referem todos na área bruta.

O EUROCODE 6 [10] propõe duas equações para determinar a resistência característica à compressão da alvenaria simples: uma para alvenaria de junta tradicional de 10 mm e outra para junta fina de 3 mm ou menos. Essas formulações levam em conta a resistência à compressão do bloco, a resistência média à compressão da argamassa convencional, a espessura da junta de argamassa e o fator k , que depende do tipo de bloco e da argamassa:

$f_k = kf_b^{0,7} f_m^{0,3}$ - Equação 1 - alvenaria com argamassa tradicional – junta de 10mm;

$f_k = kf_b^{0,85}$ - Equação 2 - alvenaria com argamassa fina – junta de 3 mm ou menos.

Sendo: $k = 0,5$ para bloco vazado de concreto.

A alvenaria tem um comportamento frágil, é não homogênea e anisotrópica, e composta de dois materiais de propriedades muito diferentes: os blocos mais rígidos e a argamassa relativamente deformável, além de eventualmente graute e armadura. A alvenaria tem resistência à tração muito baixa porque é composta por materiais diferentes distribuídos em intervalos regulares, e a ligação entre eles é fraca. Portanto, para a alvenaria não armada, a qual é extensivamente construída, espera-se resistência principalmente aos esforços de compressão.

Existem três formas típicas de ruptura da alvenaria em compressão, em função da relação entre a resistência à compressão da argamassa e do bloco:

- Quando a argamassa é muito fraca em relação ao bloco, a resistência da alvenaria é limitada pela resistência da argamassa, que geralmente rompe por esmagamento;
- Quando a argamassa tem uma resistência moderada, a resistência da alvenaria é determinada pela combinação das resistências à compressão e tração do bloco, que usualmente rompe por tração lateral;
- Quando a argamassa é mais forte que o bloco, a resistência da alvenaria é limitada pela resistência à compressão do bloco.

Quanto mais o modo de ruptura se aproxima do modo de ruptura “c”, mais frágil e explosiva é a ruptura. Usualmente pretende-se que a ruptura ocorra do modo “b”, sendo esse um meio termo entre a resistência da alvenaria à compressão adequada e o comportamento menos explosivo, além de redução do potencial de fissuração na junta da argamassa. Para alvenarias usuais, Parsekian et al. [1] recomendam que a resistência da argamassa seja especificada entre 70 a 150% da resistência do bloco.

Durante a compressão de paredes de alvenaria construídas com blocos de alta resistência e argamassa com resistência moderada, aproximadamente entre 70 e 150% da resistência do bloco, a junta de argamassa tem uma maior tendência a expandir-se lateralmente em relação aos blocos, pois esses têm maior rigidez. No entanto, a argamassa é confinada lateralmente na interface bloco-argamassa pelos blocos; portanto, tensões de cisalhamento na interface bloco-argamassa resultam em um estado interno de tensão, que consiste na compressão triaxial na argamassa e tração bilateral e compressão axial nos blocos. Este estado de tensão inicia fissuras verticais nos blocos que levam a ruptura das paredes (McNary e Abrams [11]; Atkinson e Noland [12]; Drysdale et al. [13]).

Tabela 1

Fatores que afetam a resistência da alvenaria

Características dos blocos	Características das argamassas	Alvenaria
Resistência	Resistência	Ligação
Tipo e geometria:	Mistura	Direção das tensões
Relação altura/espessura	Relação água/cimento	Tensões concentradas localmente
Características de absorção	Retentividade de água	-
-	Características de deformação relativa do bloco	-

Na Tabela 2 são resumidos alguns resultados de ensaios experimentais a partir da resistência à compressão de alvenaria. Exceto

quando indicado, os dados dessa tabela referem-se a tensões na área bruta, resistência da argamassa em corpo-de-prova cilíndrico

Tabela 2

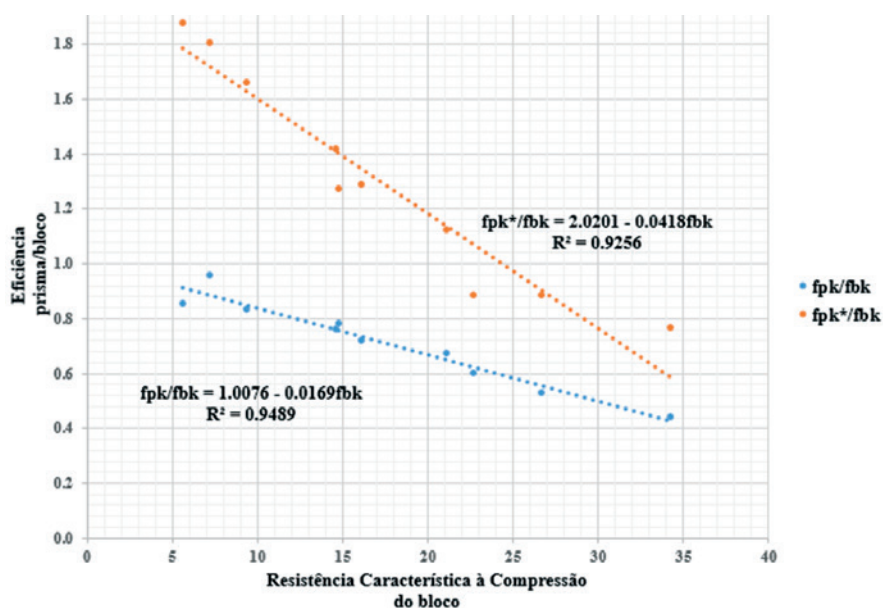
Resumo de resultados de ensaios experimentais de algumas pesquisas nacionais sobre a resistência à compressão da alvenaria (valores em MPa)

		f_b	f_a	f_p	f_{gk}	f_{par}	Observações
Aly [15]	Blocos vazados de concreto	7,90	-	6,40	-	5,10	-
		10,60	-	9,30	-	6,40	-
		13,30	-	9,80	-	8,30	-
		7,90	-	6,40	-	8,10	Todos os furos grauteados
		10,60	-	9,30	-	9,90	
		13,30	-	9,80	-	11,10	
		7,90	-	6,40	-	10,00	todos os furos grauteados, 0,2% de aço
		10,60	-	9,30	-	10,80	
		7,90	-	6,40	-	9,20	todos os furos grauteados, 0,3% de aço
		10,60	-	9,30	-	12,30	
Medeiros [16]	Blocos vazados de concreto	8,40	4,55	-	-	4,28	-
		8,40	5,89	-	-	4,64	-
		10,80	4,55	-	-	4,83	-
		10,80	5,89	-	-	5,26	-
		14,90	4,55	-	-	4,97	-
		14,90	5,89	-	-	6,52	-
Mendes [17]	Bloco cerâmico vazado	22,89	6,47	-	-	-	Prisma de 3 blocos; argamassa em toda área de assentamento; quando indicada resistência do graute, os prismas são grauteados
		22,89	6,68	12,28	49,87	-	
		22,89	7,00	14,66	28,32	-	
		22,89	6,52	17,94	13,94	-	
		22,89	19,86	12,56	-	-	
		22,89	19,09	20,81	49,57	-	
		22,89	19,78	19,53	25,08	-	
		22,89	21,15	21,33	12,37	-	
Mohamad [18]	Blocos vazados de concreto	10,70	19,90	10,56	-	-	Prisma de 3 blocos, argamassa em toda área de assentamento
		10,70	8,63	8,60	-	-	
		10,70	4,20	8,17	-	-	
		10,70	2,28	7,54	-	-	
		15,70	19,90	11,70	-	-	
		15,70	8,63	10,80	-	-	
		15,70	4,20	8,84	-	-	
Silva [25]	Blocos vazados de concreto	11,8	5	10,1	-	8,56	Prisma de 3 blocos, argamassa em toda área de assentamento
		22	5	14,4	-	8,16	

Tabela 3Resultados médios de elementos com blocos de concreto (f_{bk} até 10 MPa)

66 paredes	Relações admensionais			
	f_{pa}/f_a	f_{pa}/f_{ppa}	f_{pa}/f_p	f_p/f_b
Média aritmética	0,51	1,00	0,69	0,80
Desvio padrão	0,08	0,12	0,13	0,07
Coeficiente de variação	0,16	0,12	0,19	0,09

Fonte: Cavalheiro & Gomes [14]

**Figura 1**

Eficiência prismas/bloco versus resistência característica a compressão do bloco

**Figura 2**

Ilustração das paredes ensaiadas

de 100x50mm, prisma de dois blocos, e prismas e paredes não grauteadas.

Cavalheiro e Gomes [14] resumem e analisam vários ensaios de Cavalheiro e Gomes [14] resumem e analisam vários ensaios de blocos, prismas e paredes de blocos de concreto (maior $f_{bk} = 10$ MPa), com resultado das relações de resistência indicados na Tabela 3.

Outras pesquisas, (ROMAGNA [19]; MAURÍCIO [20]) trazem resultados de ensaio à compressão, porém limitadas a poucas e moderadas resistências de blocos.

Fortes [21] apresenta estudo com blocos de concreto de baixa a alta resistência, entre 4 e 35 MPa, limitando o comportamento à resistência do bloco e do prisma. A Figura 1 mostra os resultados através da indicação de relações prisma/bloco para várias resistências. Como pode-se perceber, na medida em que se aumenta a resistência do bloco, a relação prisma/bloco diminui.

A revisão bibliográfica possibilitou concluir a existência de vários resultados de ensaios disponíveis onde verificou-se uma relação prisma/bloco de 0,80 para blocos de 4 MPa, diminuindo até 0,5 ou menos para blocos de 30 MPa, considerando a área bruta. No caso de ensaios de paredes, a relação parede/prisma, aferido com blocos

Tabela 4

Ensaio de paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura da parede

Nome	Cinta	Arg. lateral ou total	Oca ou grauteada	f_{bk}	f_a	f_{gk}	Número de Cps
B1-O-AT-CT	Sim	Total	Oca	B1	A1	G1	3
B1-O-AP	Não	Lateral	Oca	B1	A1	-	3
B1-G-AT-CT	Sim	Total	Grauteada	B1	A1	G1	3
B2-O-AT-CT	Sim	Total	Oca	B2	A2	G2	3
B2-O-AP	Não	Lateral	Oca	B2	A2	-	3
B2-G-AT-CT	Sim	Total	Grauteada	B2	A2	G2	3
B3-O-AT-CT	Sim	Total	Oca	B3	A3	-	3
B3-O-AT	Não	Total	Oca	B3	A3	-	3
B3-G-AP	Não	Lateral	Oca	B3	A3	-	3
B3-G-AT-CT	Sim	Total	Grauteada	B3	A3	G3	3

de até 14 MPa, mostrou valores superiores a 0,7, mas não existem relatos de ensaios de parede com blocos acima de 14 MPa, exceto por um caso com ensaios de paredes com blocos de 22 MPa e com argamassa fraca, abaixo da resistência recomendada. Portanto, considerando a enorme quantidade de edifícios altos atualmente em execução no Brasil e sendo que a revisão bibliográfica mostrou uma falta de pesquisa com blocos de concreto de alta resistência, acima de 14 MPa, a pesquisa aqui desenvolvida é plenamente justificada.

1.1 Justificativa

O objetivo do estudo aqui apresentado é avaliar parâmetros e características de alvenarias de blocos de concreto de alta resistência (de 18 MPa a 34 MPa quando se considera a área bruta). O uso desses blocos não é comum em nenhuma outra parte do mundo, devendo hoje o Brasil ser um dos poucos países onde existem aplicações correntes com esse material, aqui chamado de blocos de concreto de alta resistência. Ainda que o uso seja comum no Brasil, as características e alguns aspectos do comportamento não são totalmente conhecidos. Vários edifícios hoje utilizam blocos de concreto de alta resistência, confiando em parâmetros para obtenção de propriedades de paredes estruturais baseadas em relações de resistência obtidas com blocos de resistência muito inferior. Resultados de ensaios que permitem correlacionar a resistência de bloco de concreto, prisma e parede para os valores elevados de resistência aqui relatados são, até onde se pode verificar, inéditos. Pode-se afirmar que a pesquisa aqui relatada trabalhou no limite da área de conhecimento e contribuindo para expansão deste.

Tabela 5

Caracterização das argamassas

Denominação	Traço em volume	Traço em massa	a/c	Resistência esperada (MPa)
A ₁	1:1,0:5,0	1:0,42:4,25	1,05	12
A ₂	1:0,5:4,0	1:0,21:3,40	0,86	18
A ₃	1:0,5:3,5	1:0,21:2,98	0,77	24

2. Materiais e programa experimental

Trinta paredes de alvenaria, Figura 2, incluindo alvenaria oca, grauteada, com cinta grauteada na quinta fiada e ainda com assentamento parcial e total foram ensaiadas sob carga de compressão.

Os seguintes elementos foram ensaiados:

- Ensaio a compressão simples de paredes de alvenaria com blocos de resistência nominal de 16, 24 e 30 MPa:
 - Não-grauteadas com cinta a meia altura (canaletas de resistência menor e igual a 6MPa);
 - Não-grauteadas, com argamassamento parcial (apenas nas laterais dos blocos);
 - Não-grauteadas, com argamassamento total (em toda a face horizontal dos blocos);
 - Grauteadas, com cinta a meia altura.
- Ensaio a compressão simples de prismas e blocos de alvenaria de concreto com blocos de 18, 24 e 34 MPa,
- Ensaio a compressão simples de corpos-de-prova de argamassa e graute.

A Tabela 4 indica as características e quantidade de ensaios de parede realizados.

2.1 Argamassa

Foram empregados três dosagens de argamassa de assentamento com resistência à compressão de acordo com a resistência dos blocos. Os traços de argamassa utilizados aqui são os mesmos

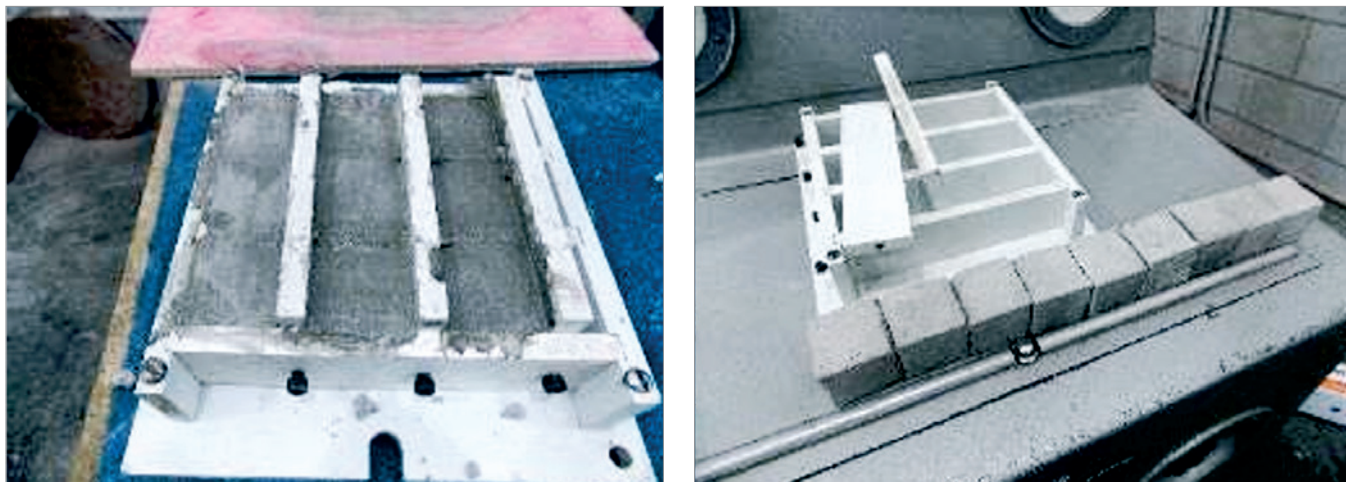


Figura 3
Moldagem dos corpos-de-prova cúbicos de argamassa

Tabela 6
Denominações dos grautes, traços e resistências esperadas

Designação	Traço em volume	Traço em massa	w/c	Resistência esperada (MPa)
G ₁	1:0,1 :0,009 :1,6:1,8	1:0,06:0,01:1,60:1,80	0,68	25
G ₂	1:0,1:0,009:1,4:1,6	1:0,06:0,01:1,98:2,02	0,58	30
G ₃	1:0,1:0,009:1,0:1,3	1:0,06:0,01:1,42:1,64	0,45	40

já testados em Fortes [21], e, em massa, iguais a 1:0,42:4,25; 1:0,21:3,40 e 1:0,21:2,98, conforme Tabela 5. A

Figura 3 mostra a moldagem e os corpos-de-prova da argamassa. Utilizou-se o cimento Portland CP II-Z-32, cal hidratada e areia média, cujas massas unitárias foram determinadas durante o estudo. Para cada traço de argamassa foram retirados seis corpos-de-prova para controle de resistência e do processo de produção.

2.2 Graute

Para o grauteamento das paredes e enchimento das cintas grauteadas foi utilizado o aditivo “dry d1 c compact”, já testada por Fortes [21], no traço do graute para diminuir a retração do graute e consequentemente a separação do graute das paredes dos blocos. O respectivo aditivo é um produto em pó inorgânico, isento



Figura 4
Moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos de graute e grauteamento das paredes



Figura 5
Ilustração dos blocos de concreto inteiros e cortados, e as canaletas utilizadas

de cloretos e de outros componentes prejudiciais para o graute. É um aditivo a base de óxido de cálcio submetidos a tratamento térmico com uma granulometria específica e selecionada e com propriedade expansiva para ser utilizada em argamassa e concreto. A característica expansiva induz a diminuição de porosidade e a redução de permeabilidade, um incremento de resistência à compressão, e uma maior aderência entre os elementos.

Três traços de grautes de resistências distintas, conforme o bloco utilizado, foram adotados de Fortes[21] para o grauteamento das paredes e enchimento das cintas. Os traços dos grautes em massa foram 1:0,06:0,01:1,60:1,80; 1:0,06:0,01:1,98:2,02; e 1:0,06:0,01:1,42:1,64 (cimento: cal: aditivo: areia: brita); cujas resistências nominais à compressão são respectivamente 25 (G1), 30 (G2) e 40 (G3) MPa. A Tabela 6 traz as denominações, os traços em massa e em volume e as resistências esperadas, e a Figura 4 mostra os corpos-de-prova e o grauteamento das paredes.

2.3 Bloco

Foram utilizados blocos de concreto de alta resistência de lotes fornecidos pela mesma empresa, como especifica a norma NBR 6136 [22], de geometria uniforme, e resistências nominais de 16,

24 e 30 MPa, denominadas respectivamente de B_1 , B_2 e B_3 . Para todos os ensaios foram utilizadas amostras de doze blocos para as três resistências. As amostras não apresentaram quebras, trincas, deformações ou irregularidades nas arestas. Blocos canaletas, fornecidos pela mesma empresa, de única resistência nominal, 6 MPa, foram utilizados na construção da cinta para todas as paredes independente do tipo de blocos usados nas paredes. Blocos inteiros foram cortados para serem utilizados como meio blocos. A

Figura 5 mostra o bloco inteiro, o bloco cortado ao meio e a canaleta.

2.4 Construção dos prismas e paredes

Prismas ocios e grauteados foram construídos como especificado pela norma brasileira ABNT NBR 15961-2 [23]. Os blocos, argamassa e os grautes foram combinados para montar os prismas. Cada prisma foi montado com dois blocos e assentos com argamassa total. A

Figura 6 mostra os prismas construídos e um prisma grauteado. A execução seguiu rigorosamente as prescrições da ABNT NBR 15961-2 [23], sendo todos os elementos construídos com a mesma equipe de mão de obra.

O grauteamento dos prismas foi realizado aproximadamente



Figura 6
Ilustração dos prismas ocios e grauteados



Figura 7
Escantilhões para auxiliar na construção das paredes



Figura 8
Sequência de montagem das paredes



Figura 9
Ilustração das paredes ocas (sem grauteamento)

Figura 10
Ilustração das paredes grauteadas com cinta a meia altura

24 horas depois da construção dos prismas. Antes do grauteamento, rebarbas e resto de argamassas foram removidos do interior dos prismas, e os prismas foram molhados antes do grauteamento. O grauteamento foi realizado em duas camadas e compactados com 12 golpes por camada, conforme recomendações da ABNT NBR 15961-2 [23]. Depois de completado o grauteamento, a superfície do graute foi nivelado e alisado com uso de uma espátula e coberta imediatamente com filme plástico impermeável. A construção das paredes seguiu o mesmo rigor e prescrições, com sequência executiva mostrada a partir da Figura 7 à Figura 13.

2.5 Blocos, argamassa e graute

Para cada grupo de paredes, foram ensaiados à compressão 12 blocos de concretos, conforme ABNT NBR 12118 [6]. Os ensaios dos blocos foram feitos no mesmo dia dos ensaios das paredes. Seguindo as recomendações da ABNT NBR 15961-2 [23], as resistências à compressão média das argamassas foram fixadas em 70% da resistência à compressão dos blocos utilizados. Foram utilizados os traços já ensaiados por Fortes [21]. Foram moldados

e ensaiados seis corpos-de-prova de argamassa à compressão para cada grupo de paredes.

Seguiram-se as recomendações da NBR 5739 [24] para o ensaio de resistência à compressão dos grautes. Os corpos-de-prova foram retificados antes dos ensaios e apresentavam idade de 28 dias no momento dos ensaios.

2.6 Prisma

Seguindo as especificações da ABNT NBR 15961-2 [23], 18 prismas ocós e 18 prismas grauteados foram construídos e ensaiados. Antes do ensaio, os prismas foram capeados com pasta de cimento de acordo com a ABNT NBR 15961-2 [23]. Os ensaios foram realizados utilizando uma máquina de ensaio com capacidade de 2000 kN e os prismas foram carregados com uma velocidade de $0,05 \pm 0,01$ MPa por segundo.

2.7 Configuração das paredes

As paredes ensaiadas foram divididas em três grupos de acordo



Figura 11
Ilustração das paredes com cinta a meia altura



Figura 12
Ilustração das paredes com assentamento total (argamassa em todas as paredes dos blocos)



Figura 13
Ilustração das paredes com assentamento parcial (argamassa somente nas as paredes longitudinais dos blocos)



Figura 14
Ilustração das paredes construídas para os ensaios de compressão

com a resistência dos blocos. No primeiro grupo foram ensaiadas doze paredes com blocos de concreto com resistência nominal de 30 MPa (B_3), sendo três paredes ocas com assentamento total, três paredes ocas com assentamento parcial, três paredes ocas com assentamento total e com cinta a meia altura e três paredes grauteadas com cinta grauteada na quinta fiada. Esse grupo contempla a comparação de resultados de resistência a compressão das paredes com blocos assentados com argamassa apenas na lateral com à das paredes com blocos assentados com argamassa sobre toda a face do bloco. No segundo grupo foram ensaiadas



Figura 15
Ilustração do capeamento das paredes com argamassa

nove paredes com blocos de concreto com resistência nominal de 24MPa (B_2), sendo três paredes ocas com assentamento total e com uma cinta grauteada na quinta fiada, três paredes ocas com assentamento parcial e três paredes grauteadas com cinta grauteada na quinta fiada. No terceiro grupo foram ensaiadas mais nove paredes com blocos de concreto com resistência nominal de 16MPa (B_1), sendo três paredes ocas com assentamento total e com uma cinta grauteada na quinta fiada, três paredes ocas com assentamento parcial e três paredes grauteadas com cinta grauteada na quinta fiada. Não foi utilizado qualquer tipo de reforço nas paredes grauteadas, somente uma barra de aço horizontal de 10 mm nas cintas colocadas na quinta fiada.

As paredes ocas foram construídas com altura de 220 cm e largura de 120cm, enquanto que as paredes grauteadas foram construídas com altura de 220 cm e largura de 80 cm, devido a capacidade de carga máxima da prensa.

Argamassa tradicional, cimento, areia e cal, foram utilizadas para a construção das paredes e dos prismas. A argamassa foi concebida para ter uma resistência a compressão aos 28 dias igual a 70 % da resistência das unidades, considerando a área bruta.

O graute utilizado nas paredes e para enchimento das cintas foi concebido para ter uma resistência à compressão aos 28 dias de 40 (G_3), 30 (G_2) e 25 (G_1) MPa, respetivamente para as paredes construídas com unidades de 30 (B_3), 24 (B_2) e 16 (B_1) MPa. Para reduzir a retração do graute e possível descolamento das paredes das unidades foi utilizado um aditivo compensador de retração na mistura do graute.

Para cada grupo de paredes, doze blocos de concreto e seis prismas ocas e seis grauteados foram ensaiados na altura dos ensaios das paredes.



Figura 16
Configuração do ensaio das paredes, grupo 1 e 2

Para diferenciar as paredes, foi utilizado um sistema de designação, como Par-B-O-G-AT-AP-CT. As letras iniciais Par refere-se a própria parede. A letra B refere-se ao tipo de bloco utilizado. As letras O e G referem-se a parede oca ou grauteada, respectivamente. As letras AT e AP referem-se ao Assentamento Total ou Assentamento Parcial, respetivamente. Por último, as letras CT referem-se à colocação de uma cinta grauteada a meia altura da parede. Para ajudar a observar melhor as fissuras, todas às paredes foram pintadas com tinta branca. A Figura 14 mostra algumas paredes prontas.

2.8 Capeamento

Para os ensaios de compressão das paredes, foi feito um capeamento com argamassa, como mostra a Figura 15, conforme prescrições da NBR 8949 [5]. Foi utilizado um traço de argamassa 1:2:0,5 (cimento, areia e cal) de forma a obter uma resistência igual ou superior à resistência dos blocos. Os blocos foram capeados com uma chapa dura, conforme Fortes [21], e os prismas foram capeados com pasta de cimento.

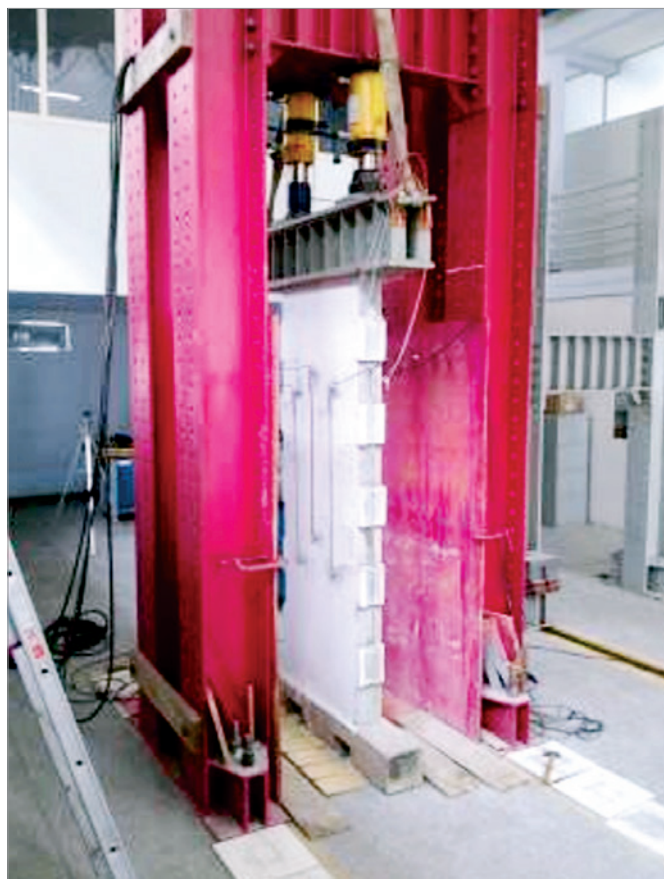


Figura 17
Configuração do ensaio das paredes, grupo 3



A Grupo 3



B Grupo 1 e 2

Figura 18
Instrumentação das paredes

Tabela 7

Procedimentos utilizados na caracterização da argamassa, graute, bloco, prisma e parede

Designação	Procedimentos	Ensaios
Blocos	ABNT NBR 6136/2014	Especificação
Blocos	ABNT NBR 12118/2013	Absorção total
Blocos	ABNT NBR 12118/2013	Resistência à compressão
Paredes	ABNT NBR 8949/1985	Ensaio a compressão simples
Paredes Argamassa Prismas	ABNT NBR 15961-2/2011	Ensaio, execução e controle
Graute	ABNT NBR 5738	Procedimentos para moldagem e cura de corpos-de-prova
Graute	ABNT NBR 5739	Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos
Graute	ABNT NBR 7211	Especificações
Argamassa	ABNT NBR 13279	Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão

2.9 Configuração do ensaio e da instrumentação

Uma prensa hidráulica analógica com capacidade de 500 toneladas (5000 kN), como mostra a Figura 16, foi usado para o ensaio das paredes referentes ao grupo 1 e 2. Para os ensaios das paredes do grupo 3, foi montado um sistema de pórtico autoportante, como mostra a Figura 17. Durante os ensaios das paredes, foram medidos os deslocamentos verticais em ambas as faces (Face 1 e Face 2) das paredes usando transdutores de deslocamento (LVDTs), como mostra a Figura 18, com comprimentos de 25 milímetros e uma precisão de 0,00001 milímetros. Os deslocamentos verticais na lateral da parede foram monitorizados continuamente por meio de relógio comparador sem fio montado sobre as paredes, mostrado também na Figura 16.

Para verificar qualquer eventual excentricidade de carregamento durante o ensaio, as medidas foram tomadas tanto na parte da frente como na parte de trás das paredes, conforme mostra a Figura 18, e o valor médio das duas medidas foi utilizada para a análise. Antes de cada ensaio, a parede a ser ensaiada foi centrada na posição de ensaio e alinhada verticalmente e transversalmente com a ajuda de um nível a laser e com o fio de prumo. A parede foi então carregada-descarregada duas vezes usando uma carga nominal de 5% da carga máxima prevista para garantir que as paredes e a instrumentação foram colocadas antes de se iniciar um ensaio. Durante cada ensaio, o carregamento vertical foi aplicado gradualmente com uma taxa de cerca 10 kN/s até a ruptura ocorrer.

**Figura 19**

Ilustração dos ensaios dos corpos-de-prova cilíndricos de grautes

Tabela 8Resistências à compressão dos grautes, G_1 ; G_2 e G_3

Designação	Resistência à compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coefficiente de variação (%)
G_1	31,3	2,35	7,5
G_2	34,9	3,92	11,2
G_3	42,4	2,68	6,3

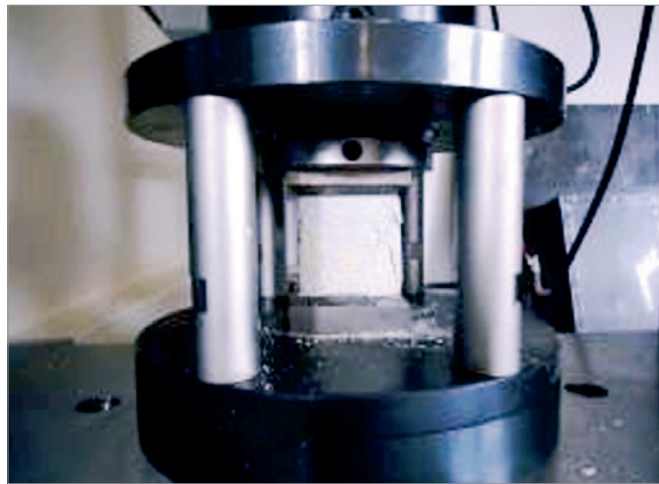


Figura 20
Ilustração dos ensaios das argamassas utilizadas

Tabela 9
Resistências à compressão média das argamassas

Designação	Resistência à compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coefficiente de variação (%)
A ₁	13,4	0,69	5,3
A ₂	21,8	0,65	3,0
A ₃	26,9	0,80	3,0

2.10 Procedimento experimental

No início dos ensaios, duas cargas seguidas de descargas inferiores a 50% da carga de ruptura prevista foram efetuadas. As cargas foram aplicadas seguindo incrementos de 10% da carga de ruptura provável até 50% da carga de ruptura prevista, com o tempo de permanência de cada carregamento de 5 minutos, para que fosse possível o traçado dos gráficos carga-encurtamentos e dos gráficos tensão-deformação. Após o carregamento inicial, a carga axial foi gradualmente aumentada monotonicamente até a ruptura. O histórico dos carregamentos foi tomado através do relógio analógico da prensa de ensaio para as paredes dos grupos 1 e 2 e por unidade de aquisição de dados para as paredes do grupo

3. Leituras dos LVDTs foram tomadas e gravado por uma unidade de aquisição de dados controlado por computador. A aquisição de dados e taxas de gravação foram definidas para ocorrer a cada segundo, com a instrumentação permanecendo durante todo o ensaio. Em todos os casos, a ruptura última foi considerada quando se deu o aparecimento de fissuras verticais e a parede não sustentava aumento da carga vertical, ou quando a parede exibiu grande deflexão lateral com diminuição da carga vertical. Os procedimentos adotados em cada ensaio são descritos na Tabela 7.

3. Resultados e discussões

Uma descrição detalhada dos resultados obtidos nos ensaios



Figura 21
Ensaio dos blocos de concreto



Figura 22
Ilustração dos ensaios prismas ocós e grauteados

Tabela 10
Resistências à compressão média dos blocos, B_1 ; B_2 e B_3

Designação	Resistência à compressão média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coefficiente de variação (%)
B_1	18,7	1,1	5,9
B_2	27,3	3,0	11,0
B_3	34,5	0,4	1,0

Tabela 11
Resumo das tensões de compressão máxima calculada para os prismas ocós ensaiados

Designação	Ensaio dos prismas ocós - duas fiadas		
	$B_1 - A_1$	$B_2 - A_2$	$B_3 - A_3$
Média (MPa)	10,0	13,3	16,9
Desvio padrão (MPa)	0,90	1,26	1,45
Coef. variação (%)	8,96	9,46	8,6

Tabela 12
Resumo das tensões de compressão máxima calculada para os prismas grauteados ensaiados

Designação	Ensaio dos prismas grauteados - duas fiadas		
	$B_1 - A_1 - G_1$	$B_2 - A_2 - G_2$	$B_3 - A_3 - G_3$
Média (MPa)	22,3	29,0	32,2
Desvio padrão (MPa)	1,1	2,8	1,2
Coef. variação (%)	4,75	9,6	3,7

dos componentes e dos elementos prismas e paredes é apresentada abaixo.

3.1 Graute

A Figura 19 mostra alguns corpos-de-prova do graute retificados e o modo de ruptura de um deles. As respectivas resistências alcançadas pelos corpos-de-prova referentes ao grauteamento das paredes e do enchimento das cintas, para os diferentes grupos de parede, Grupo 1, 2 e 3, estão indicados na Tabela 8.

3.2 Argamassa

A Figura 20 mostra alguns corpos-de-prova da argamassa e um dos ensaios. Na Tabela 9 são apresentados os valores de resistência à compressão média obtidos nos ensaios.

3.3 Blocos

A Figura 21 mostra um bloco sendo ensaiado e o modo de ruptura típico dos blocos. Na Tabela 10 são apresentados os valores de resistência média à compressão e os coeficientes de variação obtidos para os ensaios dos blocos de concreto, capeados com pasta de cimento.

3.4 Prismas

A Figura 22 mostra alguns prismas ocós e grauteados, respectivamente, após os ensaios. Provavelmente, devido a alta resistência dos blocos utilizados nos prismas, os prismas ocós não tiveram uma ruptura típica, conforme a norma e resultados apresentados na literatura. Os prismas ocós romperam devido ao desenvolvimento de fissuras verticais ao longo da altura seguida de separação das paredes laterais dos blocos ou pelo esmagamento da junta de argamassa seguido de separação lateral das paredes laterais dos blocos.

A resistência a compressão medida para os prismas ocós e grauteados são apresentadas na Tabela 11 e Tabela 12, respectivamente, e também são apresentados os desvios padrões e os coeficientes de variação em percentagem.

Os valores apresentados nas Tabela 13, Tabela 14 e Tabela 15 são f_{pa} , Δ_u , $\Delta_{u50\%}$, ϵ_u , e $\epsilon_{50\%}$, representando a resistência a compressão média, o encurtamento média última, o encurtamento a 50% da tensão máxima, a deformação média última, e a deformação a 50% da tensão máxima, respectivamente. Os resultados das resistências verificadas, a relação tensão-deformação para alvenaria em compressão, a relação tensão-deformação para a carga última, o efeito da cinta a meia altura da parede, o tipo de assentamento da argamassa, o efeito do grauteamento das paredes e o modo de ruptura são discutidos nas seções seguintes.

Tabela 13

Descrição e resultados dos ensaios das paredes para o Bloco B3

Designação das paredes	f_{pa} (MPa)	$\Delta_{u50\%}$ (mm)	$\epsilon_{u50\%}$ (mm/mm)
Par-B3-O-AT			
Média	11,4	0,49	0,0006
Coeficiente variação	4,45	28,90	27,98
Par-B3-O-AP			
Média	11,8	0,48	0,0006
Coeficiente variação	4,89	17,69	19,16
Par-B3-O-AT-CT			
Média	11,1	0,46	0,0005
Coeficiente variação	3,88	7,93	5,09
Par-B3-G-AT-CT			
Average	19,0	0,49	0,0006
Coefficient of variation	14,03	24,44	19,58

Tabela 14

Descrição e resultados dos ensaios das paredes para Bloco B₂

Designação das paredes	f_{pa} (MPa)	Δ_u (mm/mm)	ϵ_u (mm/mm)
Par-B2-O-AP			
Média	10,7	0,78	0,0008
Coeficiente variação	0,9	15,68	19,60
Par-B2-O-AT-CT			
Média	11,8	0,97	0,0012
Coeficiente variação	3,3	22,22	19,64
Par-B2-G-AT-CT			
Média	19,8	1,20	0,0013
Coeficiente variação	10,7	18,65	16,31

Tabela 15Descrição e resultados dos ensaios das paredes para o Bloco B₁

Designação das paredes	f_{pa} (MPa)	Δ_u (mm/mm)	ϵ_u (mm/mm)
Par-B1-O-AT-CT			
Média	7,8	0,72	0,0008
Coefficiente variação	6,19	23,45	19,60
Par-B1-O-AP			
Média	7,8	0,98	0,0011
Coefficiente variação	8,35	21,75	23,47
Par-B1-G-AT-CT			
Média	11,5	1,06	0,0012
Coefficiente variação	20,22	24,88	27,39

3.5 Grupo 1 – Paredes com blocos de concreto de alta resistência de 30MPa (B₃)

Os resultados dos ensaios do grupo 1 são apresentados na Tabela 13. Para as paredes ocas e com assentamento total de argamassa, a tensão de ruptura média foi de 11,43 MPa. Já para as paredes ocas com assentamento parcial, a tensão de ruptura média foi de 11,82 MPa. Esse resultado era inesperado, pois esperava-se maior resistência para as paredes com assentamento total. A diferença em relação a resistência média das paredes é apenas 3,3%. Aplicando um teste-t nos resultados, chega-se a um p-value igual a 22,5%, indicando que, estatisticamente, as médias são iguais para um nível de significância de 95%. Os encurtamentos médios, $\Delta_{u50\%}$, de todas as paredes do grupo 1, varia em média de 0,46 a 0,49 mm. É evidente que o encurtamento das paredes é indiferente das variáveis consideradas. As deformações médias, $\epsilon_{u50\%}$, são semelhantes, sendo os valores de 0,0006, 0,0006, 0,0005 e 0,0006, respetivamente para as paredes ocas com assentamento total, paredes ocas com assentamento parcial, paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura e para as paredes grauteadas com assentamento total e cinta a meia altura.

A norma brasileira de alvenaria estrutural com blocos de concreto, NBR 15961-2 [23], prescreve que a capacidade máxima de compressão das paredes com assentamento parcial deve ser considerada 20% inferior à das paredes com assentamento total. Os resultados apresentados aqui não corroboram a redução indicada pela norma. A hipótese aqui levantada para explicar essa semelhança refere-se à geometria dos blocos. A configuração da posição e espessura dos septos dos blocos leva à não sobreposição desses quando assentado com defasagem de 20 cm. Portanto, o assentamento total nesse caso pode ter sido ineficiente pela não coincidência dos septos. A tensão de compressão de ruptura média foi de 19,0 e 11,1 MPa para as paredes grauteadas e não grauteadas (com cinta e assentamento total de argamassa), respetivamente, representando um aumento em resistência de aproximadamente 66%.

3.6 Grupo 2 – Paredes com blocos de concreto de alta resistência de 24MPa (B₂)

Os resultados dos ensaios do grupo 2 são apresentados na Tabela 14. Para as paredes ocas com assentamento total e com cinta grauteada a meia altura da parede, a tensão de compressão de ruptura média foi de 11,77 MPa enquanto que para as paredes ocas com assentamento parcial e sem cinta grauteada, a carga de ruptura média foi de 10,69 MPa. Percebe-se um aumento de 10 % na carga de ruptura para as paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura em relação

as paredes ocas com assentamento parcial e sem cinta grauteada a meia altura. O teste-t indica um p-value de 2,7%, mostrando que há diferença entre as médias. A existência de canaleta a meia altura pode ter contribuído para melhor distribuição das cargas na região crítica e contribuído para o aumento de resistência quando o assentamento foi total. Entretanto, esse mesmo resultado não foi encontrado nos ensaios do grupo 3, o que invalida essa hipótese. Os encurtamentos últimos médios, Δ_u , foram respetivamente 0,78, 0,97 e 1,20 mm para as paredes ocas com assentamento total e cinta grauteada a meia altura, para as paredes ocas com assentamento parcial e para as paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura. Percebe-se, portanto, uma variabilidade no encurtamento médio das paredes. As deformações médias, ϵ_u , são 0,0008, 0,0012, e 0,0013 mm/mm, respetivamente para as paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura, para as paredes ocas com assentamento parcial e para as paredes grauteadas com assentamento total e cinta à meia altura.

Quando se compara as paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura, com tensão de compressão máxima de ruptura de 11,77 MPa com as paredes grauteadas com assentamento total e cinta grauteada a meia altura com tensão de compressão máxima de ruptura de 19,79, observa-se que a capacidade de ruptura média das paredes grauteadas é aproximadamente 68% maior do que à das paredes ocas.

3.7 Grupo 3– Paredes com blocos de concreto de alta resistência de 16MPa (B₁)

Os resultados dos ensaios do grupo 3 são apresentados na Tabela 15. A tensão de compressão de ruptura média foi 7,8 MPa para as paredes ocas tanto para o caso de assentamento lateral sem cinta, quanto para o caso de assentamento total com cinta. Portanto, não houve diferença significativa entre o tipo de assentamento e presença de cinta a meia altura. Os encurtamentos últimos médios, Δ_u , foram respetivamente 0,72, 0,98 e 1,06 para as paredes ocas com assentamento total e cinta grauteada a meia altura, para as paredes ocas com assentamento parcial e para as paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura. Como aconteceu com as paredes do grupo 2, percebe-se uma pequena variabilidade no encurtamento médio das paredes. As deformações médias, ϵ_u , foram 0,0008, 0,0011, e 0,0012, respetivamente para as paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura, para as paredes ocas com assentamento parcial e para as paredes grauteadas com assentamento total e cinta a meia altura.

Quando se compara as paredes ocas com assentamento total e cinta a meia altura, com tensão de compressão máxima de ruptura

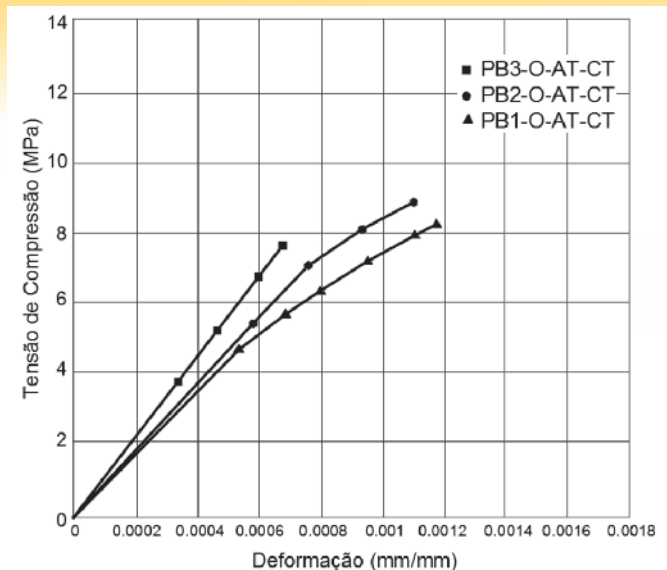


Figura 23
Curvas de tensão x deformação para as paredes PB-O-AT-CT, considerando as três resistências de blocos

de 7,78 MPa, com as paredes grauteadas com assentamento total e cinta grauteada a meia altura, com tensão de compressão máxima de ruptura de 11,53 observa-se que as paredes grauteadas são aproximadamente 48% superior as paredes ocas.

3.8 Relação tensão-deformação

Para avaliar o efeito da cinta a meia altura, do grauteamento e do assentamento parcial ou total na relação tensão-deformação da alvenaria de alta resistência em compressão, foram plotadas as curvas tensão-deformação das amostras para os grupos 1, 2 e 3. As deformações médias últimas para as paredes dos Grupos 2 e 3 foram calculadas utilizando os deslocamentos verticais até a ruptura dentro de uma medição do comprimento calibrado sobre a face das paredes. As deformações ultimas médias para as paredes dos Grupos 2 e 3 e as deformações médias para as paredes do grupo 1 (considerando 50% da carga de ruptura) são apresentadas nas Tabela 13, Tabela 14 e Tabela 15. As deformações médias últimas para as paredes dos Grupos 2 e 3 variou de 0,001 a 0,0015. Para as paredes do Grupo 1, os deslocamentos medios foram medidos até 50% da carga de ruptura prevista e variou de 0,0005 a 0,0006. Relações tensão-deformação para as paredes com as mesmas características de cada grupo estão apresentadas nas Figura 23, Figura 24 e Figura 25. A tensão de compressão para as paredes foi determinada diretamente através da divisão da carga aplicada pela área bruta das paredes. Para as paredes PB3-O-AT-CT, PB3-O-AP e PB3-G-AT-CT foi possível obter a curva tensão-deformação durante o ensaio somente até 50% da carga de ruptura, enquanto para as restantes paredes as curvas foram obtidas até a ruptura das mesmas. Os resultados apresentados na Figura 23, Figura 24 e Figura 25 mostram uma ruptura frágil para todas as paredes ensaiadas.

Paras as paredes ocas assentas com argamassa total e com cinta grauteada a meia altura da parede, a curva tensão-deformação, Figura 23, manteve-se linear aproximadamente até 75% da carga de ruptura. Enquanto que as paredes ocas assentas com argamassa parcial e sem cinta a meia altura, a curva tensão-deformação, Figura 24, manteve-se linear aproximadamente até 70% da carga de ruptura. Já no caso das paredes grauteadas assentas

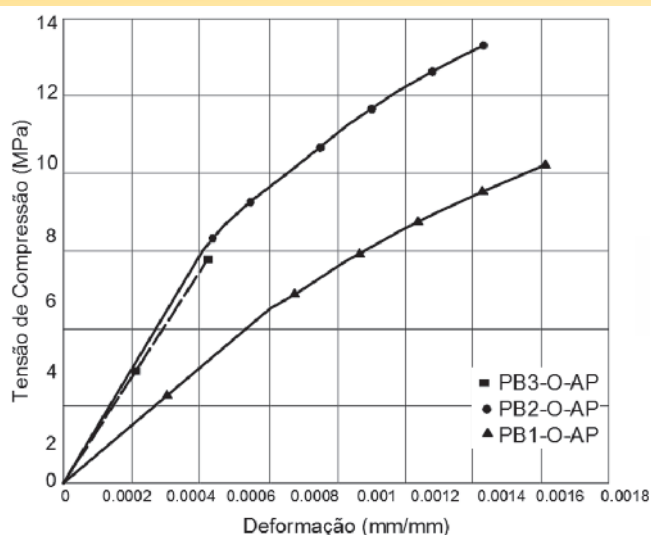


Figura 24
Curvas de tensão x deformação para as paredes PB-O-AP, considerando as três resistências de blocos

com argamassa total e com cinta grauteada a meia altura da parede, a curva tensão-deformação,

Figura 25, manteve-se linear aproximadamente até 60% da carga de ruptura, indicando que a colocação da cinta a meia altura da parede, a forma de assentamento, argamassamento parcial ou total, e o grauteamento das paredes tem um pequeno efeito na forma da curva tensão-deformação para paredes.

A comparação da curva tensão-deformação entre as paredes ocas e grauteadas indica que, no geral, a forma das curva tensão-deformação são similares, enquanto que as paredes grauteadas mostram um comportamento não linear mais pronunciado.

3.9 Modulo de elasticidade da alvenaria

O modulo de elasticidade foi considerando pela reta secante da

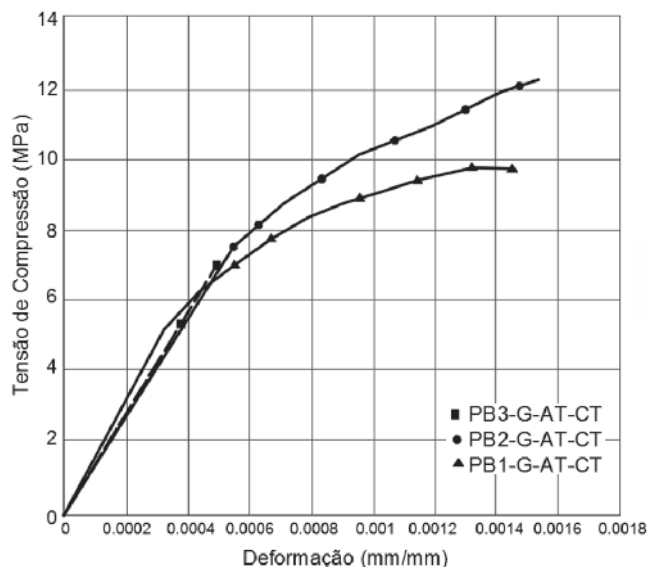


Figura 25
Curvas de tensão x deformação para as paredes PB-G-AT-CT, considerando as três resistências de blocos

curva entre 5 e 30% da tensão de ruptura. O módulo de elasticidade ainda pode ser calculado como uma função da resistência à compressão da alvenaria, e essas estimativas são encontrados em normas de construção para dimensionamento. A NBR 15961-1 [4] prescreve que o módulo de elasticidade da alvenaria com blocos de concreto pode ser estimado como sendo $800 f_{pk}$.

A Tabela 16 mostrar os resultados médios do módulo de elasticidade obtida através dos ensaios de compressão das paredes pela análise da região linear dos gráficos de tensão-deformação.

Em média, os resultados do módulo de elasticidade secante dos ensaios de compressão do grupo 1 variou de 20,2 GPa para as paredes ocas a 24,2 GPa para as paredes grauteadas.

Tabela 16

Resumo dos resultados médios máximos do módulo de elasticidade dos ensaios das paredes

Designação	Grupo 1 Par - B ₃	Group 2 Par - B ₂	Group 3 Par - B ₁
Par-O-AT			
E (média) (MPa)	20631	-	-
EA (800 f _p) (MPa)	13520	-	-
Coefficiente de variação	26,05%	-	-
Par-O-AP			
E (média) (MPa)	20283	19658	14327
EA (800 f _p) (MPa)	13520	10640	8000
Coefficiente de variação	8,31%	8,07%	4,76%
Par-O-AT-CT			
E (média) (MPa)	23438	20473	15781
EA (800 f _p) (MPa)	13520	10640	8000
Coefficiente de variação	13,96%	6,71%	4,68%
Par-G-AT-CT			
E (média) (MPa)	24219	23927	15394
EA (800 f _p) (MPa)	25760	23200	17840
Coefficiente de variação	17,14%	34,17%	-12,97%

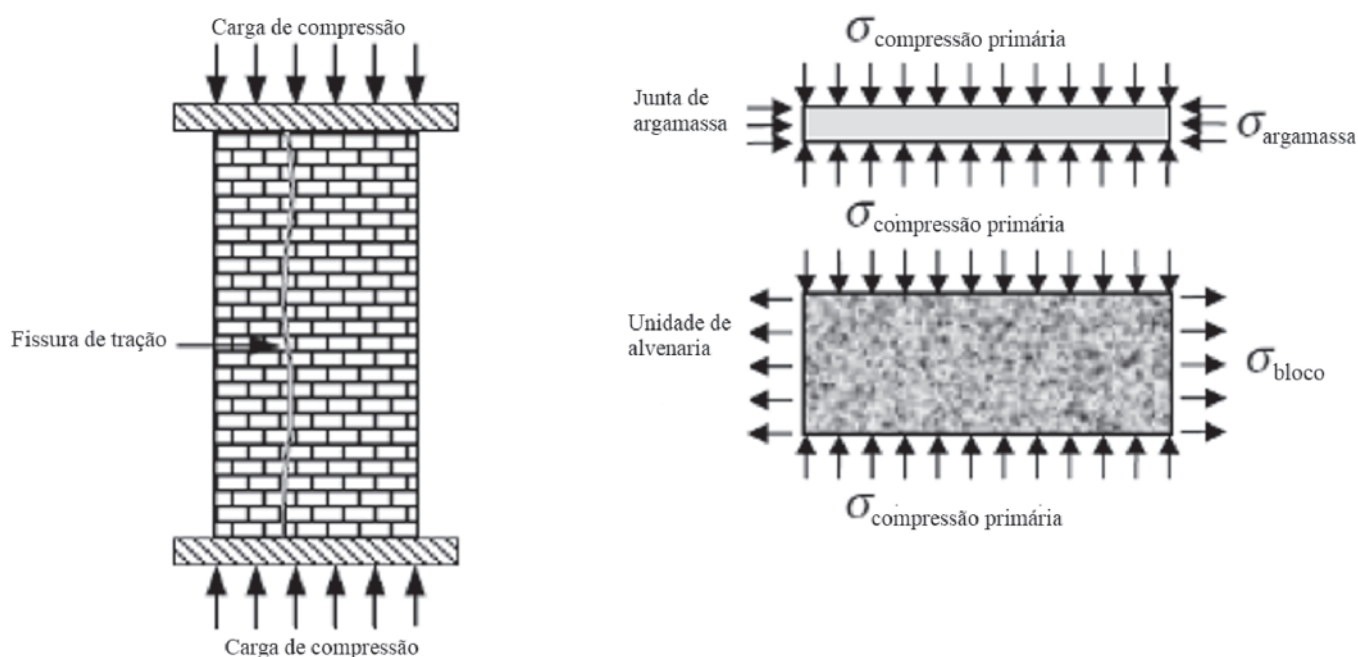


Figura 26

Modo de ruptura da alvenaria (Hendry et al 2004)

Observou-se também que os resultados do módulo de elasticity secante dos ensaios de compressão do grupo 2 variou em média de 19,6 GPa para paredes ocas a 23,9 GPa para as paredes grauteadas. Já para as paredes do grupo 3, em média, os resultados do módulo de elasticity secante dos ensaios de compressão variou de 14,3 GPa para as paredes ocas a 15,4 GPa para as paredes grauteadas.

Utilizando a prescrição da norma ABNT NBR 15961-2 [23], que especifica que o módulo de elasticidade da alvenaria igual a $800 f_{pk}$, limitado a 16 GPa, percebe-se que os valores calculados são muito superiores para todas as paredes ocas, com valores consideravelmente maiores que 16 GPa e com diferenças entre 50% até quase 100%. No caso das paredes grauteadas, os valores calculados são próximos aos estimados com $E = 800 f_p$, com diferenças entre -14% a +6%; ou seja, entre $688 f_p$ a $848 f_p$.

3.10 Modo de ruptura

O modo de ruptura de alvenaria em compressão é geralmente causado por uma fissura de tração que se propaga através dos blocos e da argamassa na direção da força aplicada, como mostrado na Figura 26. Esta fissura é causada por tensões de tração secundárias resultantes da deformação de confinamento da argamassa nas juntas da alvenaria (Hendry et al.[2]). As tensões de tração que induzem a fissura são desenvolvidas nas interfaces argamassa-blocos e são devido à deformação restrita da argamassa. Na maioria dos casos, a resistência da alvenaria é consideravelmente menor do que a resistência dos blocos, essa, contudo, é consideravelmente mais elevada do que a da argamassa. A melhoria aparente na resistência da argamassa é devido ao

estado biaxial ou triaxial de tensões impostas sobre a argamassa quando atua em conjunto com os blocos.

O modo de ruptura observado nos ensaios foi de compressão típica iniciada por fissuras verticais através das faces longitudinais e transversais das paredes como mostrado nas Figura 27 à Figura 31. As fissuras verticais iniciaram-se por fissuração de tração, com alguma evidência de esmagamento da alvenaria, como mostra a Figura 29. Observou-se, conforme mostra a Figura 30, que em alguns casos o desenvolvimento das fissuras acontece bem no centro das paredes e em as vezes um pouco afastado do centro. Para as paredes grauteadas com cinta grauteada, o modo de ruptura caracterizou-se por fissuras de separação verticais nas paredes transversais dos blocos, conforme mostra a Figura 31. Para as paredes do grupo 1 e 2, a primeira fissura surgiu aproximadamente quando a carga era 60 % da carga de ruptura, enquanto que para as paredes do grupo 3, o aparecimento das primeiras fissuras aconteceu quando a carga era aproximadamente 75% da carga de ruptura. As paredes grauteadas, com cinta à meia altura, apresentaram uma forma de ruptura atípica daquele observada para paredes de alvenaria sem cinta, conforme mostra a Figura 31. A carga de ruptura, entretanto, foi semelhante à de paredes sem cinta.

3.11 Relação de resistência de parede/prismas/bloco

A normalização brasileira admite que a resistência da parede, f_k , seja igual a 70% da resistência do prisma, f_{pk} . Paredes em escala real normalmente tem resistência inferior à do prisma e a do prisma inferior à do bloco devido à esbelteza e possibilidade de



Figura 27
Modo de ruptura das paredes ocas com cinta grauteada

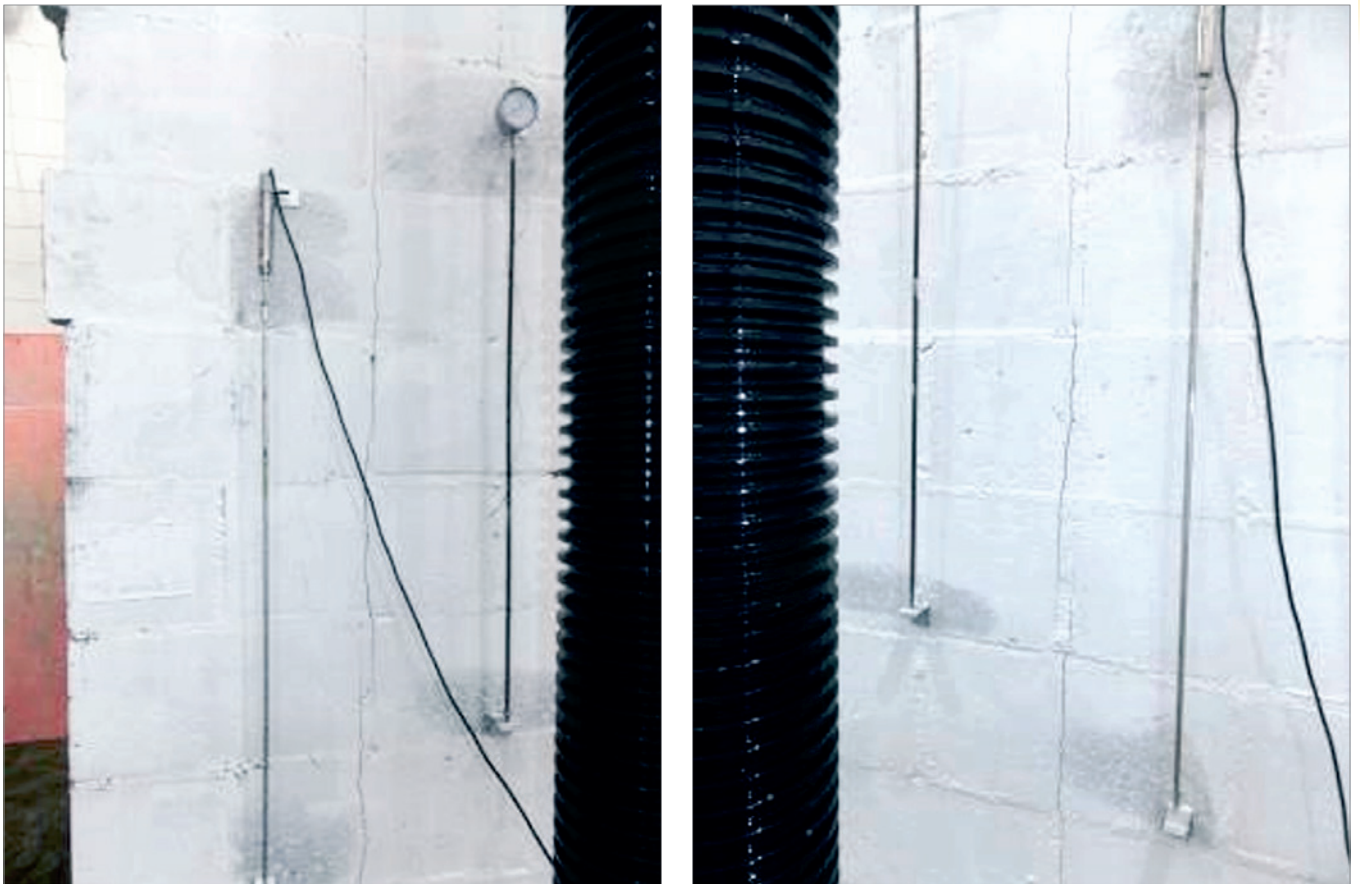


Figura 28
Ilustração da ruptura das paredes ocas



Figura 29
Ilustração da ruptura com fissuração vertical e esmagamento da alvenaria



Figura 30
Ilustração da fissuração vertical das paredes Grupo 1 e 2



Figura 31
Modo de ruptura das paredes grauteadas

Tabela 17

Resumo das resistências e eficiências dos materiais e elementos ensaiados

f_b (MPa)	f_p (MPa)		Parede	Parede oca		Parede grauteada		Oco/ grauteada
	Oco	Grauteado		f (MPa)	f/ f_p	f (MPa)	f/ f_p	
18,7	10	22,3	B1-O/G-AT-CT	7,8	0,8	11,53	0,5	1,5
			B1-O-AP	7,8	0,8	-	-	-
27,3	13,3	29	B2-O/G-AT-CT	10,7	0,8	19,79	0,7	1,9
			B2-O-AP	11,8	0,9	-	-	-
34,5	16,9	32,2	B3-O/G-AT-CT	11,4	0,7	18,98	0,6	1,7
			B3-O-AT	11,8	0,7	-	-	-
			B3-G-AP	11,1	0,7	-	-	-

distribuição não uniforme do carregamento. Fortes [21] observou, em seus ensaios com diversas resistências de blocos, uma diminuição da resistência do prisma a medida que a resistência do bloco aumenta e calculou valores de eficiência de 0,8 a 0,5 para blocos de 6,0 MPa a 34,0 MPa. A Tabela 17 apresenta um resumo da resistência a compressão dos blocos, argamassa, dos prismas ocios e grauteados e das paredes. Também são apresentadas as eficiências, aqui definida como a razão entre a resistência a compressão das paredes e a resistência à compressão dos prismas. Para as paredes do grupo 1, a razão entre a resistência à compressão das paredes ocios com assentamento total e a resistência à compressão dos prismas ocios (com assentamento total) é de 0,7. Quando se inclui uma cinta grauteada a meia altura da parede ou quando se realiza um assentamento parcial, a razão entre a resistência à compressão das paredes ocios e a resistência à compressão dos prismas ocios permanece igual a 0,7. A razão entre a resistência à compressão média das paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura da parede e a resistência à compressão dos prismas grauteados é de 0,6.

Para as paredes do grupo 2, a razão entre a resistência à compressão das paredes ocios com assentamento total e cinta a meia altura e os prismas ocios é de 0,9, enquanto que para as paredes ocios com assentamento parcial e sem cinta essa razão é de 0,8. Para as paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura e os prismas grauteados, calculou-se uma relação de resistência à compressão de 0,7.

Para as paredes do grupo 3, a razão entre a resistência à compressão das paredes ocios com assentamento parcial e a resistência à compressão dos prismas ocios é de 0,8. Calculou-se a mesma razão para as paredes ocios com assentamento total e cinta grauteada a meia altura da parede. A razão entre a resistência à compressão das paredes grauteadas com cinta grauteada a meia altura da parede e a resistência à compressão dos prismas grauteados é apenas 0,5.

Desta forma, os resultados indicam que é seguro utilizar a convencional relação parede/prisma igual a 0,7 para paredes não grauteadas, mesmo para os blocos de alta resistência. Para o caso de paredes grauteadas, registra-se a recomendação de considerar o aumento máximo de 50% em relação à parede não grauteada. Foi aplicado o teste Anova – Análise de Variância entre os resultados para as paredes construídas com o mesmo bloco – B₃. O

teste teve como objetivo verificar se existe diferença significativa na resistência a compressão para:

- Paredes ocios construídas com blocos de concreto, assentos com argamassamento total, e cinta grauteada a meia altura da parede: PB3-O-AT-CT;
- Paredes ocios construídas com blocos de concreto, assentos com argamassamento total, e sem cinta grauteada a meia altura da parede: PB3-O-AT;
- Paredes ocios construídas com blocos de concreto, assentos com argamassamento parcial, e sem cinta grauteada a meia altura da parede: PB3-O-AP.

Três amostras foram utilizadas no teste de resistência à compressão axial para cada tipo de ensaio das paredes. Com base nos resultados do teste ANOVA, variando o tipo de assentamento e a colocação ou não da cinta grauteada a meia altura da parede verificou-se que $F_0 = 2.34 < F_{\alpha, u1, u2} = 5.14$. Portanto não existe diferença significativa entre as paredes PB3-O-AT-CT; PB3-O-AT e PB3-O-AP.

Para as paredes construídas com blocos B₂ e B₁, foi aplicado o teste t para determinar se há um nível de significância de 5%, se a colocação de uma cinta grauteada a meia altura da parede ou o tipo de assentamento altera ou não a resistência média à compressão das paredes. A comparação foi realizada entre as:

- Paredes ocios construídas com blocos de concreto B1, assentos com argamassamento total, e sem cinta grauteada a meia altura da parede: PB1-O-AT-CT; e as;
- Paredes ocios construídas com blocos de concreto B1, assentos com argamassamento parcial, e sem cinta grauteada a meia altura da parede: PB1-O-AP.

Três exemplares foram utilizados no teste de resistência à compressão axial para cada tipo de paredes. Com base nos resultados do teste t, variando o tipo de assentamento e a colocação da cinta grauteada a meia altura da parede verificou-se que $t_{4;5\%} = 2,132 > t = 0,049$. Portanto não existe diferença significativa entre as resistências a compressão média entre as paredes PB1-O-AT-CT e PB1-O-AP.

A mesma análise, teste t, foi realizada para as paredes construídas com blocos B2. Com base nos resultados do teste t, variando o tipo de assentamento e a colocação da cinta grauteada a meia altura da parede verificou-se que $t_{4;5\%} = 2,132 < t = 6,67$. Portanto existe diferença significativa na resistência a compressão média entre as paredes PB2-O-AT-CT e PB2-O-AP.

4. Conclusões

Foi apresentado um programa experimental abrangente com o objetivo de avaliar o comportamento à compressão de alvenaria com bloco de concreto de alta resistência, em paredes não-grauteadas e grauteadas. Blocos de resistência nominais de 16, 24 e 30 MPa foram utilizados. O graute foi produzido com aditivo compensador de retração. A resistência a compressão das paredes foi avaliada considerando a resistência à compressão dos blocos, o tipo de assentamento da argamassa, e o uso ou não de uma cinta grauteada a meia altura da parede.

As principais conclusões da pesquisa apresentada aqui são:

- Não houve diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média para as paredes ocas com assentamento de argamassa parcial ou total;
- Não houve diferença estatisticamente significativa entre a resistência à compressão média para as paredes ocas, com argamassa total e com argamassa parcial, com e sem cinta grauteada;
- Todas as paredes ocas apresentaram relação parede/prisma superior a 0,7;
- Todas as paredes grauteadas apresentaram aumento de resistência à compressão de pelo menos 50% em relação às paredes ocas;
- Os gráficos tensão-deformação mostram ruptura frágil de todas as paredes com deformação de ruptura entre 0,10 e 0,15% (compressão simples);
- Os resultados dos módulos de elasticidade foram sempre maiores que $800 f_p$ para paredes ocas e entre 688 e $848 f_p$ para paredes grauteadas. Vários resultados foram superiores ao limite de 16 GPa indicado na ABNT NBR 15961-1.

A partir dessas observações, pode-se sugerir, para alvenaria com blocos de resistência maior que 16 MPa o seguinte:

- O valor da relação parede-prisma igual a 0,7 pode ser adotado para blocos de concreto de alta resistência para paredes não grauteadas;
- Para paredes totalmente grauteadas, pode se usar um aumento máximo de 50% no valor da relação parede-prisma em relação ao valor para paredes não grauteada;
- Considerando a geometria do bloco utilizado, o uso de assentamento de argamassa em toda face do bloco não é eficiente, desta forma a recomendação é de considerar argamassa apenas na lateral, tanto no cálculo quanto na execução. Ressalva-se que outras eventuais geometrias de blocos, com perfeita sobreposição dos septos, podem trazer resultados diferentes do aqui relatado;
- O uso de cinta à meia altura para paredes não leva a diminuição da resistência a compressão;
- O valor do módulo de elasticidade indicado na normalização brasileira igual a $800 f_{pk}$ pode ser aferido para paredes não grauteadas, porém um valor menor foi verificado nos ensaios de paredes grauteadas. Entende-se que esse ponto deve ser melhor estudado em trabalhos futuros. Por precaução, recomenda-se adotar o valor de $E = 600$ a $650 f_{pk}$ para alvenaria com blocos de concreto de alta resistência (maior que 16 MPa);
- Em contrapartida, o valor limite para $E = 16$ GPa, não foi verificado nos ensaios aqui apresentados, sendo assim sugerido eliminar esse limite da normalização brasileira.

5. Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio da Fundação de Apoio a Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), através dos processos 2012/22454-0 e 2015/02362-2, da CESP – Companhia Energética do Estado de São Paulo e do Grupo Chimica Edile.

6. Referências bibliográficas

- [1] Parsekian. G. A. Hamid. A. A. and Drysdale. R. G. Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural. EdUFSCar. São Carlos. S.P. Brazil. 2012.
- [2] Hendry. A. W.; Sinha B. P.; Davies S. R. Design of Masonry Structures. Department of Civil Engineering. University of Edinburgh. UK. E & FN SPON. 3ª ed. London. 2004.
- [3] Curtin. W. G. Shaw. G. and Beck. J. K. Design of Reinforced and Prestressed Masonry. Thomas Telford. London. Ed. 1988.
- [4] ABNT-NBR 15961-1: Alvenaria estrutural — Blocos de concreto — Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro. 2011.
- [5] ABNT-NBR 8949: Paredes de alvenaria estrutural – Ensaio à compressão simples. Rio de Janeiro. 1985.
- [6] ABNT-NBR 12118: Blocos Vasados de Concreto Simples para Alvenaria – Métodos de ensaio – NBR 12118. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brazil. 2011.
- [7] ABNT-NBR 5738: Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos – método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brasil. 2003.
- [8] ABNT-NBR 7211: Agregados para concreto - Especificação. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brasil. 2009.
- [9] ABNT-NBR 13279: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência a tração na flexão e a compressão. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brasil. 2005.
- [10] Eurocode 6. 1996-1-1: Rules for reinforced and unreinforced masonry. 1996.
- [11] McNary. W. S. and Abrams. D. P. (1985). Mechanics of masonry in compression. Journal of Structural Engineering. 111(4). 857-870. DOI:10.1061/(ASCE)0733-445(1985)111:4(857)
- [12] Atkinson. R. H.; Noland. J. L.; Abrams. D.P. and McNary S. A deformation failure theory for stack-bond brick masonry prisms in compression. Proc. 3rd NAMC. Arlington. Texas 1985.
- [13] Drysdale. R.G. Hamid. A.A. and Baker. L.R. Masonry structures: behavior and design. Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs. N.J. 1994
- [14] Cavalheiro. O. P.; Gomes. N. S. Alvenaria estrutural de blocos vazados: resultados de ensaios de elementos e redutores de Strength à compressão. In: XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. 2002. Brasília. DF. Anais da XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. 2002.
- [15] Aly. V. L. C. Determinação da capacidade resistente do elemento parede de alvenaria armada de blocos de concreto submetido a esforços de compressão. São Paulo. 1991.103p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.

- [16] Medeiros. J. S. Alvenaria estrutural não armada de blocos de concreto: produção de componentes e parâmetros de projeto. São Paulo. 1993. 2v. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica. Universidade de São Paulo.
- [17] Mendes. J. R. K. Resistência a compressão de alvenaria de blocos cerâmicos estruturais. Florianópolis. 1998. 185p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina.
- [18] Mohamad. G. Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto. Florianópolis. 1998. 117p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina.
- [19] Romagna. R. H. Resistência a compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados. MS thesis. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. S.C. Brazil. 2000.
- [20] Maurício. R. M., Estudo teórico e experimental das ligações diretas contra-fiadas entre paredes de blocos de concreto em escala real e reduzida 1:4. Dissertação (mestrado). Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. UNESP. 2005.
- [21] Fortes. E. S., Influência do Capeamento e Caracterização da Resistência a Compressão de Alvenaria Estrutural de Blocos de concreto. Dissertation (MS) - Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2012.
- [22] ABNT–NBR 6136: Blocos Ocos de Concreto Simples para Alvenaria – Requisitos. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brasil. 2007.
- [23] ABNT NBR 15961-2: Alvenaria estrutural — Blocos de concreto — Parte 2: Execução e controle de obras. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brasil. 2011.
- [24] ABNT–NBR 5739: Ensaio à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. R.J. Brasil. 2007.
- [25] Silva. A. F. Avaliação da Strength à compressão da alvenaria estrutural. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Universidade Estadual Paulista. Ilha Solteira. 2007.

7. Notação

- f_b, f_{bk} = resistência média e característica à compressão do bloco (MPa);
- f_p, f_{pk} = resistência média e característica à compressão do prisma (MPa);
- f_{bm} = resistência característica à compressão do bloco (MPa);
- f_k = resistência característica à compressão da alvenaria (MPa);
- f_{ppk} = resistência característica à compressão da pequena parede (MPa);
- f_m = resistência média à compressão da argamassa (MPa).

Evaluation of coal fly ash in cementitious matrices

Avaliação de cinza volante de carvão mineral em matrizes cimentícias

D. ALTHEMAN ^a
dener.altheman@gmail.com

G. C. FERREIRA ^b
gisleiva@ft.unicamp.br

M. MONTINI ^c
marmontini@outlook.com

J. B. GALLO ^c
jorge.b.gallo@alcoa.com.br

A. I. B. C. ROCHA ^b
angela_brionnes@hotmail.com

Abstract

The addition of ash, initially classified as waste in cement matrices, is essential to achieve the requirements of National Policy of Solid Waste. However, technologies that enable such applications should be sought, especially when the material has adequate pozzolanic activity. The aim of this study was to verify the pozzolanic activity of fly ash from coal burning, from the aluminum manufacturing process, such as mineral admixture in mortars and conventional concrete. For that, physicochemical characterization of the ash sample and the mechanical behavior of mix dosage of mortar and commercially used concrete tests were carried out. Results showed the ash in evaluation has pozzolanicity as relevant standards employed and when inserted in the studied cementitious matrices, showed the expected performance for this type of addition (higher mechanical strength at older ages).

Keywords: fly ash, concrete, mortar, waste, aluminum.

Resumo

A adição de cinzas em matrizes cimentícias é essencial para se alcançar os requisitos da Política Nacional dos Resíduos Sólidos. Entretanto, deve-se buscar tecnologias que viabilizem tais aplicações, principalmente quando o material apresenta adequada atividade pozolânica. O objetivo deste trabalho foi verificar a atividade pozolânica da cinza volante proveniente da queima de carvão mineral, proveniente do processo de fabricação de alumínio, como adição mineral em argamassas e concretos convencionais. Para isso foram realizados ensaios de caracterização físico-química da amostra de cinza e do comportamento mecânico de traços de argamassas e concretos comercialmente empregados. Os resultados demonstraram que a cinza em questão possui atividade pozolânica conforme normas ABNT empregadas e quando inserida nas matrizes cimentícias estudadas, apresentaram o desempenho esperado para este tipo de adição (maior resistência mecânica em idades mais avançadas).

Palavras-chave: cinza volante, concreto, argamassa, resíduo, alumínio.

^a Faculdade de Engenharia, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Metodista de Piracicaba, Santa Bárbara do Oeste, SP, Brasil;

^b Faculdade de Tecnologia, University of Campinas, Limeira, SP, Brazil;

^c Research, Development and Innovation Area of ALCOA, Poços de Caldas, MG, Brasil.

1. Introduction

Increasing mechanical efficiency and lifetime of concretes and mortars without increasing their environmental impact is an incessant search for construction materials researchers. And, under this perspective, the use of pozzolanic activity waste has been a great tool in this segment, considering the potential for substitution of clinker [1] [2]. However, the wastes available with characteristics by pozzolans requires physicochemical processes to achieve this characteristic, according to describe of the current standards, which demand high energy consumption [3].

Generally, the fly ash is already commercially used as mineral admixture in cementitious matrices due to high proportions of oxides in their chemical compositions [4]. However, there are types of ashes that have not yet been fully studied, for example, the ones from fly ash mineral coal burning (FAMC), from the manufacture of aluminum.

According to the standards ABNT NBR 12653:2014 [5] and ASTM C618:2012 [6], the pozzolanic material is defined as siliceous or silico-aluminous that has little binder activity. However, when finely ground and exposed to water and calcium hydroxide, they chemically react with the calcium hydroxide and made binding compounds. Thus, the direct addition of pozzolans to the concrete or mortar, besides reducing the consumption of cement, can raise the mechanical performance, give greater efficiency of cement Portland and to provide greater durability [7]. Furthermore, the FAMC can be used to production of concretes with greater durability because when the pozzolanic materials react with the hydroxides, present in cementitious matrices, they can prevent alkali-aggregate reaction [8]. This is because the FAMC are easily soluble and reactive with aggregates that have high silica content.

PACHECO et al [9] describe that cementitious matrices with fly ash provide slower hydration chemical reactions, but, this addition is indicated to reduce clinker consumption, with the replacements in the cement between 40% and 50%.

The use of fly ash combined with new production technologies can contributes to reducing CO₂ emissions, the main environmental liability of the cement industry. In this scenario, Brazil has been a place of prominence on the use of fly ash in Portland cement production, mainly in the South of the country, where there is higher production of this waste due the high consumption of coal for thermal power plants installed there.

In this context, there is need researches about other types of ash, for example, the one from the use of coal in the bauxite processing for primary aluminum production (FAMC). Current data report that every 100 t of coal used in boilers, 10 t of ashes are generated, where 90% is fly ash and 10% is known as heavy ash, which is deposited on the boiler bed [10]. In Brazil, use of energy coal is approximately 8 million tons per year [11].

Bauxite processing uses boilers of type “dry combustion with artificial draught” in steam generation for the BAYER process [10]. According to RAMOS [12], the operation of this boiler (reactor) has basically four stages. The first stage is the ignition and the second is the addition of inert material (sand) that guarantees the fluidization and recirculation of materials. The third is the addition of fuel – “coal,” and the fourth is the addition of a limestone mixture to minimize fumes. Therefore, the fly ashes generated in this process are very different from those generated by electrothermal boilers.

Therefore, there is need to evaluate the potential of this waste added in concretes and mortars. Standard ABNT NBR 12653:2014 [13], which sets out the requirements to identify the pozzolanic activity of mineral waste, classifies the pozzolans into three groups:

- class N: volcanic origin and artificial from industrial by-products;
- class C: finely ground fly ash from thermoelectric power plants;
- class E: other pozzolans (fly ash, ash from plant waste).

It should be noted that the international standard ASTM C618:2012 [6] specifies the same limits of chemical compounds of the Brazilian standard [Table 1].

The high volume of waste in question and the potential pozzolanic activity, proven by several researchers in similar waste [8, 9, 10, 12, 14,15], indicate the appropriateness of using the coal fly ash burning in cementitious matrices. Menéndez et al. [14] evaluated the mechanical behavior of heavy ash and fly ash, from the production of aluminum, in replacement of cement in mortars in 10%, 25% and 35% contents. The results indicated 20% content of fly ash as ideal, considering the compressive strength of specimen standards (without fly ash).

Other authors evaluated concretes with replacement of cement for fly ash in 20%, 30% and 40% contents. The results obtained by these authors reached 91%, 82% and 67% of the strength of the standard ratio, respectively to contents indicated, considering 28 days of cure. To 112 days, the concretes with additions reached strength 87% higher than standard concrete, showing that the growth rate of concretes with high content of fly ash is late the higher is the addition rate [16]. This study highlights the need to

Table 1

Chemical compounds that must be present in materials with pozzolanic activity according to current standards

Compound (%)	ABNT NBR 12653:2014	ASTM C 618:2012
SiO ₂ + Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃	≥ 70.0	≥ 70.0
SO ₃	≤ 5.0	≤ 5.0
Moisture content	≤ 3.0	≤ 3.0
Loss on ignition	≤ 10.0	≤ 10.0
Alkalis available in Na ₂ O	≤ 1.5	≤ 1.5
Material retained on 45-µm sieve	≤ 20%	≤ 34%

Table 2

Traces of the concretes produced and related materials

Materials	Executed traces for slump of 130 mm (values in kg/m ³)				
	Reference	FAMC			Metakaolin
		5%	10%	20%	10%
Cement CP V ARI RS	300	300	300	300	300
Addition	0	15	30	60	30
Aeolian sand (M F: 1.40)	819	804	789	759	789
Gravel basalt (# 19 mm)	1130	1130	1130	1130	1130
Admixture (lignosulfonate-based)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
Water/binders ratio	0.617	0.587	0.597	0.564	0.606

evaluate the pozzolanic material inserted to the cementitious system that will be applied, in addition to the tests that verify the pozzolanic potential.

There are properties, intrinsic to the mortars and concretes, that impact on the development of pozzolanic reactions and resulting mechanical performance, among them, the granular structure and the gaps caused by the incorporation of air due to the combination of chemical additives. In this context, this study evaluated the behavior of a sample of fly ash of the mineral coal from aluminum production (FAMC) incorporated to the central dosed concrete and industrialized mortars.

2. Materials and experimental program

2.1 Pozzolanic activity of fly ash of mineral coal from aluminum production

The Pozzolanic activity of FAMC sample was determined according to NBR 12653:1992 [5], in the presence of cement and lime, standard used when this study was initiated. Workability of the mortar was determined according to parameters defined by the Flow Table method [17], considering a 225 ±5 mm spreading, whose water/binders ratio varied according to the FAMC content.

The material under analysis in this study was obtained in the capture of filters subsequent to the boilers where coal is burned. The collected material was tested "*in natura*", without any processing for its employment.

To analyze the efficiency of the fly ash of the mineral coal burning (FAMC) applied in concretes and mortars, traces occurred with reference to the proportions applied by DAMINELLI et al. [18], which determined the indicator of technical performance of binders by m³ of concrete.

2.2 Concrete

For concrete recipes with incorporation of FAMC, a cement consumption of 300 kg/m³ was used and replacement contents of 5%, 10% and 20% [14, 16]. All recipes had the addition of 10% of Metakaolin HP (Metakaolin from Brazil) and the water/cement ratio varied according to the content of FAMC and slump set at 130±20 mm, following standard ABNT [19] and survey data about the characteristics of concretes produced by central batchers in the region of Campinas, São Paulo (Table 2). Two specimens of 100 x 200 mm were molded for evaluation of the axial compressive strength in each age, taking the higher value of the pair as indicated by ABNT NBR 12655 [20].

Table 3

Trace of structural laying mortars produced

Materials	Traces of the laying mortar (kg/tonne)			
	Reference	FAMC	FAMC 10%	FAMC 20%
Cement CP V ARI RS	155	155	155	155
Ash addition	0	8	16	31
Cal CH III	37	37	37	37
Phyllite	37	37	37	37
Fine sand	431	423	415	400
Medium sand	340	340	340	340
Water retainer 15,000 m.Pa.s	0.090	0.090	0.090	0.090
Water (% of mixture mass)	15%	15%	15%	15%
Water/binders ratio	0.968	0.922	0.880	0.806

Table 4

Traces of the lining mortars produced

Materials	Traces of the lining mortars (kg/tonne)			
	Reference	FAMC	FAMC 10%	FAMC 20%
Cement CP V ARI RS	125	125	125	125
Ash Addition	0	6	13	25
Cal CH III	44	44	44	44
Phyllite	60	60	60	60
Fine Sand	771	765	758	746
Air-entraining agent	0.030	0.030	0.030	0.030
Water retainer (15,000 m.Pa.s)	0.027	0.027	0.027	0.027
Water (% of mixture mass)	15	15	15	15
Water/binders ratio	1.200	1.143	1.091	1.000

2.3 Mortar

For FAMC additions in mortars, two types were produced: for laying of structural masonry and for lining (Tables 3 and 4). The quantity of recipes was considered in relation to the ton (t), measure unit adopted for the industrialized dry mortars. Properties in the fresh and dried state mortars were determined according to ABNT NBR 13281:2005 [21]. Contents of FAMC additions followed the premises indicated for the production of concrete for the pair evaluation of its performance. Three specimens of 40 x 40 x 160 mm were molded for each test age, according to ABNT NBR 13279 [22].

3. Results and discussions

3.1 Characterization of pozzolanic activity of the ash

The results obtained for the sample of FAMC [Table 5] confirm its Pozzolanic activity according to current standards [Table 1] and the version of the standard by which the test was performed [5]. Such rules prescribe that the sum of oxides must be $\geq 75\%$, which was achieved for the waste studied (73%), for the material retained on the 45 μm sieve.

Table 5

Physicochemical properties of the ash (ABNT NBR 12653)

SiO ₂	52.8%	72.4%
Al ₂ O ₃	15.6%	
Fe ₂ O ₃	4.0%	
Waste on 45 μm sieve		9.4%
Specific mass (g/cm ³)		2.46
Specific area (cm ² /g)		8.630
Loss on ignition		13.7%

Only the loss to ignition (13.7%) was higher than the limit imposed by the standards (10%). The values are also consistent with fly ash commercially used and by other researchers [23], showing that the temperatures employed in BAYER type ovens can impact on this property. When relating the results according to the NBR 12653:1992 [5], which was considered during the tests of this study (Tables 6 and 7), were attended the requirements respecting the minimum of

Table 6

Results of the pozzolanic activity test with cement – ABNT NBR 5752:1992

Samples	Compressive strength (MPa)	Index of pozzolanicity	Water content required
100% Cement CP II F 32 (A)	28.2	–	–
65% CP II F + 35% Fly Ash (B)	24.8	87.9%	108.4%

Table 7

Results of the pozzolanic activity test with lime – ABNT NBR 5751/92

Test specimen 1	Test specimen 2	Test specimen 3	Mean	Maximum relative deviation
7.2	7.1	7.3	7.2	1.4%

* Values in MPa

Table 8
Results obtained with the concretes produced

Addition (kg/m ³)	Relation water/ binder effective	Cement (kg/m ³)	Addition (kg/m ³)	Water (L/m ³)	Slump mm	Axial compressive strength (MPa)*			
						3 days	7 days	28 days	ECM**
-	0.617	300	0	185	130	31.2	37.3	44.5	6.7
Ash (15.0)	0.587	300	15	185	130	33.1	38.3	46.1	6.8
Ash (30.0)	0.597	300	30	197	130	32.5	37.9	46.4	7.1
Ash (60.0)	0.564	300	60	203	130	31.7	37.7	47.2	7.6
Metakaolin (30.0)	0.606	300	30	200	130	32.5	40.1	45.5	7.3

* test according to ABNT NBR 5739. Indicating greater value of the pair molded to every age according to ABNT NBR 12655;
** ECM: Efficiency of Cementitious Material, corresponds to [binders/fc28] according to [18].

75% in cement tests (replacement) and 6.0 MPa for compressive strength with lime. The results are also similar to those obtained in the literature consulted [24, 25].

MEDEIROS et al. [24] studied the reactivity of some materials according to the reaction and interaction with calcium hydroxide by X-ray test. These authors commented that the indirect method to assess the strength developed in mortar with lime has influenced the composition of the matrix. Since the morphology and granulometry of materials can affect the workability required, being necessary to vary the water content of the composition. Still, the contrast of the test with the lime makes similar performance in the reactivity analysis with Portland cement. When obtaining 87.9% pozzolanic activity on replacement of 35% of cement mass, the material FAMC fits as pozzolanic material, but does not have high reactivity in face of other artificial pozzolans marketed [24] [25].

3.2 Results obtained with the concretes

With the addition of FAMC to concrete, there was varying the content of water to maintain the slump, it was possible to identify the water consumption because the increase in the fine content [Table 8]. Considered the reduce water consumption, the Metakaolin (reference material) showed the highest mechanical strength, compared with the fly ash [Figure 1]. Thus, there is a linear correlation between the strength and the factor water/binders, which demonstrate an efficiency of the FAMC sample up to the content of 10%. The higher strength of the Metakaolin in the early ages is expected, since its higher fineness in relation to the FAMC. In addition, the higher content of aluminates justify this performance because are responsible by increase of the strength in the early ages [24] [25].

To quantify the efficiency of the FAMC sample in question, the method identified as ECM (Efficiency of the Cementitious

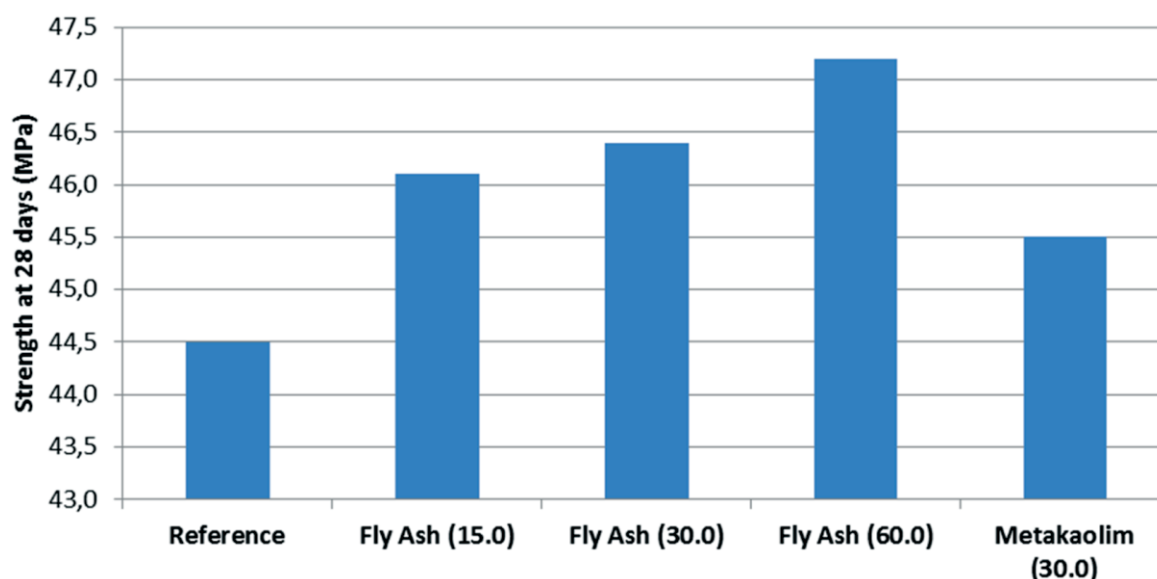


Figure 1
Results of concretes strength at 28 days according to the type and content of addition in kg/m³

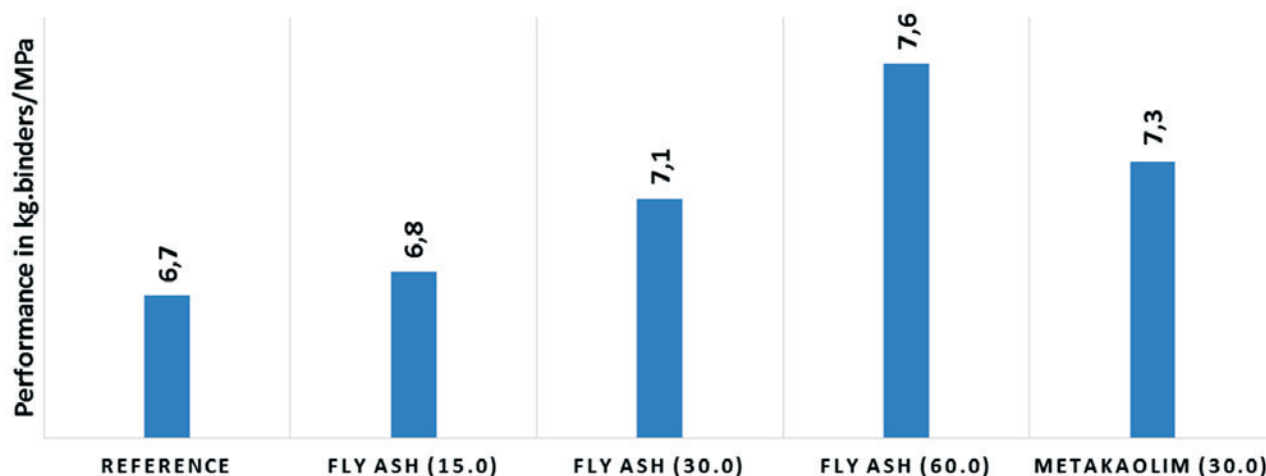


Figure 2

Results of Efficiency of the Cementitious Material (ECM) according to the levels of addition in kg/m³

Material) was applied, which is the ratio of the binders (cement + mineral admixture) by the strength obtained at 28 days old (Figure 2), by DAMINELLI et al. [18]. These authors demonstrated there is total viability in the industrial production of concrete with ECM of the 3.0 and 4.0 kg/MPa. Other researchers [26] identified that the concretes produced with commercial cements presents performance, in relation to the binder consumption/strength, in the range of 7 to 9 kg/MPa. These values are close to those obtained in this study (6.7 to 7.6 kg cementitious materials/MPa).

The analysis of results shows that the incorporation of FAMC increased compressive strength at 6.0% to the content of 20%. However, under the ECM indicator analysis, the increase in strength is smaller than for the contents below 20%. When using this type of mineral admixture, changes may occur in the microstructure of concrete and, consequently, compromise its durability [25]. This can occur due to reduction of the slump index with increase of fine material, because there is greater exposure area and rheological interaction, one of the points that

must receive attention when adopting these materials in the production of concretes.

Therefore, in addition to considering the classification of the Pozzolanic Activity Index (PAI), from the regulations in force, there is a need to assess the performance of the waste at the end of application systems (mortars and concretes). If on the one hand the reference material (Metakaolin) presents greater PAI than the FAMC sample [25], on the other hand the two types of mineral admixtures feature the same performance when considering the ECM index.

3.3 Results obtained with the mortars

The results of mortars, developed for the different applications and therefore having different matrices and granulometric structures are presented in Table 9. The behavior of fresh mortars was similar for over all mineral addition types, considered NBR 13281:2005 [19]. This it shows almost identical recipes with FAMC and metakaolin. Although, studies show negative impact

Table 9

Results obtained with the mortars produced

	Addition of ash	Flow-table (mm)	Density (g/cm ³)	Water retention (%)	Compressive strength		Tensile flexural strength	
					7 days	28 days	7 days	28 days
Lining mortar	0%	249	1640	88	3.8	5.0	1.1	1.4
	5%	254	1650	90	4.3	5.2	1.1	1.5
	10%	261	1660	86	4.0	5.4	1.3	1.6
	20%	2156	1590	87	4.4	6.0	1.4	1.6
Laying mortar	0%	258	2020	90	13.1	14.6	2.7	3.3
	5%	256	2080	88	15.4	17.0	2.9	3.3
	10%	251	2085	90	14.7	17.6	2.8	4.1
	20%	262	2090	91	14.5	17.6	3.0	3.7

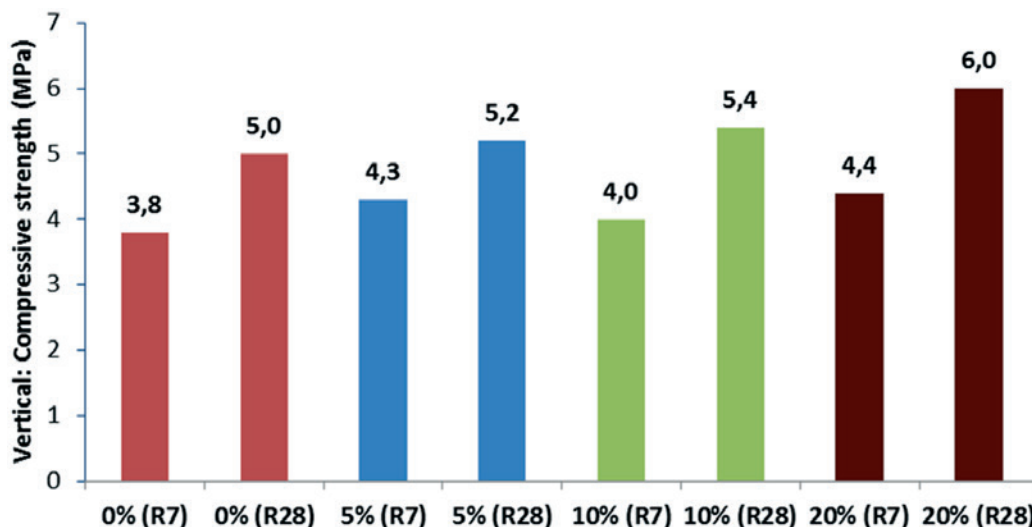


Figure 3
Compression results of lining mortars according to percentage of addition to the cement and test age

on fresh mortars with coal ash [28], the use of admixtures (air-entraining agents and water retainers) can contribute to reducing this impact, unlike the results of concrete. Water retainers admixtures, commonly applied in mortars, are chemicals that change the viscosity, acting in the lubrication, allied to greater air content in the cementitious matrix, caused by air-entraining admixtures. This incorporation of air can mitigate the impact of increased fine content found in the analysis of concrete.

The mechanical behavior was improved with the increased incorporation of FAMC (Figures 3 and 4). However, because the structure of the cementitious matrix of the lining mortars has significant air incorporation (25%), it is justified that its mechanical performance is lower than the performance shown by the mortar for structural laying. Thus, it is understood that densification of the cementitious matrix due to formation of secondary calcium silicate (pozzolanic activity) provides smaller effect on lining mortar matrices, given the necessity for greater incorporation of voids needed to confer higher elastoplastic deformation.

When employing the ECM index for results obtained at 28 days with both types of mortars, it was found that such performance assessment method gives adequate applicability only for laying mortars. The values for lining mortars were 25.0; 25.2; 25.5 and 25.0 for the admixtures of 0%; 5%; 10% and 20% of FAMC, respectively, in function of the high vesicular structure, thus the formation of new compounds does not manage to densify the matrix to confer such better effect. For the line of structural laying mortars, the ECM values were consistent with the literature [18] [26] [29]. These values confirm the increase of mechanical strength due to interaction between admixtures and the structure of compound materials by cementitious materials [30]. These authors studied the mechanism of chemical reactions and the speed of these samples with metakaolin, which concluded that as the increase in the rate of replacement of cement by mineral admixture, the relation between the calcium hydroxide (CH) and cement quantity available decreases, the optimal point for the presence of CH being 10% of replacement content. This level

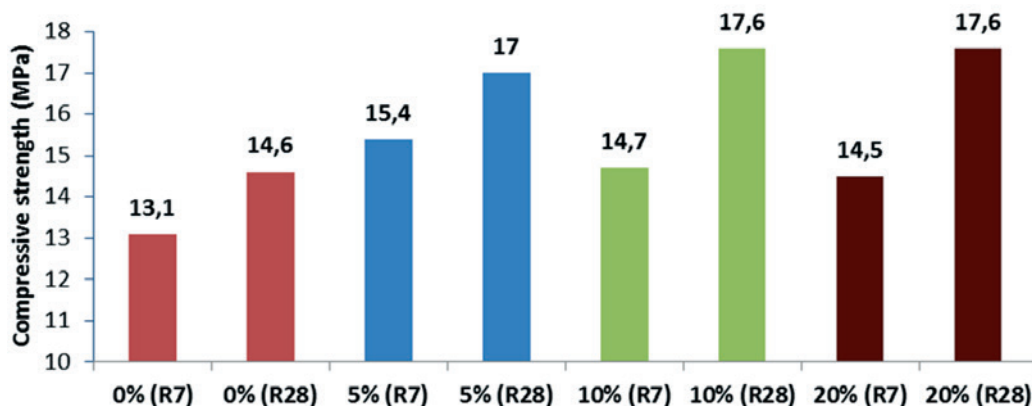


Figure 4
Results from compression of laying mortars according to percentage of addition to the cement and test age

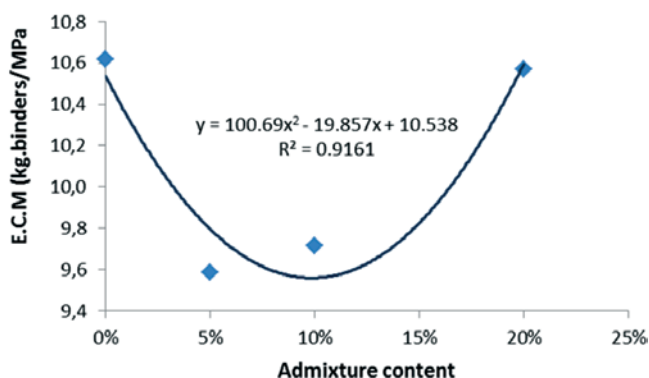


Figure 5

Results of efficiency of the cementitious material (EMC) of laying mortar samples at 28 days of age

was also observed for this sample of FAMC, highlighting once again the same pozzolanic performance compared with commercial pozzolans and ECM index (Figure 5).

4. Conclusions

- 1) From the point of pozzolanic material classification, the sample of fly ash of the mineral coal (FAMC) fulfilled the regulatory requirements in force, except the material content in the loss to ignition, which should be followed in new samples and actions to fitness indicated during the industrial process.
- 2) Addition of 5% FAMC in traces of concrete and industrialized dry mortars presents 16% increase in compressive strength in relation to the reference traces. For the traces studied, there was a reduction in the consumption of binders, with the addition of 1.0 kg/m³ of FAMC.
- 3) As for the analysis of efficiency of the cementitious material (ECM), the concrete performance, with maintenance of index kilograms.binders/MPa, remained until the content of 10% FAMC.
- 4) The analyzed waste showed better performance than the sample of commercial pozzolan (Metakaolin HP), a fact that reinforces the need to assess the pozzolan in the cementitious system (because of its structure), and not only from the pozzolanic activity index, given by ABNT standards.

5. Acknowledgments

ALCOA and GNT Group by the provision of material and tests of characterization.

Espaço da Escrita – Coordenadoria Geral da Universidade – UNICAMP – for the language services provided.

6. Bibliographic references

- [1] SCHNEIDER, M. et al. Sustainable cement production—present and future. *Cement and Concrete Research*, v. 41, n. 7, p. 642-650, 2011.
- [2] DAMINELLI, B. L. et al. CIB 2013 World Congress Mitigating CO₂ emissions from the cement industry: potential of feasi-

- bility versus the market challenge. Brisbane, Australia, 2013.
- [3] TANG, P.; FLOREA, M. V. A.; SPIEZ, P.; BROUWERS, H.J.H. The application of the treated bottom ash in mortar as cement replacement. *Waste Management Symposium Eurasia 2014*. Pág. 1077 a 1082. Istanbul. Turquia, 2014.
- [4] SIQUEIRA, J. S.; SOUZA, C.A.G.; SOUZA, J.A.S. Reaproveitamento de cinzas de carvão mineral na formulação de argamassas. *Revista Cerâmica* 58, pág. 275 a 279. 2012.
- [5] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12653 – Materiais pozzolânicos – requisitos. Rio de Janeiro, 1992.
- [6] ASTM. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C618-05: Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete. Philadelphia, USA, 2012.
- [7] ZERBINO, R.; GIACCIO, G.; ISAILA, C. R. Concrete incorporating Rice-husk ash without processing. *Construction and Building Materials*, v. 25, p. 371-378, 2011.
- [8] RABELO, N. M.; GARCIA, C. R. Comportamento do Concreto mediante a Adição de Pozzolana Artificial. *e-Xacta*, v. 6, n. 1, 2013.
- [9] PACHECO-TORGAL, F.; SHASAVANDI, A.; JALALI, Saíd. Eco-Efficient Concrete Using Industrial Wastes A Review- In *Materials Science Forum*. 2013 p 581-586. Portugal.
- [10] MONTINI, M. Aplicação do Resíduo de Bauxita e Cinza Pesada da Indústria do Alumínio na Fabricação do Cimento Portland. Master's Thesis Universidade Federal de São Carlos. 2009.
- [11] DNPM, Departamento Nacional de Produção Mineral. Sumário Mineral 2014. Brasil, 2014. Available from: https://sistemas.dnpm.gov.br/publicacao/mostra_imagem.asp?IDBancoArquivoArquivo=9556. Access on Dec 18, 2014.
- [12] RAMOS, J. Reciclando Cinzas: Estudo de Viabilidade para Produção de Blocos para Construção Civil a partir da Cinza Volante Residual de um Reator de Leito Fluidizado. Master's Thesis Instituto de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. 2011.
- [13] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12653 – Materiais pozzolânicos – requisitos. Rio de Janeiro, 2014.
- [14] MENÉNDEZ, E., ÁLVARO, A. M., HERNÁNDEZ, M. T., & PARRA, J. L. (2014). New methodology for assessing the environmental burden of cement mortars with partial replacement of coal bottom ash and fly ash. *Journal of environmental management*, 133, 275-283.
- [15] SOW, M.; HOT, J.; TRIBOUT, C.; MARTIN, C. Characterization of Spreader Stoker Coal Fly Ashes (SSCFA) for their use in cement-based applications. *Fuel*, v. 162, p. 224-233, 2015.
- [16] KARA, P. A; KORJAKINS, A.; STOKMANIS-BLAUS, V. Evaluation of properties of concrete incorporating ash as mineral admixtures. *Construction Science*, v. 13, p. 17-25, 2012.
- [17] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 13276 – Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e teto – determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2016.
- [18] DAMINELLI, B. L. et al. Measuring the eco-efficiency of cement use. *Cement and Concrete Composites*, v. 32, n. 8, p. 555-562, 2010.

- [19] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12821 - Preparação de concreto em laboratório – Procedimento. Rio de Janeiro, 2009.
- [20] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12655 - Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.
- [21] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 13281 – Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.
- [22] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 13279 - Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.
- [23] ASSI, L. N., DEEVER, E., EIBATANOUNY, M., ZIEHL, P. Investigation of early compressive strength of fly ash-based geopolymer concrete. *Construction and Building Materials*, v. 112, p. 807-815. 2016.
- [24] MEDEIROS, M. H. F. de, HOPPE FILHO, J., GOBBI, A., PEREIRA, E. Pozolanas de elevada reatividade: uma avaliação crítica do ensaio de Índice de Atividade Pozolânica (IAP) com cal usando Difração de Raios X. *Ambiente Construído*, 15(3), 19-29. 2015.
- [25] GOBBI, A. Atividade pozolânica de adições minerais pelas NBR 5751/2012 e 5752/2012: uma análise crítica a partir de métodos complementares. Universidade Federal do Paraná -Master's Thesis Curitiba, 2014.
- [26] OLIVEIRA, V. C. H. C.; DAMINELI, B. L.; AGOPYAN, V.; JOHN, V. M. Estratégias para a minimização da emissão de CO₂ de concretos. *Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 14, n. 4, p. 167-181, ISSN 1678-8621 Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. out./dez. 2014.
- [27] PAIVA, H.; VELOSA, A.; CACHIM, P.; FERREIRA, V. M. Effect of pozzolans with different physical and chemical characteristics on concrete properties. *Materiales de Construcción*, v. 66, n. 322, p. 1-12, 2016.
- [28] BILIR, Turhan; GENCEL, Osman; TOPCU, Ilker Bekir. Properties of mortars with fly ash as fine aggregate. *Construction and Building Materials*, v. 93, p. 782-789, 2015.
- [29] IBRAHIM, Ali Huddin et al. Effects of Coal Bottom Ash on the Compressive Strength of Portland Cement Mortar. In: *Applied Mechanics and Materials*. Trans Tech Publications, 2015. p. 149-154.
- [30] SHA, W.; PEREIRA, G. B. Differential scanning calorimetry study of ordinary Portland cement paste containing metakaolin and theoretical approach of metakaolin activity. *Cement and Concrete Composites*, v. 23, n. 6, p. 455-461, 2001.

Evaluation of coal fly ash in cementitious matrices

Avaliação de cinza volante de carvão mineral em matrizes cimentícias

D. ALTHEMAN^a
dener.altheman@gmail.com

G. C. FERREIRA^b
gisleiva@ft.unicamp.br

M. MONTINI^c
marmontini@outlook.com

J. B. GALLO^c
jorge.b.gallo@alcoa.com.br

A. I. B. C. ROCHA^b
angela_brionnes@hotmail.com

Abstract

The addition of ash, initially classified as waste in cement matrices, is essential to achieve the requirements of National Policy of Solid Waste. However, technologies that enable such applications should be sought, especially when the material has adequate pozzolanic activity. The aim of this study was to verify the pozzolanic activity of fly ash from coal burning, from the aluminum manufacturing process, such as mineral admixture in mortars and conventional concrete. For that, physicochemical characterization of the ash sample and the mechanical behavior of mix dosage of mortar and commercially used concrete tests were carried out. Results showed the ash in evaluation has pozzolanicity as relevant standards employed and when inserted in the studied cementitious matrices, showed the expected performance for this type of addition (higher mechanical strength at older ages).

Keywords: fly ash, concrete, mortar, waste, aluminum.

Resumo

A adição de cinzas em matrizes cimentícias é essencial para se alcançar os requisitos da Política Nacional dos Resíduos Sólidos. Entretanto, deve-se buscar tecnologias que viabilizem tais aplicações, principalmente quando o material apresenta adequada atividade pozolânica. O objetivo deste trabalho foi verificar a atividade pozolânica da cinza volante proveniente da queima de carvão mineral, proveniente do processo de fabricação de alumínio, como adição mineral em argamassas e concretos convencionais. Para isso foram realizados ensaios de caracterização físico-química da amostra de cinza e do comportamento mecânico de traços de argamassas e concretos comercialmente empregados. Os resultados demonstraram que a cinza em questão possui atividade pozolânica conforme normas ABNT empregadas e quando inserida nas matrizes cimentícias estudadas, apresentaram o desempenho esperado para este tipo de adição (maior resistência mecânica em idades mais avançadas).

Palavras-chave: cinza volante, concreto, argamassa, resíduo, alumínio.

^a Faculdade de Engenharia, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Metodista de Piracicaba, Santa Bárbara do Oeste, SP, Brasil;

^b Faculdade de Tecnologia, University of Campinas, Limeira, SP, Brazil;

^c Research, Development and Innovation Area of ALCOA, Poços de Caldas, MG, Brasil.

1. Introdução

Aumentar a eficiência mecânica e vida útil de concretos e argamassas sem aumentar seu impacto ambiental é uma incessante busca de pesquisadores de materiais da construção civil. E, sob esta ótica, o emprego de resíduos com atividade pozolânica tem sido a grande ferramenta neste segmento, considerando o potencial de substituição do clínquer [1][2]. Por outro lado, a maioria dos resíduos disponíveis, com características necessárias às pozolanas, necessita de processos físico-químicos para atingir a atividade pozolânica prescritas nas normas vigentes, os quais exigem alto consumo energético [3].

Em geral, as cinzas volantes já são utilizadas comercialmente como adição mineral em matrizes cimentícias devido às elevadas proporções de óxidos em suas composições químicas [4]. Entretanto, há tipos de cinzas que ainda não foram totalmente estudadas, por exemplo, as provenientes da queima de carvão mineral (CVCN), oriundas da fabricação de alumínio.

De acordo com as normas ABNT NBR 12653:2014 [5] e ASTM C618:2012 [6], o material pozolânico é definido como silicosos ou silico aluminosos que possuem pouca ou nenhuma atividade aglomerante. No entanto, quando finamente moídos e expostos à água e hidróxido de cálcio, reagem quimicamente com este último formando compostos ligantes. Sendo assim, a adição direta de pozolanas ao concreto ou argamassa, além de reduzir o consumo de cimento, pode elevar o desempenho mecânico, conferir maior eficiência do material cimentício (aglomerantes) e ainda prover maior durabilidade [7]. Quanto à produção de concretos com maior vida útil, os materiais pozolânicos ao reagirem com os hidróxidos presentes nas matrizes cimentícias, os quais são facilmente solúveis e reativos com agregados que disponham de alto teor de sílica, podem evitar a reação álcali-agregado [8].

PACHECO et al [9] afirmam que as matrizes cimentícias com as cinzas volantes apresentam reações químicas de hidratação mais lentas, contribuindo pouco para as resistências iniciais, mas é sem dúvida um dos materiais mais indicados na redução do consumo de clínquer, havendo substituições no cimento entre 40 e 50%.

No âmbito da sustentabilidade, o uso das cinzas volantes aliado à novas tecnologias de produção, contribui efetivamente para redução de emissão de CO₂, principal passivo ambiental da indústria do cimento. Neste cenário, o Brasil tem se colocado em destaque com o emprego das cinzas volantes na produção do cimento Por-

land, principalmente na região sul do país, onde há maior produção deste resíduo devido o alto consumo de carvão mineral pelas centrais termoelétricas lá instaladas.

Neste contexto, há a necessidade de estudos sobre outros tipos de cinzas, por exemplo, a proveniente do uso de carvão mineral no beneficiamento da bauxita para produção de alumínio primário. Dados atuais relatam que a cada 100t de carvão mineral empregado nas caldeiras, 10t de cinzas são geradas, onde 90% é cinza volante e 10% é denominada como cinza pesada, que fica depositada sobre leito da caldeira [10]. No Brasil, o uso de carvão energético é de aproximadamente oito milhões de toneladas por ano [11].

O processo de beneficiamento da bauxita utiliza caldeiras do tipo “combustão a seco com tiragem artificial” na geração de vapor para o processo BAYER [10]. Segundo RAMOS [12] o funcionamento dessa caldeira (reator) apresenta basicamente quatro etapas. A primeira é a ignição e a segunda é adição do material inerte (areias) que garante a fluidização e a recirculação de materiais. A terceira etapa é a adição do combustível – “carvão mineral” e a quarta etapa é a adição de uma mistura de calcário para minimizar os gases.

Portanto, as cinzas volantes geradas nesse processo são muito diferentes daquelas geradas pelas eletrotérmicas, cujo emprego na produção de cimentos pozolânicos já está consolidado. Sendo assim, há a necessidade de avaliar o potencial deste resíduo incorporado em concretos e argamassas. A ABNT NBR 12653:2014 [13] que apresenta os requisitos para identificar a atividade pozolânica de resíduos minerais, classifica as pozolanas em três grupos:

- classe N: origem vulcânica e artificial de origem de subprodutos industriais;
- classe C: cinzas volantes finamente moídas provenientes de termoelétricas;
- classe E: outras pozolanas (cinzas volantes, cinzas de resíduos vegetais).

Deve-se destacar que a norma internacional ASTM C618:2012 [6], especifica os mesmos limites dos compostos químicos que a norma brasileira [Tabela 1].

O alto volume do resíduo em questão e a potencial atividade pozolânica, comprovada por diversos pesquisadores em resíduos semelhantes [8, 9, 10, 12, 14,15], indicam a adequabilidade do uso da cinza volante de queima de carvão mineral em matrizes cimentícias. Menéndez et al. [14] avaliaram o comportamento mecânico de cinzas pesadas e cinzas volantes, provenientes da produção de alumínio, na substituição do cimento em argamassas nos teores de 10%, 25% e 35%. Os resultados obtidos indicaram o teor

Tabela 1

Compostos químicos que devem estar presentes em materiais com atividade pozolânica conforme normas vigentes

Composto (%)	ABNT NBR 12653:2014	ASTM C 618:2012
SiO ₂ + Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃	≥ 70,0	≥ 70,0
SO ₃	≤ 5,0	≤ 5,0
Teor de umidade	≤ 3,0	≤ 3,0
Perda ao fogo	≤ 10,0	≤ 10,0
Álcalis disponíveis em Na ₂ O	≤ 1,5	≤ 1,5
Material retido na peneira 45 µm	≤ 20%	≤ 34%

Tabela 2

Traços de concretos produzidos e respectivos materiais

Materiais	Traços executados para abatimento de 130 mm (valores em kg/m ³)				
	Referência	FAMC			Metacaulim
		5%	10%	20%	10%
Cimento CP V ARI RS	300	300	300	300	300
Adição	0	15	30	60	30
Areia eólica (M F: 1,40)	819	804	789	759	789
Brita basalto (# 19 mm)	1130	1130	1130	1130	1130
Aditivo (base lignossulfonato)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
Relação água/aglomerantes	0,617	0,587	0,597	0,564	0,606

de 20% de cinza volante como ideal, considerando a resistência à compressão dos corpos de prova referência (sem substituição). Outros autores avaliaram concretos com substituição do cimento por cinza volante nos teores de 20%, 30% e 40%. Os resultados obtidos por estes autores atingiram 91%, 82% e 67% da resistência do traço referência, respectivamente aos teores indicados, considerando 28 dias de cura. Em idade mais avançada (112 dias), os concretos com adições alcançaram, na média, 87% da resistência do concreto de referência, evidenciando que, a taxa de crescimento de concretos com elevados teores de cinzas volantes é tardia quanto maior a taxa de adição [16]. Este trabalho evidencia a necessidade em avaliar o material pozzolânico inserido ao sistema cimentício que será aplicado, além dos ensaios que verificam o potencial pozzolânico.

Há propriedades, intrínsecas às argamassas e concretos, que impactam no desenvolvimento das reações pozzolânicas e desempenho mecânico resultante. Dentre elas pode-se citar a estrutura granular e os vazios, provocados pela incorporação de ar devido à combinação de aditivos químicos. Neste contexto, este trabalho avaliou o comportamento de uma amostra de cinza volante de carvão mineral oriunda da produção de alumínio (CVCM) incorporada

a concreto dosado em central e argamassas industrializadas.

2. Materiais e programa experimental

2.1 Atividade pozzolânica da cinza volante de carvão mineral da produção de alumínio

A atividade pozzolânica da amostra de CVCM foi determinada conforme metodologia da NBR 12653:1992 [5], na presença de cimento e cal, norma em vigor na ocasião que este estudo teve início. Determinou-se a trabalhabilidade conforme parâmetros definidos pelo método Flow Table [17], considerando um espalhamento de 225 ± 5 mm, cuja relação água/aglomerantes variou conforme o teor de CVCM.

O material em análise neste trabalho foi obtido na captação dos filtros subsequentes as caldeiras onde o carvão mineral é queimado. O material coletado foi ensaiado de forma in natura, sem nenhum beneficiamento para seu emprego.

Para analisar a eficiência da cinza volante proveniente da queima de carvão mineral (CVCM) aplicada em concretos e argamassas, produziu-se traços tendo como referência as proporções aplicadas

Tabela 3

Traço das argamassas de assentamento estrutural produzidas

Materiais	Traços da argamassa de assentamento (kg/tonelada)			
	Referência	CVCM 5%	CVCM 10%	CVCM 20%
Cimento CP V ARI RS	155	155	155	155
Adição cinza	0	8	16	31
Cal CH III	37	37	37	37
Filito	37	37	37	37
Areia fina	431	423	415	400
Areia média	340	340	340	340
Retentor de água 15.000 m.Pa.s	0,090	0,090	0,090	0,090
Água (% sobre massa da mistura)	15%	15%	15%	15%
Relação água/aglomerantes	0,968	0,922	0,880	0,806

Tabela 4

Traços das argamassas de revestimento produzidas

Materiais	Traços da argamassa de revestimento (kg/tonelada)			
	Referência	CVCM 5%	CVCM 10%	CVCM 20%
Cimento CP V ARI RS	125	125	125	125
Adição cinza	0	6	13	25
Cal CH III	44	44	44	44
Filito	60	60	60	60
Areia fina	771	765	758	746
Incorporador de ar	0,030	0,030	0,030	0,030
Retentor de água (15.000 m.Pa.s)	0,027	0,027	0,027	0,027
Água (% sobre massa da mistura)	15	15	15	15
Relação água/aglomerantes	1,200	1,143	1,091	1,000

Tabela 5

Propriedades físico-químicas da cinza (ABNT NBR 12653)

SiO ₂	52,8%	72,4%
Al ₂ O ₃	15,6%	
Fe ₂ O ₃	4,0%	
Resíduo na peneira 45 µm		9,4%
Massa específica (g/cm ³)		2,46
Área específica (cm ² /g)		8,630
Perda ao fogo		13,7%

por DAMINELLI et al [18], que determinaram o indicador de desempenho técnico de aglomerantes por m³ de concreto.

2.2 Concreto

Para os traços de concreto com incorporação do resíduo CVCM utilizou-se um consumo de cimento de 300 kg/m³ e teores de subs-

tituição de 5%, 10% e 20%, definidos a partir da literatura consultada [14, 16]. Todos os traços também tiveram a adição de 10% de Metacaulim HP (Metacaulim do Brasil) e a relação água/cimento variou conforme o teor de CVCM e abatimento fixado em 130±20 mm, seguindo os procedimentos normativos ABNT [19] e levantamento de dados sobre as características dos concretos produzidos por centrais dosadoras na região de Campinas, São Paulo. As composições dos traços de concreto estão expostas na Tabela 2. Foram moldados dois corpos de prova de 100 x 200 mm para a avaliação da resistência à compressão axial em cada idade, tomando-se o maior valor do par conforme indicado pela ABNT NBR 12655 [20].

2.3 Argamassa

Para a análise do resíduo CVCM em argamassas, produziu-se dois tipos de argamassa: para assentamento de alvenaria estrutural e de revestimento (Tabelas 3 e 4). Os quantitativos das dosagens estão expressos em relação à tonelada (t), unidade adotada para as argamassas secas industrializadas. Determinou-se as propriedades no estado fresco e endurecido conforme requisitos dispostos na ABNT NBR 13281:2005 [21]. Os teores de adições da CVCM seguiram as

Tabela 6

Resultados do ensaio de atividade pozolânica com cimento – ABNT NBR 5752:1992

Amostras	Resistência à compressão (MPa)	Índice de pozolanicidade	Teor de água requerida
100% cimento CP II F 32 (A)	28,2	-	-
65% CP II F + 35% cinza volante (B)	24,8	87,9%	108,4%

Tabela 7

Resultados do ensaio de atividade pozolânica com cal – ABNT NBR 5751/92

Corpo de prova 1	Corpo de prova 2	Corpo de prova 3	Média	Desvio máximo relativo
7,2	7,1	7,3	7,2	1,4%

* Valores em MPa

Tabela 8

Resultados obtidos com os concretos produzidos

Adição (kg/m ³)	Relação água/ ag real	Cimento (kg/m ³)	Adição (kg/m ³)	Água (L/m ³)	Slump mm	Resistências à compressão axial (MPa)*			
						3 dias	7 dias	28 dias	ECM**
-	0,617	300	0	185	130	31,2	37,3	44,5	6,7
Cinza (15,0)	0,587	300	15	185	130	33,1	38,3	46,1	6,8
Cinza (30,0)	0,597	300	30	197	130	32,5	37,9	46,4	7,1
Cinza (60,0)	0,564	300	60	203	130	31,7	37,7	47,2	7,6
Metacaulim (30,0)	0,606	300	30	200	130	32,5	40,1	45,5	7,3

* Ensaio conforme ABNT NBR 5739. Indicando maior valor do par moldado para cada idade conforme ABNT NBR 12655
 ** EMC: Eficiência do Material Cimentício, corresponde a $[\text{alglomerantes}/\text{fc}28]$ conforme [18]

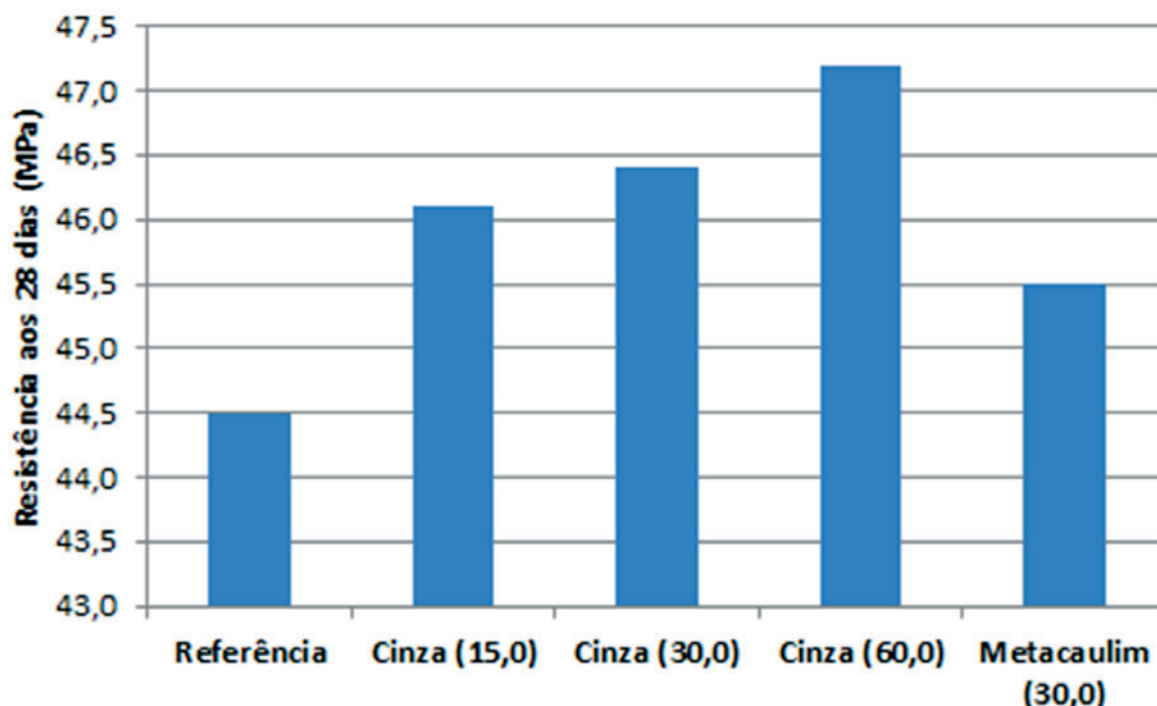
premissas indicadas para a produção do concreto para avaliação par de seu desempenho. Foram moldados três corpos de prova de 40 x 40 x 160 mm para cada idade de ensaio, sendo então ensaiados à flexão com posterior ensaio à compressão nas seis partes dos corpos de prova iniciais conforme ABNT NBR 13279 [22].

3. Resultados e discussões

3.1 Caracterização da atividade pozolânica da cinza

Os resultados obtidos para a amostra de CVCM [Tabela 5] confirmam sua atividade pozolânica conforme normas vigentes [Tabela 1] e a

versão da norma pela qual o ensaio foi realizado [5]. Tais normas prescrevem que a somatória dos óxidos deve ser $\geq 75\%$, o que foi alcançado para o resíduo estudado (73%). Em relação ao material retido na peneira de 45 μm também foi obedecido conforme todas as normas consultadas. Apenas a perda ao fogo (13,7%) foi maior do que o limite imposto pelas normas (10%). Os valores também estão coerentes com cinzas volantes utilizadas comercialmente e por outros pesquisadores [23], evidenciando que as temperaturas empregadas nos fornos tipo BAYER podem impactar nesta propriedade. Ao relacionarmos os resultados conforme a NBR 12653:1992 [5], que estava vigente no período dos ensaios deste trabalho, verifica-se os dados expostos nas Tabelas 6 e 7 atenderam os

**Figura 1**

Resultados de resistência dos concretos aos 28 dias conforme o tipo e teor de adição em kg/m³

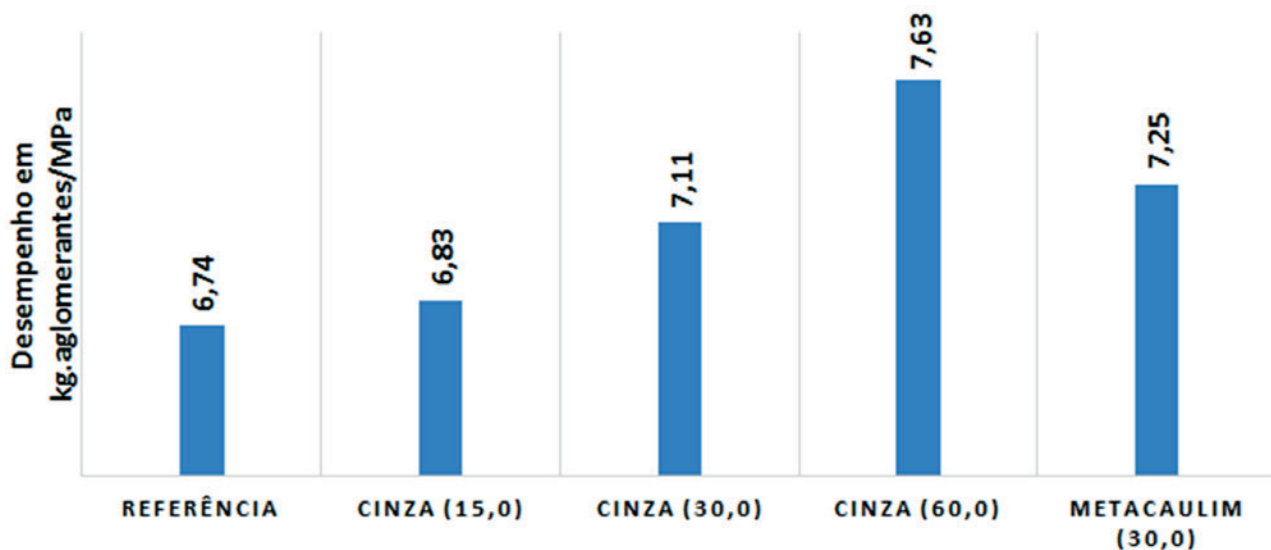


Figura 2 Resultados da Eficiência do Material Cimentício (EMC) conforme o teor de adição em kg/m³

requisitos, respeitando os valores mínimos de 75% nos ensaios com cimento (substituição) e 6,0 MPa para a resistência à compressão com a cal. Os resultados também são semelhantes aos obtidos na literatura consultada [24, 25].

MEDEIROS et al. [24] estudaram a reatividade de alguns materiais conforme a reação com o hidróxido de cálcio e interação com análises por difratogramas de Raios X. Estes autores comentaram que o método indireto, de avaliar a resistência desenvolvida na argamassa com cal, apresenta influência na composição da matriz, uma vez que a esfericidade e a granulometria dos materiais podem afetar a trabalhabilidade requerida, sendo necessário variar o teor de água da composição. Ainda citam que a metodologia não

distingue os efeitos físicos e químicos das adições, mas expressa a influência conjunta destes.

Ainda, a contraposição do ensaio com a cal perfaz semelhante desempenho na análise da reatividade com cimento Portland. Ao obter 87,9% de atividade pozolânica na substituição de 35% da massa de cimento, o material CVCM se enquadra como material pozolânico, mas não apresenta alta reatividade frente à outras pozolanas artificiais comercializadas [24][25].

3.2 Resultados obtidos com os concretos

Com a adição da cinza ao concreto, variando o teor de água

Tabela 9 Resultados obtidos com as argamassas produzidas

	Adição de cinza	Flow-table (mm)	Densidade (g/cm ³)	Retenção de água (%)	Resistências à compressão		Resistências à tração na flexão	
					7 dias	28 dias	7 dias	28 dias
Argamassa de revestimento	0%	249	1640	88	3,8	5,0	1,1	1,4
	5%	254	1650	90	4,3	5,2	1,1	1,5
	10%	261	1660	86	4,0	5,4	1,3	1,6
	20%	2156	1590	87	4,4	6,0	1,4	1,6
Argamassa de assentamento	0%	258	2020	90	13,1	14,6	2,7	3,3
	5%	256	2080	88	15,4	17,0	2,9	3,3
	10%	251	2085	90	14,7	17,6	2,8	4,1
	20%	262	2090	91	14,5	17,6	3,0	3,7

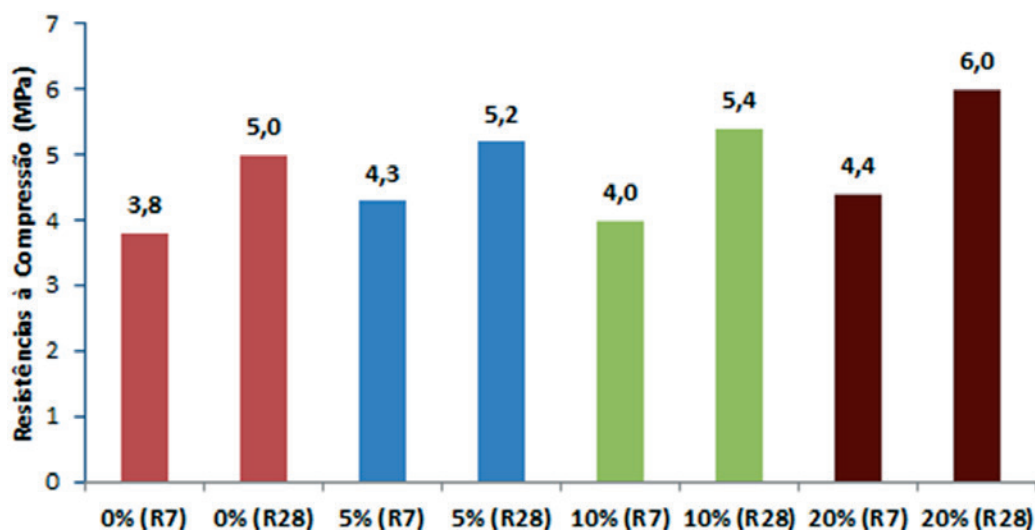


Figure 3

Resultados de compressão das argamassas de revestimento conforme percentual de adição ao cimento e idade de ensaio

necessário para manter o mesmo abatimento (slump), foi possível identificar a demanda de água proporcional ao aumento do teor de finos [Tabela 8]. Com menor consumo de água, o produto de referência (Metacaulim) apresentou maior resistência mecânica, comparado ao mesmo teor de cinza volante [Figura 1]. Com isso, identifica-se uma correlação linear entre a resistência e o fator água/aglomerantes, o que demonstram uma eficiência da amostra de CVCM até o teor de 10%. Deve-se ressaltar que a obtenção de maiores resistências nas idades iniciais para o material de referência (Metacaulim) é esperado, uma vez que a sua finura em relação a CVCM estudada é maior, além da sua composição química apresentar maior teor de aluminatos, os quais são responsáveis pelo aumento da resistência nas primeiras idades [24][25].

Para quantificar a eficiência da amostra de CVCM em questão, aplicou-se o método identificado como EMC (Eficiência do Material Cimentício), que consiste na razão da soma dos aglomera-

rantes (cimento + adição mineral) pela resistência obtida aos 28 dias (Figura 2), definido por DAMINELLI et al [18]. Estes autores demonstraram que há plena viabilidade na produção, em escala industrial, de concreto com indicador EMC da ordem de 3,0 a 4,0 kg/MPa. Outros pesquisadores [26] identificaram que os concretos produzidos com cimentos comerciais apresentam desempenho, em relação ao consumo de aglomerante (kg/MPa), na faixa de 7 a 9 kg de materiais cimentícios/MPa, valores estes próximos aos obtidos neste trabalho (6,7 a 7,6 kg de materiais cimentícios/MPa). A análise dos resultados demonstra que a incorporação de CVCM aumentou a resistência à compressão em 6,0%, para o teor de 20%. Entretanto, sob a análise do indicador EMC, o incremento de resistência é menor do que para os teores abaixo de 20%. Ao utilizar este tipo de adição mineral podem ocorrer alterações na microestrutura do concreto e, conseqüentemente, comprometer a sua durabilidade [25]. Isto pode ocorrer devido a redução do

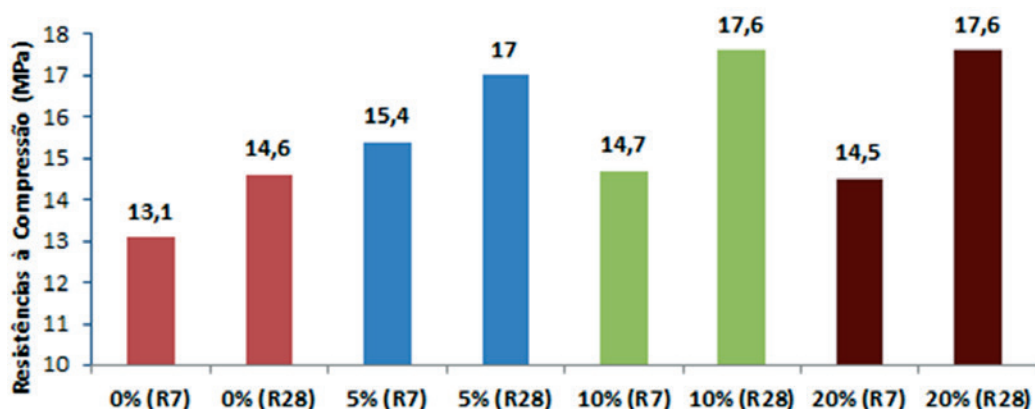


Figura 4

Resultados de compressão das argamassas de assentamento conforme percentual de adição ao cimento e idade de ensaio

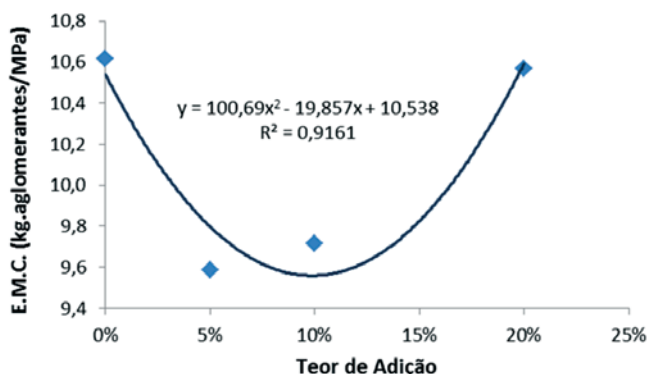


Figura 5

Resultados da eficiência do material cimentício (EMC) das amostras de argamassas para assentamento aos 28 dias de idade

índice de abatimento com o incremento de material fino, por haver maior área de exposição e interação reológica, um dos pontos que deve-se ter muita atenção quando da adoção desses materiais na produção de concretos.

Portanto, além de considerar a classificação do Índice de Atividade Pozolânica (IAP), a partir das normas em vigor, há a necessidade de avaliar o desempenho dos resíduos nos sistemas finais de aplicação (argamassas e concretos). Se por um lado o material de referência (Metacaulim) apresenta maior IAP do que a amostra de CVCM [25], por outro lado os dois tipos de adições minerais apresentam o mesmo desempenho ao se considerar o índice EMC.

3.3 Resultados obtidos com as argamassas

Os resultados das argamassas, desenvolvidas para as diferentes aplicações e, portanto, tendo estruturas granulométricas e matrizes diferentes, estão apresentados na Tabela 9. O comportamento das argamassas no estado fresco foi semelhante entre as amostras de adições minerais. Para verificar os requisitos no estado fresco descritos na NBR 13281:2005 [19], foram realizados ensaios de trabalhabilidade (flow table) e de retenção de água, os quais apresentaram ensaios praticamente iguais entre os traços com CVCM e metacaulim. Embora estudos mostrarem impacto negativo no estado fresco das argamassas com cinzas de carvão mineral [28], entende-se que o emprego de aditivos (incorporadores de ar e retentores de água) podem contribuir para a redução deste impacto, diferentemente dos resultados do concreto. Os aditivos retentores de água, comumente aplicados em argamassas, são produtos químicos que modificam a viscosidade, atuando na lubrificação granular, aliados ao maior teor de ar na matriz cimentícia, provocado pelos aditivos incorporadores de ar. Esta incorporação de ar, que ocorre pela ação física dos aditivos químicos, mitiga assim o impacto do aumento do teor de finos encontrado na análise em concreto.

O comportamento mecânico foi melhorado com o aumento da incorporação da CVCM (figuras 3 e 4). Mas, dada a estrutura da matriz cimentícia das argamassas de revestimento terem

significativa incorporação de ar (25%), justifica-se o seu desempenho mecânico ser inferior ao apresentado pelas argamassas para assentamento estrutural. Assim, entende-se que a densificação da matriz cimentícia devido a formação do silicato de cálcio secundário (atividade pozolânica) proporciona menor efeito nas matrizes de argamassas de revestimento, dada assim a necessidade da maior incorporação de vazios necessários para conferir maior deformação elasto-plástica.

Ao empregar o índice EMC para os resultados obtidos aos 28 dias com os dois tipos de argamassas, verificou-se que tal método de avaliação de desempenho confere adequada aplicabilidade apenas para as argamassas de assentamento. Os valores para argamassas de revestimento foram de 25,0; 25,2; 25,5 e 25,0 para as adições de 0%; 5%; 10% e 20% de CVCM, respectivamente, em função da estrutura vesicular elevada, não conseguindo assim a formação de novos compostos densificar a matriz para conferir tal efeito melhor. Já para a linha de argamassas de assentamento estrutural os valores de EMC foram compatíveis com a literatura [18][26][29]. Estes valores corroboram o incremento da resistência mecânica devido a interação entre os aditivos e a estrutura de materiais compostos por materiais cimentícios [30]. Estes autores estudaram o mecanismo das reações químicas e da velocidade destas em amostras com metacaulim, os quais concluíram que conforme o aumento da taxa de substituição do cimento por aditivo mineral, a relação entre o hidróxido de cálcio (CH) e quantidade de cimento disponível diminui, sendo o teor de 10% de substituição o ponto ótimo para a presença de CH. Este teor também foi observado para esta amostra de CVCM, evidenciando mais uma vez o mesmo desempenho pozolânico, comparado a pozolanas comerciais e índice EMC (figura 5).

4. Conclusões

- 1) Sob o ponto de classificação de material pozolânico, a amostra de cinza volante de carvão mineral (CVCM) cumpriu os quesitos normativos vigentes, exceto no teor de material na perda ao fogo, que deve ser acompanhado em novas amostras e indicadas ações para adequação durante o processo industrial.
- 2) A adição de 5% da CVCM em traço de concreto e argamassas secas industrializadas apresenta incremento na resistência à compressão de 16% em relação aos traços referências. Para os traços estudados, houve uma redução no consumo de aglomerantes, com a adição de 1,0 kg/m³ de CVCM.
- 3) Quanto à análise da eficiência do material cimentício (EMC), o desempenho do concreto, com manutenção do índice de kg.aglomerantes/MPa, se manteve até o teor de 10% de CVCM.
- 4) O resíduo analisado apresentou melhor desempenho que a amostra de pozolana comercial (Metacaulim HP), fato que reforça a necessidade de avaliar a pozolana no sistema cimentício (em razão de sua estrutura) e não só a partir do índice de atividade pozolânica, dado pelas normas ABNT.

5. Agradecimentos

Agradecimento a ALCOA e ao Grupo GNT pela disposição do material e ensaios de caracterização.

6. Referências bibliográficas

- [1] SCHNEIDER, M. et al. Sustainable cement production—present and future. *Cement and Concrete Research*, v. 41, n. 7, p. 642-650, 2011.
- [2] DAMINELI, B. L. et al. CIB 2013 World Congress Mitigating CO2 emissions from the cement industry: potential of feasibility versus the market challenge. Brisbane, Australia, 2013.
- [3] TANG, P.; FLOREA, M. V. A.; SPIEZ, P.; BROUWERS, H.J.H. The application of the treated bottom ash in mortar as cement replacement. *Waste Management Symposium Eurasia 2014*. Pág. 1077 a 1082. Istambul. Turquia, 2014.
- [4] SIQUEIRA, J. S.; SOUZA, C.A.G.; SOUZA, J.A.S. Reaproveitamento de cinzas de carvão mineral na formulação de argamassas. *Revista Cerâmica* 58, pág. 275 a 279. 2012.
- [5] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12653 – Materiais pozolânicos – requisitos. Rio de Janeiro, 1992.
- [6] ASTM. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C618-05: Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete. Philadelphia, USA, 2012.
- [7] ZERBINO, R.; GIACCIO, G.; ISAIA, C. R. Concrete incorporating Rice-husk ash without processing. *Construction and Building Materials*, v. 25, p. 371-378, 2011.
- [8] RABELO, N. M.; GARCIA, C. R. Comportamento do Concreto mediante a Adição de Pozzolana Artificial. *e-Xacta*, v. 6, n. 1, 2013.
- [9] PACHECO-TORGAL, F.; SHASAVANDI, A.; JALALI, Saíd. Eco-Efficient Concrete Using Industrial Wastes A Review- In *Materials Science Forum*. 2013 p 581-586. Portugal.
- [10] MONTINI, M. Aplicação do Resíduo de Bauxita e Cinza Pesada da Indústria do Alumínio na Fabricação do Cimento Portland. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de São Carlos. 2009.
- [11] DNPM, Departamento Nacional de Produção Mineral. Sumário Mineral 2014. Brasil, 2014. Disponível em: https://sistemas.dnpm.gov.br/publicacao/mostra_imagem.asp?IDBancoArquivoArquivo=9556, acessado em 18/12/2014.
- [12] RAMOS, J. Reciclando Cinzas: Estudo de Viabilidade para Produção de Blocos para Construção Civil a partir da Cinza Volante Residual de um Reator de Leito Fluidizado. Dissertação de Mestrado. Instituto de Arquitetura e Urbanismo da Universidade de São Paulo. 2011.
- [13] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12653 – Materiais pozolânicos – requisitos. Rio de Janeiro, 2014.
- [14] MENÉNDEZ, E., ÁLVARO, A. M., HERNÁNDEZ, M. T., & PARRA, J. L. (2014). New methodology for assessing the environmental burden of cement mortars with partial replacement of coal bottom ash and fly ash. *Journal of environmental management*, 133, 275-283.
- [15] SOW, M.; HOT, J.; TRIBOUT, C.; MARTIN, C. Characterization of Spreader Stoker Coal Fly Ashes (SSCFA) for their use in cement-based applications. *Fuel*, v. 162, p. 224-233, 2015.
- [16] KARA, P. A.; KORJAKINS, A.; STOKMANIS-BLAUS, V. Evaluation of properties of concrete incorporating ash as mineral admixtures. *Construction Science*, v. 13, p. 17-25, 2012.
- [17] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 13276 – Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e teto – determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2016.
- [18] DAMINELI, B. L. et al. Measuring the eco-efficiency of cement use. *Cement and Concrete Composites*, v. 32, n. 8, p. 555-562, 2010.
- [19] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12821 - Preparação de concreto em laboratório – Procedimento. Rio de Janeiro, 2009.
- [20] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12655 - Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.
- [21] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 13281 – Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.
- [22] ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 13279 - Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.
- [23] ASSI, L. N., DEEVER, E., EIBATANOUNY, M., ZIEHL, P. Investigation of early compressive strength of fly ash-based geopolymer concrete. *Construction and Building Materials*, v. 112, p. 807-815. 2016.
- [24] MEDEIROS, M. H. F. de, HOPPE FILHO, J., GOBBI, A., PEREIRA, E. Pozolanas de elevada reatividade: uma avaliação crítica do ensaio de Índice de Atividade Pozolânica (IAP) com cal usando Difração de Raios X. *Ambiente Construído*, 15(3), 19-29. 2015.
- [25] GOBBI, A. Atividade pozolânica de adições minerais pelas NBR 5751/2012 e 5752/2012: uma análise crítica a partir de métodos complementares. Universidade Federal do Paraná - Dissertação de Mestrado. Curitiba, 2014.
- [26] OLIVEIRA, V. C. H. C.; DAMINELI, B. L.; AGOPYAN, V.; JOHN, V. M. Estratégias para a minimização da emissão de CO2 de concretos. *Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 14, n. 4, p. 167-181, ISSN 1678-8621 Associação Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. out./dez. 2014.
- [27] PAIVA, H.; VELOSA, A.; CACHIM, P.; FERREIRA, V. M. Effect of pozzolans with different physical and chemical characteristics on concrete properties. *Materiales de Construcción*, v. 66, n. 322, p. 1-12, 2016.
- [28] BILIR, Turhan; GENÇEL, Osman; TOPCU, Ilker Bekir. Properties of mortars with fly ash as fine aggregate. *Construction and Building Materials*, v. 93, p. 782-789, 2015.
- [29] IBRAHIM, Ali Huddin et al. Effects of Coal Bottom Ash on the Compressive Strength of Portland Cement Mortar. In: *Applied Mechanics and Materials*. Trans Tech Publications, 2015. p. 149-154.
- [30] SHA, W.; PEREIRA, G. B. Differential scanning calorimetry study of ordinary Portland cement paste containing metakaolin and theoretical approach of metakaolin activity. *Cement and Concrete Composites*, v. 23, n. 6, p. 455-461, 2001.

B-WIM systems application on reinforced concrete bridge structural assessment and highway traffic characterization

Aplicação de sistemas B-WIM para avaliação estrutural e caracterização do tráfego em uma ponte de concreto armado

P. JUNGES^a
paulojunges@gmail.com

R. C. A. PINTO^b
r.pinto@ufsc.br

L. F. FADEL MIGUEL^b
leandro.miguel@ufsc.br

Abstract

The vehicles that travel on Brazilian highways have changed a lot in the last decades, with an increase in the traffic load and in the amount of trucks. This fact is not exclusive to our country, so much that in order to assess the structural safety of bridges, there was a great development in bridge weigh-in-motion systems (B-WIM) the last decade, especially in developed countries. Moses, in 1979, was the first one to introduce the B-WIM concept. This work presents the results of a B-WIM system applied on a bridge over the Lambari river, located at BR 153 in Uruaçu (Goiás). The weigh-in-motion technique used is based on Moses' Algorithm and uses influence lines obtained direct from traffic. Traffic characterization of that particular highway, as well as the effects introduced in the bridge structure and the experimental dynamic amplification factor are also discussed. At the end it is concluded that the system used is capable of detecting, with good precision, the axle spacing and the gross vehicle weight shows errors inferior to 3% when compared with the gross weight acquired with static scale.

Keywords: B-WIM, monitoring, traffic characteristics, bridges, safety.

Resumo

Os veículos que trafegam nas rodovias brasileiras mudaram muito nas últimas décadas, ocorrendo um aumento na capacidade de carga e na quantidade de caminhões. Esse fato não é exclusivo do nosso país, tanto que na última década houve um grande desenvolvimento dos sistemas de pesagem em movimento em pontes (bridge weigh-in-motion, B-WIM), especialmente nos países desenvolvidos, para avaliação da segurança estrutural de pontes. Moses em 1979 foi o primeiro a introduzir o conceito de B-WIM e o algoritmo por ele desenvolvido continua sendo o mais popular nos sistemas comerciais. No presente estudo são mostrados os resultados da utilização de um sistema B-WIM no monitoramento de uma ponte sobre o rio Lambari, na BR 153, no município de Uruaçu (Goiás). A técnica de pesagem em movimento empregada é baseada no algoritmo de Moses e utiliza linhas de influência obtidas diretamente do tráfego. A caracterização do tráfego atuante nessa rodovia, bem como os esforços introduzidos na estrutura da ponte e um coeficiente de impacto obtido de forma experimental são também discutidos. Ao final conclui-se que o sistema empregado é capaz de detectar com boa precisão o espaçamento entre os eixos e o peso bruto total dos veículos apresenta erros inferiores a 3% quando comparados com os pesos obtidos em balança estática.

Palavras-chave: B-WIM, monitoramento, característica do tráfego, pontes, segurança.

^a Civil Engineering Department, Federal University of Mato Grosso;

^b Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Santa Catarina, Brasil.

1. Introduction

The live load model used in Brazil has not changed much in the last forty years. Since the NB-6 from 1960 [1], the live load in bridges consists of a standard vehicle with six wheels distributed on three equally spaced axles of 1.5 m. On the other hand, the vehicles that travel on the Brazilian Highways have changed a lot in the last decades, with an increase in the load capacity and in the amount of trucks. Moreover, new classes of vehicles emerged, being common nowadays the presence of trucks up to nine axles and 30 meters long.

Therefore, the load from the traffic should be better assessed to ensure bridge safety. According to [2], these changes in the traffic need to be regularly taken into account by means of code calibration. B-WIM systems, which allow the effective estimation of traffic over the bridge, have had a great development in recent years [3], both in terms of safety assessment of existing structures and on the determination of design loads.

The B-WIM concept was introduced by Moses [4] in the late 70s. An algorithm with his name uses the influence line (IL) concept in order to acquire the weight of the vehicles that travel over bridges with girders. In the 80s, Peters ([5] and [6]) developed weigh-in-motion systems for use on bridges (AXWAY) and culverts (CULWAY), having reached good results for gross vehicle weight estimation (GVW), but inaccurate results for weight of close axles.

In the 90s, two B-WIM systems emerged at the same time in Slovenia and Ireland [7], both result of the COST 323 [8] and WAVE [9] projects. The DuWIM system was developed by researchers of Trinity College Dublin and University College Dublin. It uses point-to-point manual graphical method to acquire the bridge IL from the passage of a calibration vehicle over the bridge. The SiWIM system, developed by the Slovenian Institute of Civil Engineering and Construction (ZAG) team, uses an optimization algorithm after the vehicle weight was determined by Moses' algorithm in order to improve the results. In addition, the SiWIM system does not use axle

detection sensors over the bridge. Both DuWIM and SiWIM were also developed to orthotropic bridges applications.

In the 2000s, Yamada and Ojio [10] developed a B-WIM system in which the support stiffeners of a steel bridge are instrumented to measure the vertical strains. However, the method is not very accurate since, according to the authors, only one element is the instrumented.

In all these aforementioned methods, the axles weight identification is nothing more than an optimization problem [11]. In this sense, authors like Jiang et al [12], Au et al [13], Law et al [14], Deng and Cai [15], Pan and Yu [16] and Kim et al [17] sought to employ different optimization techniques to solve the problem, from the use of genetic algorithms to artificial neural networks.

Besides these systems in time domain, several authors proposed methods that use the bridge dynamic response ([18], [19], [20], [21] e [22]). Nevertheless, these methods are still quite complex and difficult to implement.

In 2005, Karoumi, Wiberg and Liljencrantz [23] extended the B-WIM utilization to railway bridge monitoring. The developed system uses strain transducers placed at different points in order to detect the axles and to calculate the velocity. In Brazil, Carvalho Neto e Veloso [24] developed a similar system to characterize the railroad traffic.

Despite all the progress, Moses' algorithm continues to be the ideal choice in the implementation of B-WIM systems due its simplicity and good precision, provided that certain requirements are met [11]. In this way, in order to assess the efficiency of this system on the bridges of the Brazilian road network, a bridge at BR 153 highway has been monitored during 42 days. From this monitoring, information was obtained about the traffic and structure behavior in terms of IL and internal forces distribution.

2. Bridge weigh-in-motion systems (B-WIM)

Broadly used in developed countries for bridge structural safety assessment, B-WIM techniques are already applied in some of these

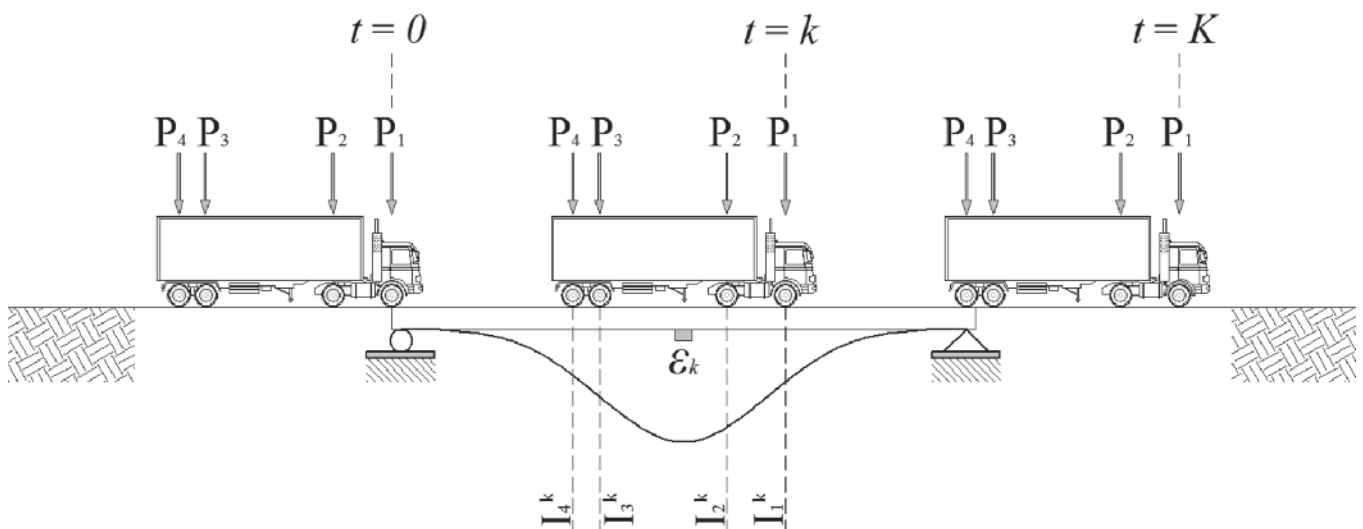


Figure 1
Influence line for bending moment for a 4-axle vehicle

countries to determine the design live load for bridges. According to Žnidarič e Žnidarič [25], on B-WIM application, the vehicle stay in contact with the bridge for a long time period, which makes possible to acquire a large amount of measurements and therefore, smooth the dynamic effects. Besides, the main advantage of a B-WIM system is that it is portable and does not interfere with the traffic during its installation [2].

B-WIM concepts were first introduced by Moses [4] in 1979, using the principle that a live load along the bridge introduce stresses proportional to the product of the IL ordinate with the load magnitude. The weight of the trucks that travel over a bridge is obtained by a function that minimizes the error between the measured stresses and the theoretical ones.

Thus, a truck traveling with a constant velocity produces a response that varies over time in equally intervals (k). Observing Figure 1 and considering the superposition principle, the theoretical maximum bending moment, in a k instant, is given by Equation (1).

$$M_{ST}^k = \sum_{i=1}^N P_i I_i^k \tag{1}$$

where M_{ST}^k = theoretical bending moment; N = number of vehicle axles; P_i = weight of the i^{th} vehicle axle; I_i^k = IL ordinate for the i^{th} axle for k scan.

Moses has used the fact that the stress in each girder is related with bending moment by the relationship indicated in Equation (2) and has acquired the active bending moment in the bridge, in an instant k , as defined by Equation (3), considering that all girders have the same properties.

$$M_j = W_j \sigma_j = EW_j \varepsilon_j \tag{2}$$

$$M_{SE}^k = EW \sum_{j=1}^m \varepsilon_j^k \tag{3}$$

where E = modulus of elasticity of the bridge material; W_j = elastic section module for the j^{th} girder; M_{SE}^k = experimental bending moment in a time instant; m = number of girders; ε_j^k = strain of the j^{th} girder in a time instant.

Dynamic effects of the truck-pavement-structure system are included in the value of the experimental bending moment. As the measured response is acquired during the whole passage of the vehicle over the bridge, these dynamic effects can be smoothed out by an error function that minimizes the sum of the squares differences between the experimental and theoretical bending moments, as shown in Equation (4). This minimization process allows to obtain loads closer to the real static values.

$$\varphi = \sum_{k=1}^K (M_{SE}^k - M_{ST}^k)^2 \tag{4}$$

where φ = error function; k = scan number; K = total number of scans.

The minimization process of Equation (4) in relation to the j^{th} axes results in Equation (5). This equation can be rewritten in a matrix form, as defined by Equation (6), as a function of the influence lines matrix $[F]$ and the vector that relates the measured bending moments and the IL ordinates $\{M\}$.

$$\sum_{k=1}^T \left[\sum_{i=1}^n P_i I_i^k \right] I_j^k = \sum_{k=1}^T M_{SE}^k I_j^k \tag{5}$$

$$\{P\} = [F]^{-1} \{M\} \tag{6}$$

$$[F] = \sum_{k=1}^T I_i^k I_j^k \tag{7}$$

$$\{M\} = \sum_{k=1}^T M_{SE}^k I_j^k \tag{8}$$

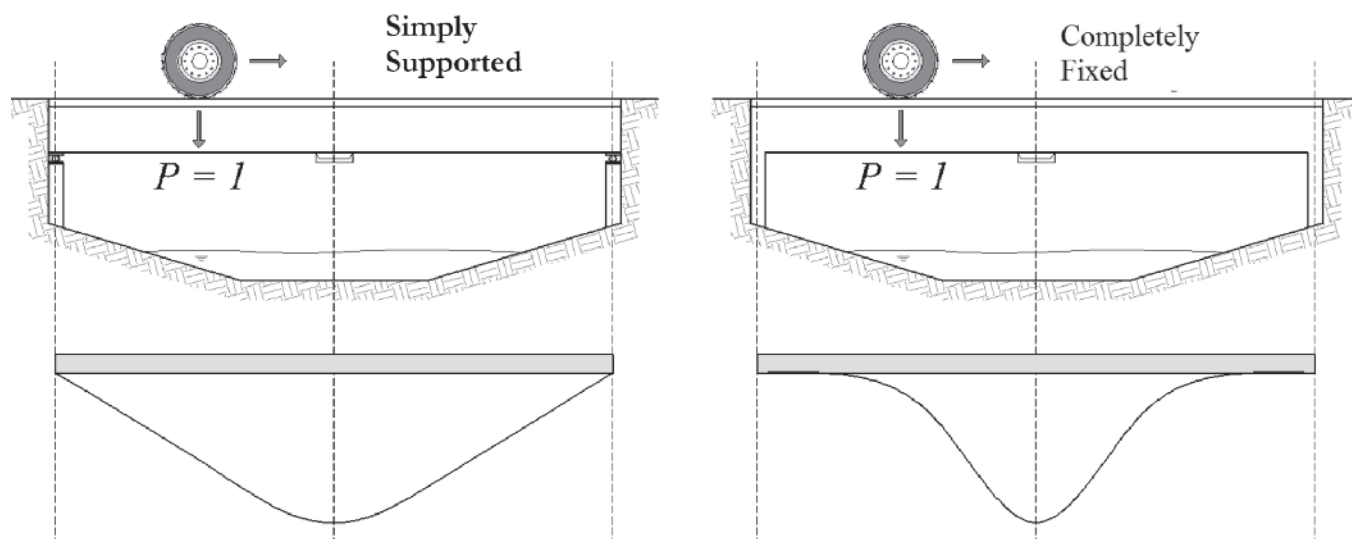


Figure 2 Influence line for bending moments at midspan of bridges simply supported and completely fixed

where T = total number of time intervals used; $\{P\}$ = vector of axles weight; $[I]$ = influence lines matrix for bending moment; $\{M\}$ vector that relates the measured bending moments and the IL ordinates. Each element of vector $\{P\}$, defined by Equation (6), represents the weight of one of the axles of the vehicle. The GVW is given by the sum of the elements of this vector.

The efficiency of Moses' algorithm here presented is affected mainly by the dynamic effect of vehicles in movement, by the transverse position of the vehicles and the final equation system [11]. The dynamic effect of vehicles is directly related to the pavement roughness and bridge entrance conditions. The greater the dynamic effects, the lower will be the accuracy of the system, because greater will be the difference between measured and predict response using the static IL. Moreover, the algorithm does not take into account the number of lanes and hence does not account for the transverse load distribution, which could lead to significant errors. Finally, the final equation system can be ill conditioned in cases where noise in the measured signal is significant.

2.1 Calibração do sistema

In his study, Moses has used a theoretical IL in order to acquire trucks weights. However, according to Žnidarič and Baumgartner [26], the actual IL of the structure differs from the theoretical one; it is between the idealized conditions of simple supported and completely fixed support (Figure 2). Several authors have demonstrated the importance of using an IL that better describes the real structural conditions, as Žnidarič and Baumgartner [26], McNulty [27], González and O'Brien [28], McNulty and OBrien [29], Quilligan [30], Obrien, Quilligan and Karoumi [31], Junges, Pinto and Fadel Miguel [32], Ieng [33], Heinen, Pinto and Junges [34]. According to Obrien, Quilligan and Karoumi [31], although the IL can be easily obtained from the theoretical or numerical analysis of the structure, the results usually do not meet the ones measured on the bridge, being interesting to acquire the IL directly from the measured stresses coming from the passage of a vehicle with known weight. These authors have developed a mathematical method to calculate the IL directly from monitoring data. In the proposed method, there is no need to know the exactly position in which the applied load starts the bending of the bridge. Thus, uncertainty around the real support conditions and the small strain usually induced near the supports are avoided.

Using a vehicle with known axle weights, this method consists to minimize Equation (4) in respect to the R^{th} IL ordinate, resulting in the Equation (9) which can be rewritten in matrix form as shown in Equation (10).

$$\sum_{k=1}^T \left[\sum_{i=1}^n P_i I_i^k \right] P_j = \sum_{k=1}^T M_{SE}^k P_j \quad (9)$$

$$[W]\{I\} = \{MP\} \quad (10)$$

where $[W]$ = sparse and symmetric matrix dependent of axle weights; $\{I\}$ = vector containing the IL ordinates; $\{MP\}$ vector dependent of measured bending moments and axle weights. The IL ordinates are obtained by according to Equation (11).

$$\{I\} = [W]^{-1}\{MP\} \quad (11)$$

This procedure was validated on two reinforced concrete bridges located in Sweden [31], reaching excellent correlation between the measured response and the predicted one with the acquired IL. Nevertheless, this method may require a high computational cost, since it is necessary to invert a matrix that, for a three-axle truck and acquisition frequency of 1024 Hz, may be in the order of 1500 and 2000.

The B-WIM system used in the present study, developed initially by Žnidarič, Žnidarič e Terčelj [35], uses ILs obtained by means of the procedure proposed by [31] from the passage of trucks with known weights over the bridge. The IL calibration follows the indication of the COST 323 [8] report and the recommendations about weigh-in-motion published by ISWIM [36] to ensure a good quality in the results.

Based on the COST 323 [8] report, the calibration process of B-WIM systems, i.e., obtaining the actual bridge IL, consists of passing vehicles with known weights over the system several times. The greater the number of passages, the greater the accuracy of the system. These passages should be done with at least two vehicle classes (rigid and semi-trailer) at two velocity levels.

2.2 Axle detection sensors

In order to obtain velocity information, axle spacing and vehicle class that travel in the highway, strain transducers, called free-of-axle detector (FAD) sensors, are placed on the bottom of the bridge superstructure instrumented with B-WIM systems [37].

The FAD sensors are installed at a certain distance along the bridge length so that it is possible to acquire similar signals spaced by a time interval, as can be seen in Figure 3 for the passage of a 5-axle truck. From these signals, the vehicle velocity is calculated by an optimization process that results on the time interval which minimizes the difference between sensors readings [7], as defined by Equation (12).

$$\xi(\Delta t) = \sum_{t=1}^{TT} [\varepsilon_2(t + \Delta t) - \varepsilon_1(t)]^2 \quad (12)$$

where ξ = objective function; Δt = time for the truck to pass between two instrumented sections; TT = total time for the truck to

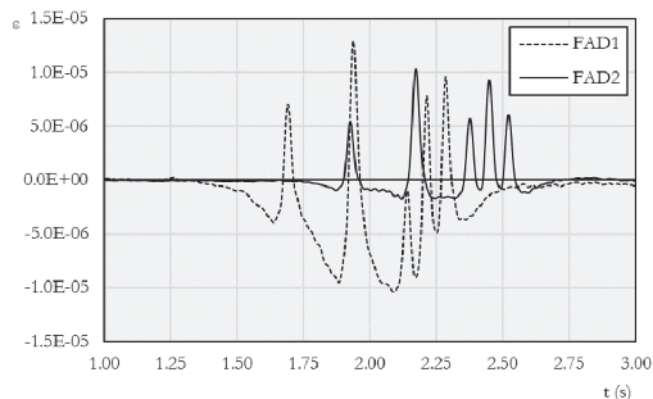


Figure 3 Signals obtained with FAD sensors for a 5-axle vehicle

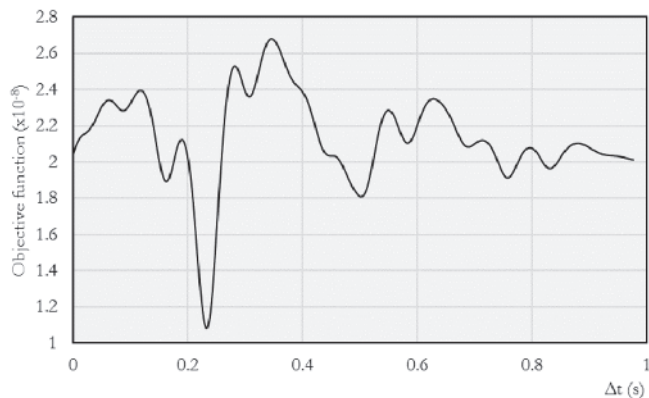


Figure 4
Acquiring the time interval which minimizes the objective function

pass the two instrumented sections; ϵ_1 , ϵ_2 = strain measured in section 1 e 2, respectively.

Figure 4 shows an example of the behavior of objective function (ξ) with time interval (Δt) varying between 0 and 1 s. From this figure, it is clear that a minimum global value for the time interval exists. Knowing the distance between sensors and using the time interval obtained by this optimization process, it is possible to acquire the vehicle velocity.

2.3 Dynamic amplification factor

The dynamic amplification factor, or impact coefficient, is calculated by the relationship between measured and static response, according to Equation (13).

$$DAF = \frac{\epsilon_{SE,max}}{\epsilon_{ST,max}} \quad (13)$$

where DAF = dynamic amplification factor; $\epsilon_{SE,max}$ = measured response; $\epsilon_{ST,max}$ = static response.

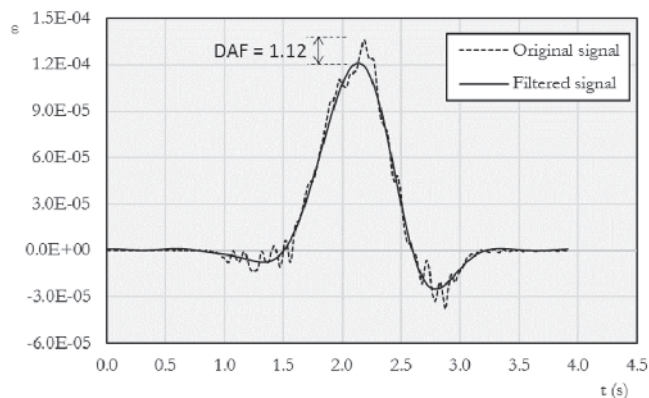


Figure 5
Bridge strain signal before and after the application of the gaussian filter

The static response can be obtained by the signal reconstruction, from the IL and axle weights, or by means of low-pass filters in the measured signal. The latter leading to better results (ARCHES D10 [38]).

Low-pass filters eliminate the response with frequency above certain threshold level. Therefore, the signal is smoothed, removing high frequency fluctuations and saving the low frequency ones. The moving average is the most usual low-pass filter, however the B-WIM system used in the present study uses a Gaussian filter.

The filtering process consists of making a convolution of the original signal and a Gaussian function, both in the frequency domain [39]. The Gaussian filter in one dimension is defined according to Equation (15).

$$g(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \times e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}} \quad (14)$$

where $g(x)$ = Gaussian function; σ = standard deviation.

One of the best justifications for the good performance of the Gaussian filter is related with its response in the frequency domain. The Gaussian function defined in Equation (15) continues

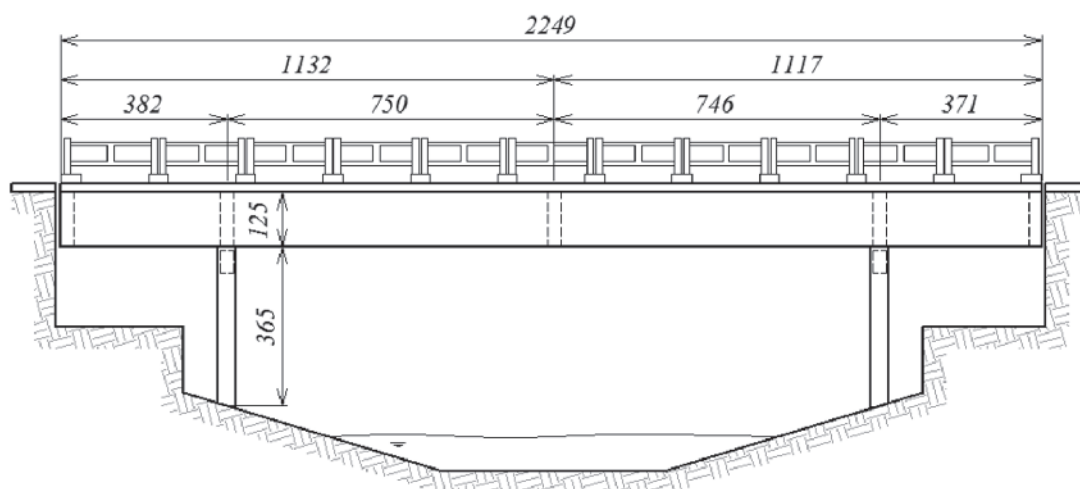


Figure 6
Lateral view of the Lambari bridge (dimensions in cm)

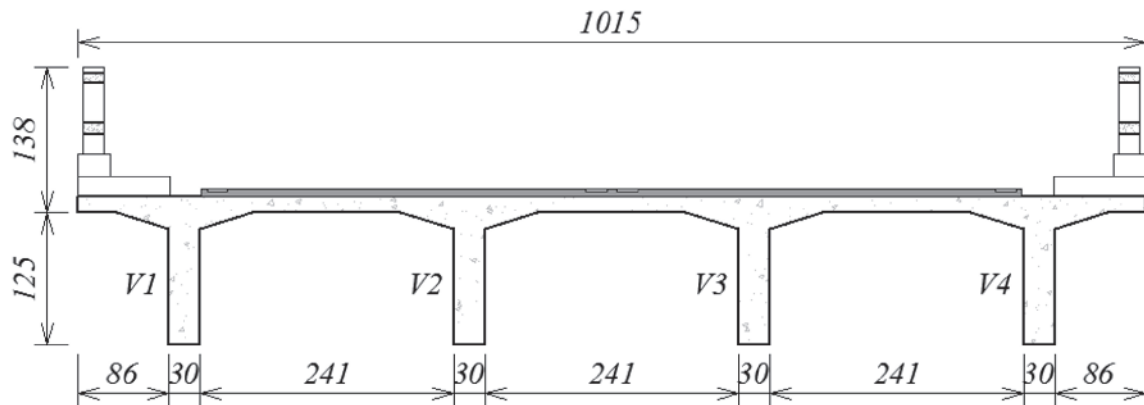


Figure 7
Superstructure cross section of the Lambari bridge (dimensions in cm)

to be Gaussian in the frequency domain [39]. This way the convolution process leads to better smoothed responses when compared to other filters. Figure 5 shows the bridge strain signal before and after the smoothing process.

2.4 Temperature effect

Differently from the transducers used in conventional weigh-in-motion systems installed in the pavement and directly exposed to the sun, the B-WIM systems' transducers are installed below the bridge superstructure, which leads to smaller temperature fluctuations over the day. In addition, the B-WIM system used in

the present study uses self-temperature-compensating transducers. Therefore, for small temperature variations, like the ones that usually occur below the superstructure, it is not expected that the measured strain values will be altered.

3. Case study: Lambari bridge

3.1 Bridge description

The object of the present study is a bridge over Lambari River, on BR-153 highway, km-153, municipality of Uruaçu (State of Goiás), Brazil. Figure 6 and Figure 7 show some geometry details of this

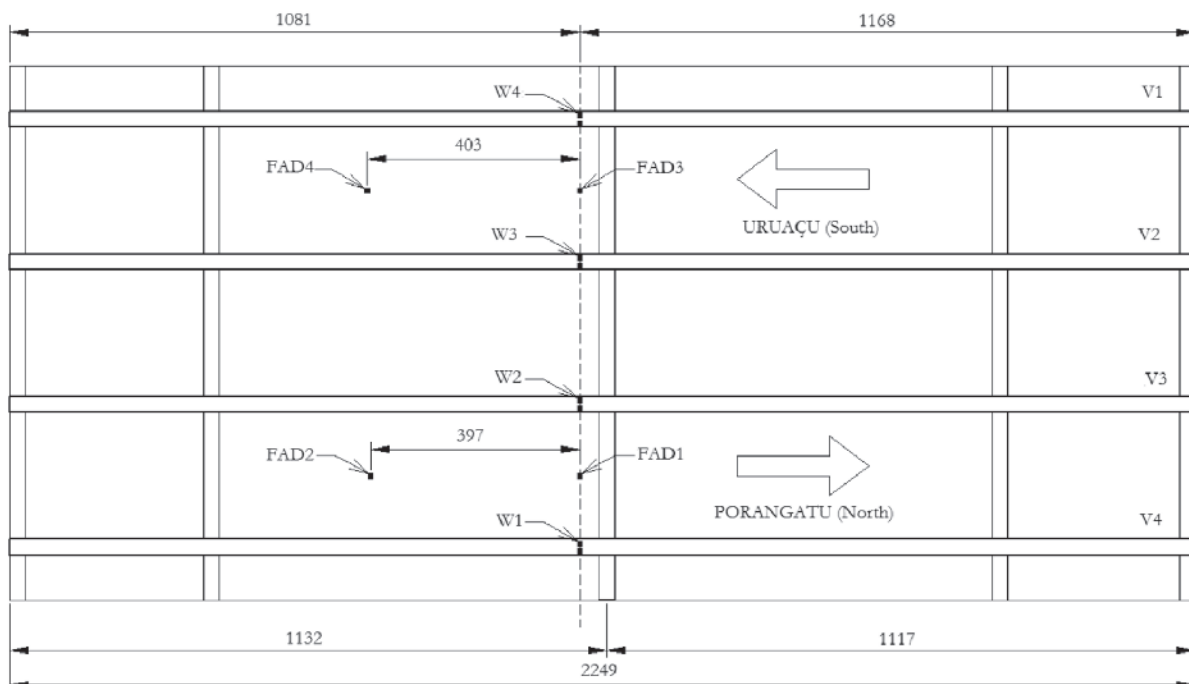


Figure 8
Transducers position on the superstructure

bridge. The structure is made of four main 15 m span girders supported by columns, with 3.75 m cantilevers at each edge, resulting in a total length of 22.5 m. Moreover, there are five cross beams: one at midspan, two above the columns and two at the edges.

This bridge was monitored by a B-WIM system between November of 2013 and January of 2014, for a total of 42 days, in order to assess its security level. Figure 8 shows the location of the transducers for weight measurement (W1, W2, W3 e W4) on the bottom face of the girders, near midspan, and also the FAD transducers (FAD 1, FAD 2, FAD 3 e FAD 4). FAD transducers were placed on the bottom face of the bridge deck in order to acquire more prominent peaks from the passage of a vehicle over the bridge.

3.2 System calibration

The B-WIM system was calibrated following COST 323 [8] report indications. Therefore, two trucks were used, one rigid with three axles and another semi-trailer with five axles. A total of 56 passages were performed for the two lanes, with 17 passages for lane 1 (South-North direction) and 19 passages for lane 2 (North-South direction). The trucks properties are shown in Table 1, with their weights indicated by static scale weighing.

Table 2 and Table 3 present the velocities and axles spacing obtained for the 17 passages on lane 1 and the 19 passages for lane

2, respectively, the errors of axles spacing for each passage when compared to the real values are also shown. It can be seen that the maximum absolute difference between the real spacing and the calculated one is 15 cm, which occurred in the second passage on lane 2, corresponding to a small error of just 3.25%. For the closed spaced axles, the highest errors are 6.17% and 6.19%, for lanes 1 and 2 respectively. Although this percentage is relatively high, these errors correspond to only 8 cm of difference between the real axle space and the calculated one.

The next step was to filter the signal in order to obtain the actual IL and the weighing of the traffic vehicles. The structure fundamental frequency was acquired by performing a frequency domain analysis in the free vibration part of the signals obtained during the passage of the calibration trucks. The frequency domain response for each passage was attained from a Fast Fourier Transform (FFT), as can be seen in Figure 9. The value of 10 Hz can be assigned as the structure fundamental frequency.

The complete signals of each calibration event in the frequency domain are presented in Figura 10, where one can verify that frequencies up to 2.5 Hz are responsible for great part of the amplitude in the structure response. Thus, this value was defined as the cut off frequency for the signal filtering. All passages signals were then filtered in frequency domain previously to the weighing process.

Table 1

Properties of the trucks used during the calibration process

Vehicle	Axles weights (kN)						Spacing between axles (m)			
	GVW	P1	P2	P3	P4	P5	d1-d2	d2-d3	d3-d4	d4-d5
Rigid (3 axles)	264.00	46.70	108.65	108.65	-	-	4.60	1.29	-	-
Semi-trailer (5 axles)	368.00	51.80	53.49	87.56	87.56	87.56	4.27	3.47	1.23	1.23

Table 2

Velocities and axles spacings obtained with FAD sensors for lane 1

Passage	Number of axles	Velocity (m/s)	Calculated axles spacings (m)				Error (%)			
			d1-d2	d2-d3	d3-d4	d4-d5	d1-d2	d2-d3	d3-d4	d4-d5
1	3	22.34	4.67	1.31	-	-	-1.48	-1.47	-	-
2	3	25.41	4.66	1.24	-	-	-1.41	3.82	-	-
3	3	25.73	4.67	1.26	-	-	-1.60	2.61	-	-
4	3	26.06	4.63	1.27	-	-	-0.69	1.36	-	-
5	3	22.84	4.59	1.29	-	-	0.12	-0.28	-	-
6	3	23.64	4.66	1.29	-	-	-1.36	-0.18	-	-
7	3	24.79	4.65	1.21	-	-	-1.04	6.17	-	-
8	3	24.20	4.63	1.23	-	-	-0.69	4.75	-	-
9	3	23.64	4.66	1.29	-	-	-1.36	-0.20	-	-
10	3	25.09	4.66	1.23	-	-	-1.22	5.01	-	-
11	3	18.15	4.64	1.24	-	-	-0.95	3.83	-	-
12	3	18.15	4.64	1.28	-	-	-0.95	1.08	-	-
13	5	21.62	4.27	3.51	1.27	1.27	0.10	-1.02	-3.00	-3.00
14	5	23.91	4.20	3.50	1.21	1.21	1.56	-0.95	1.27	1.27
15	5	23.91	4.30	3.46	1.26	1.21	-0.63	0.40	-2.54	1.27
16	5	24.79	4.21	3.53	1.21	1.26	1.36	-1.85	1.59	-2.34
17	5	23.64	4.20	3.55	1.20	1.25	1.62	-2.44	2.42	-1.32

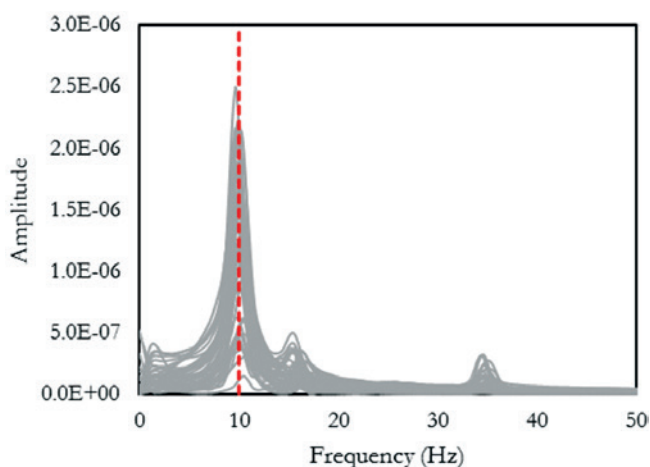


Figure 9
Fundamental frequency of the structure obtained experimentally

With the filtered data, it was attained the IL for lane 1 and lane 2, as shown on Figure 11, together with the theoretical IL. By observing this figure, three aspects can be highlighted: (i) calibration ILs present peaks inferior to the theoretical IL; (ii) calibration ILs are bigger in extension than the theoretical one and; (iii) lane 1 IL present an unexpected behavior, specifically near the South support. Related to the first aspect, it is clear that the real support conditions are different from the idealized theoretical ones, occurring a smoothing in the IL maximum value. The extension of the calibration ILs (second aspect) will always

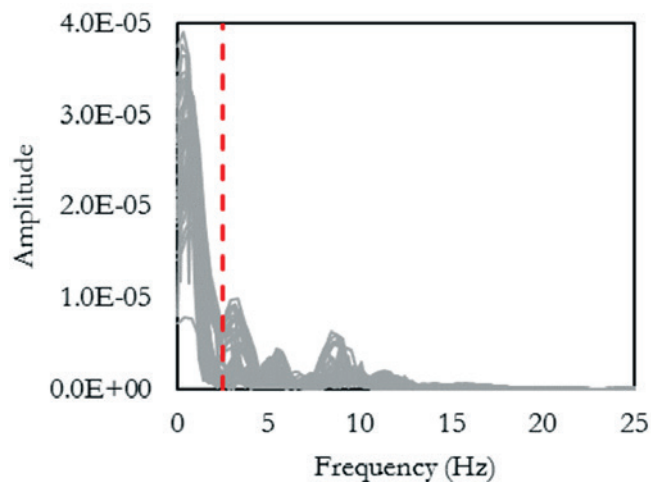


Figure 10
Response of the structure in the frequency domain

be bigger than the bridge length, because the readings start on the instant in which the vehicle enters the bridge (Figure 01) and do not end right after it leaves. In the application of Moses' method, when the first axle enters the bridge ($t = 0$), the other axles do not cause deformation, but they need to be taken into account. Furthermore, because the load is dynamic, the effects caused by the passage of the vehicle do not cease after its exit from the structure. In fact, the structure still presents free vibration response for a while. When this signal stretch is not considered, higher errors occur. Thus, it was decided to extend the IL

Table 3

Velocities and axles spacings obtained with FAD sensors for lane 2

Passage	Number of axles	Velocity (m/s)	Calculated axles spacings (m)				Error (%)			
			d1-d2	d2-d3			d1-d2	d2-d3		
1	3	24.56	4.70	1.25	-	-	-2.21	3.31	-	-
2	3	24.56	4.75	1.30	-	-	-3.25	-0.43	-	-
3	3	23.99	4.73	1.31	-	-	-2.89	-1.70	-	-
4	3	23.72	4.72	1.30	-	-	-2.71	-0.55	-	-
5	3	24.27	4.69	1.33	-	-	-2.04	-2.91	-	-
6	3	24.27	4.69	1.33	-	-	-2.04	-2.91	-	-
7	3	24.86	4.71	1.31	-	-	-2.38	-1.64	-	-
8	3	24.56	4.75	1.30	-	-	-3.25	-0.43	-	-
9	3	24.56	4.70	1.30	-	-	-2.21	-0.41	-	-
10	3	24.27	4.69	1.28	-	-	-2.04	0.76	-	-
11	3	18.76	4.73	1.28	-	-	-2.74	0.60	-	-
12	3	23.45	4.72	1.33	-	-	-2.54	-2.97	-	-
13	5	25.79	4.28	3.53	1.26	1.26	-0.28	-1.62	-2.39	-2.37
14	5	24.86	4.27	3.54	1.26	1.26	-0.07	-2.14	-2.65	-2.63
15	5	25.79	4.28	3.58	1.26	1.26	-0.28	-3.07	-2.39	-2.39
16	5	15.51	4.27	3.51	1.24	1.24	-0.06	-1.29	-1.00	-1.00
17	5	24.86	4.32	3.54	1.26	1.21	-1.20	-2.15	-2.63	1.31
18	5	21.72	4.33	3.52	1.31	1.23	-1.33	-1.47	-6.90	-0.02
19	5	17.05	4.26	3.53	1.27	1.23	0.16	-1.74	-2.90	-0.19

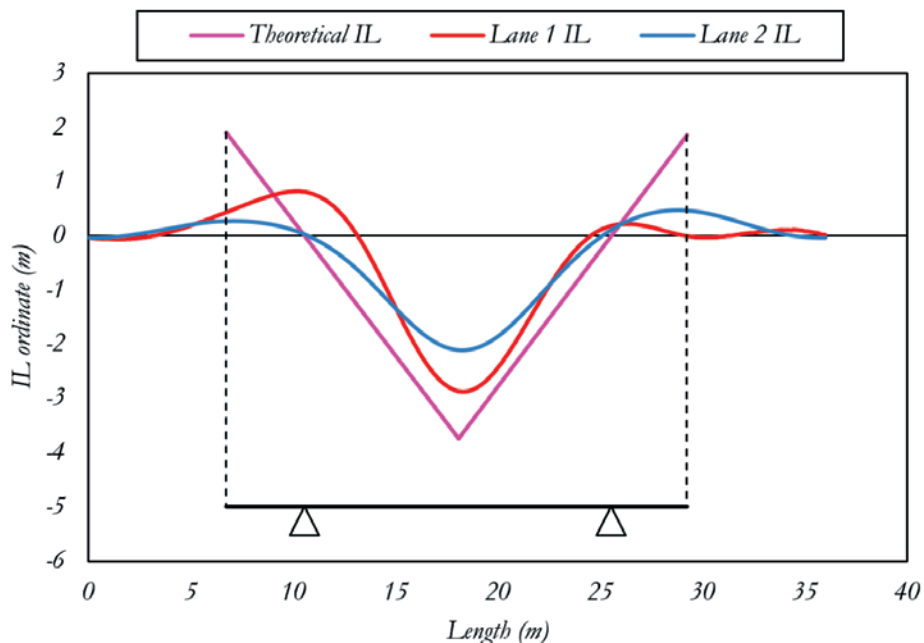


Figure 11
Comparison between ILs acquired during the B-WIM system calibration and the theoretical one

length beyond the bridge ends. It was observed that this extension directly influences the precision of the acquired weights. The extension must be adjusted case by case. For the bridge here analyzed, it was found the value of 36 m for the total extension as the one leading to lower relative errors. The characteristics of the IL of lane 1, both in terms of shape and

maximum value, have occurred due the large oscillation present in the signals originated by the presence of defects in the South entrance of the bridge. In this case, the filtering process was not effective to minimize the dynamic effects.

Using the obtained ILs, the axles weights and GVW of the calibration vehicles were calculated as described on item 2. Table 4

Table 4
Errors (%) acquired for the passages of the calibration vehicles on lane 1

Passage	P1	P2	P3	P4	P5	GVW
1	-5.65	-12.91	11.61	-	-	-1.53
2	-43.59	147.09	-126.97	-	-	0.57
3	-51.18	162.49	-142.75	-	-	-0.93
4	-47.67	128.14	-114.96	-	-	-3.01
5	-28.02	32.26	-26.39	-	-	-2.54
6	-23.10	61.20	-62.53	-	-	-4.63
7	-34.92	119.64	-110.40	-	-	-2.37
8	-21.15	90.92	-85.44	-	-	-1.48
9	-15.05	49.23	-51.42	-	-	-3.56
10	-33.40	109.00	-94.78	-	-	-0.06
11	-70.71	-5.24	56.76	-	-	8.70
12	-73.72	1.24	50.42	-	-	8.22
13	-43.31	80.15	-684.41	954.71	-324.55	2.75
14	11.14	-0.04	-79.57	30.72	42.71	0.08
15	-27.23	48.09	-241.83	188.07	15.18	0.22
16	-14.17	27.09	-54.20	-66.16	87.91	-1.98
17	2.12	13.72	-167.98	146.13	15.57	2.29
Absolute medium error	32.13	64.03	127.20	81.52	28,58	2.64

Table 5
Errors (%) acquired for the passages of the calibration vehicles on lane 2

Passage	P1	P2	P3	P4	P5	GVW
1	-1.42	12.02	-9.57	-	-	0.76
2	-3.07	6.45	-7.66	-	-	-1.04
3	12.02	-18.53	14.32	-	-	0.39
4	6.04	-16.34	14.34	-	-	0.25
5	14.17	-7.64	4.20	-	-	1.09
6	10.16	-4.44	2.41	-	-	0.96
7	-3.52	9.38	-7.47	-	-	0.16
8	5.00	2.71	-4.64	-	-	0.09
9	2.25	-1.95	2.25	-	-	0.52
10	2.60	9.51	-7.02	-	-	1.48
11	-0.64	-9.99	14.14	-	-	1.60
12	-2.64	-14.74	14.91	-	-	-0.40
13	-9.07	12.88	-86.10	116.08	-50.66	-2.34
14	0.13	9.07	-108.78	150.44	-58.35	-1.28
15	-6.12	16.98	-118.92	153.52	-62.74	-2.54
16	23.14	-42.22	237.69	-354.22	166.61	3.12
17	24.20	-15.29	-89.10	198.10	-105.49	0.02
18	13.20	-10.95	-31.11	71.07	-35.29	-0.05
19	27.47	-55.37	284.48	-388.59	167.11	3.17
Absolute medium error	8.78	14.55	55.74	75.37	34.01	1.11

and Table 5 bring the errors for axles weights and GVW for each passage during the calibration process when compared to the data in Table 1. Although the calibration vehicles had significantly different GVWs, the errors were compared together because the system must be robust in order to weigh vehicles with different characteristics with a certain confidence margin. As can be seen, the errors for individual axles weight are high, especially for the closed spaced ones. On the other hand, in relation to GVW, the errors are smaller, with maximum error of 8.70% for lane 1 and 3.17% for lane 2, and relative medium error inferior of 3% for both cases.

3.3 Traffic characterization

Figure 12 illustrates the vehicles histogram, based on number of axles, that crossed over Lambari bridge during the 42 days of monitoring. Vehicles up to three axles summed 52% of total traffic. The GVW of those vehicles, as expected, did not show high values as can be seen in the GVW histogram shown in Figure 13. For this histogram, it is also possible to observe that GVW superior to 300 kN were given by trucks with 6-axle and above which were responsible for the upper tail of the distribution.

The histograms of maximum bending moment at midspan are

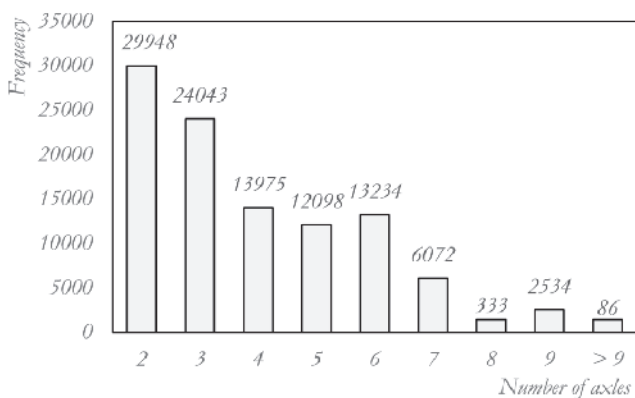


Figure 12
Vehicles histogram, based on number of axles, that traveled over Lambari bridge

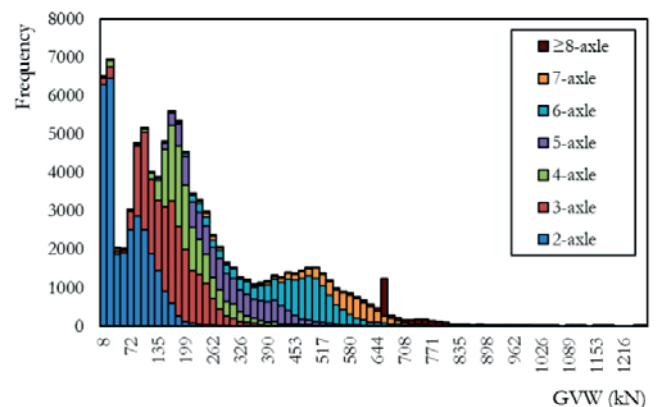


Figure 13
GVW histogram of the monitored vehicles

presented in Figure 14 for each girder. The histograms for girders V3 and V4 show higher dispersion of results when compared to the ones for girders V1 and V2. This happened due to the defects in the South entrance, leading the vehicles to generate more impact when entering the bridge, as can be observed also in lane 1 IL. The central girders, V2 and V3, were the most loaded ones, showing that traffic flowed close to the longitudinal axis of the bridge. For these girders, Figure 15 shows the bending moment histogram for each vehicle with more than 3 axles. As can be seen, vehicles with 3, 4 and 5 axles contributed significantly to the upper tail of the distribution, presenting maximum bending moments in the same magnitude as the ones introduced by vehicles with 6 or more axles. Figure 16 presents the dynamic amplification factor for each vehicle that traveled over the bridge during the 42 days of monitoring. It is observed that trucks with lower GVW present higher impact coefficient values, identifying an inversely proportional relationship between GVW and DAF. This behavior is in agreement with what was observed by [38]. Fitting a Fréchet distribution to the

measured cumulative probability distribution, as shown in Figure 16 (b), a value of 1.31 for DAF is obtained. This value is in agreement with the one indicated in the Brazilian Code NBR 7188 [40] for the analyzed bridge (1.33).

4. Conclusions

In the present study, results of the monitoring of a reinforced concrete bridge in Goiás State by means of a B-WIM system are presented. From these data, it can be concluded about the application of such system:

- The adopted procedure to acquire the Influence Line, implemented in the B-WIM system [31], has made possible to obtain the actual IL of the structure, representing the real support conditions.
- The FAD system for vehicle classification proved to be efficient in detecting the axles of the vehicles traveling alone on the bridge. However, when there is multiple presence this procedure is not recommended. If there is a need for accurate

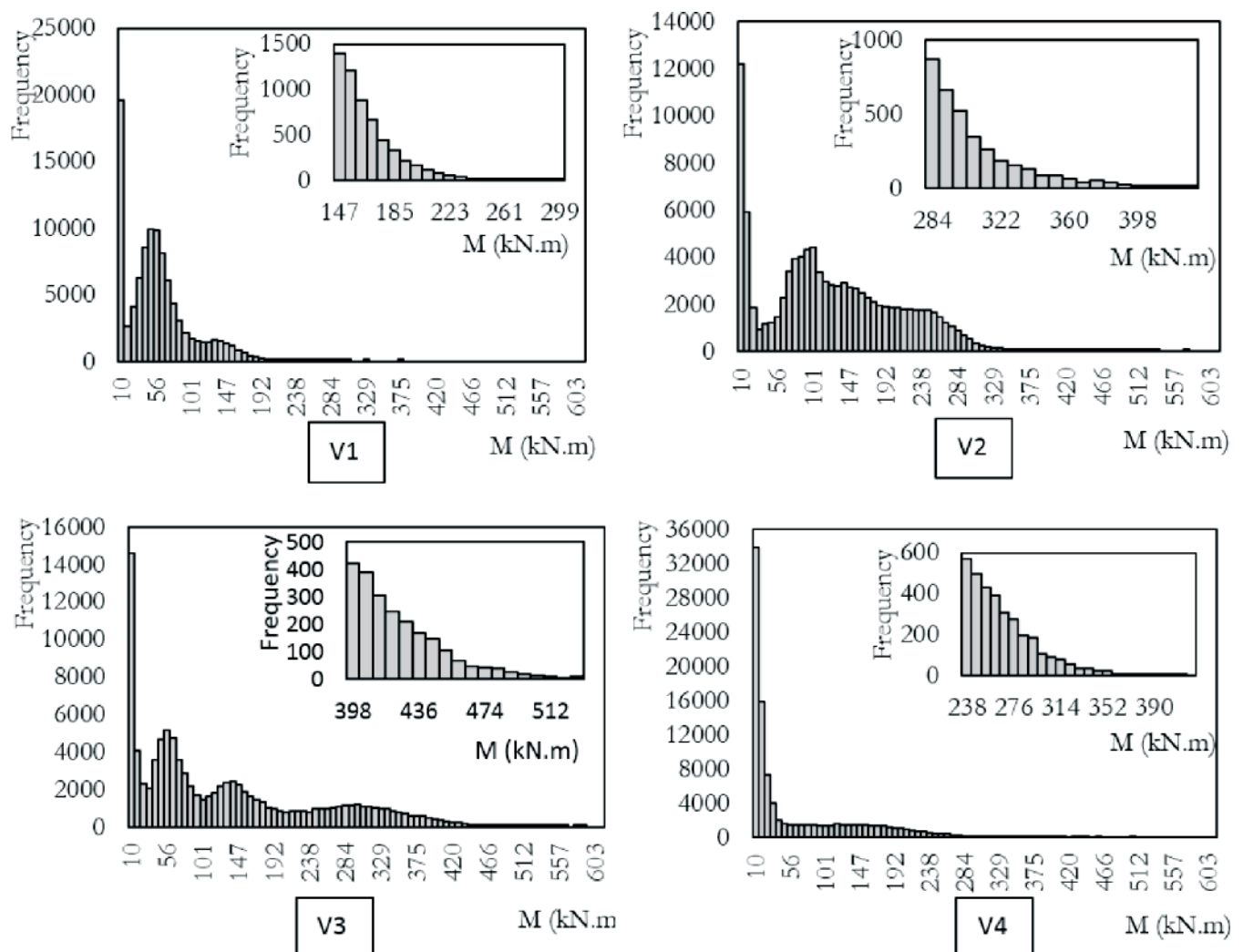


Figure 14
Bending moment histogram for each girder for the trucks passages during monitoring

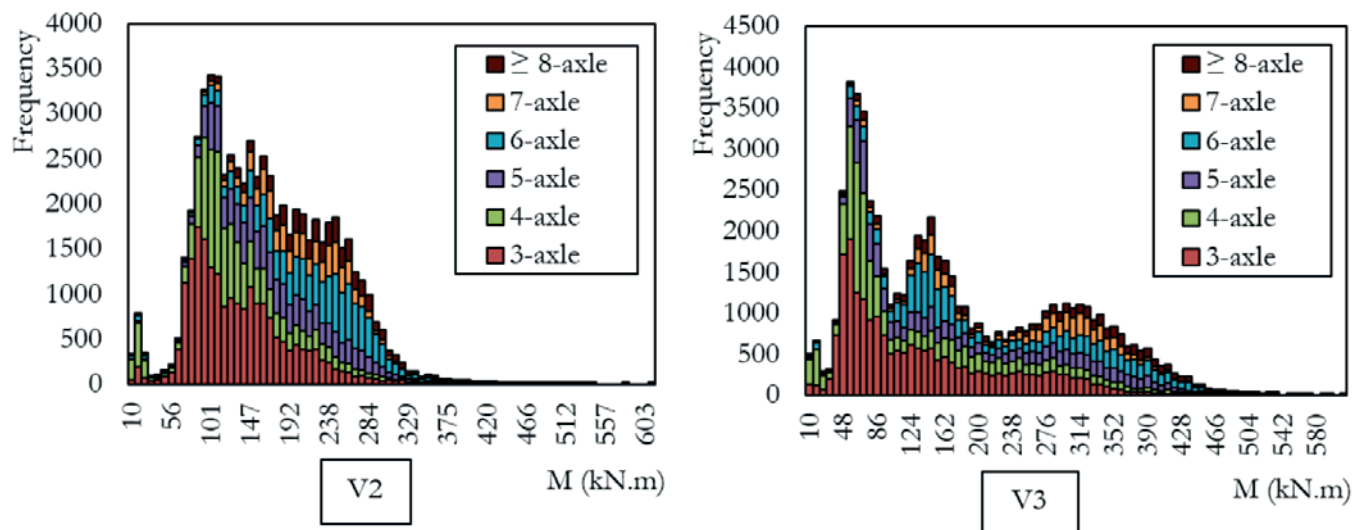


Figure 15
Bending moments histogram for girders V2 and V3 by means of vehicle class

classification of vehicles, image data must be used, so a 3-axle vehicle, e.g., can be classified either as a bus or a truck.

- The system provided good estimation of GVW. On the other hand, weight of isolated axles showed great variability. As a result, this study provided an indication that for the bridge analyzed, and the B-WIM system employed, only the traffic composition (silhouettes and velocities) and the GVW of vehicles could be adequately obtained.

From the monitoring data, it was possible to characterize the active

traffic in the logistic corridor studied and its impact on the bridge internal forces. From this analysis, the following conclusions are drawn:

- Vehicles with up to three axles made up more than half of the traffic during the period of monitoring.
- The vehicles tended to travel next to the longitudinal axis of the bridge instead of on rolling lanes, inducing greater stresses in the central girders.
- Even vehicles with relatively low GVW have introduced high stresses due to their higher dynamic amplification factor.

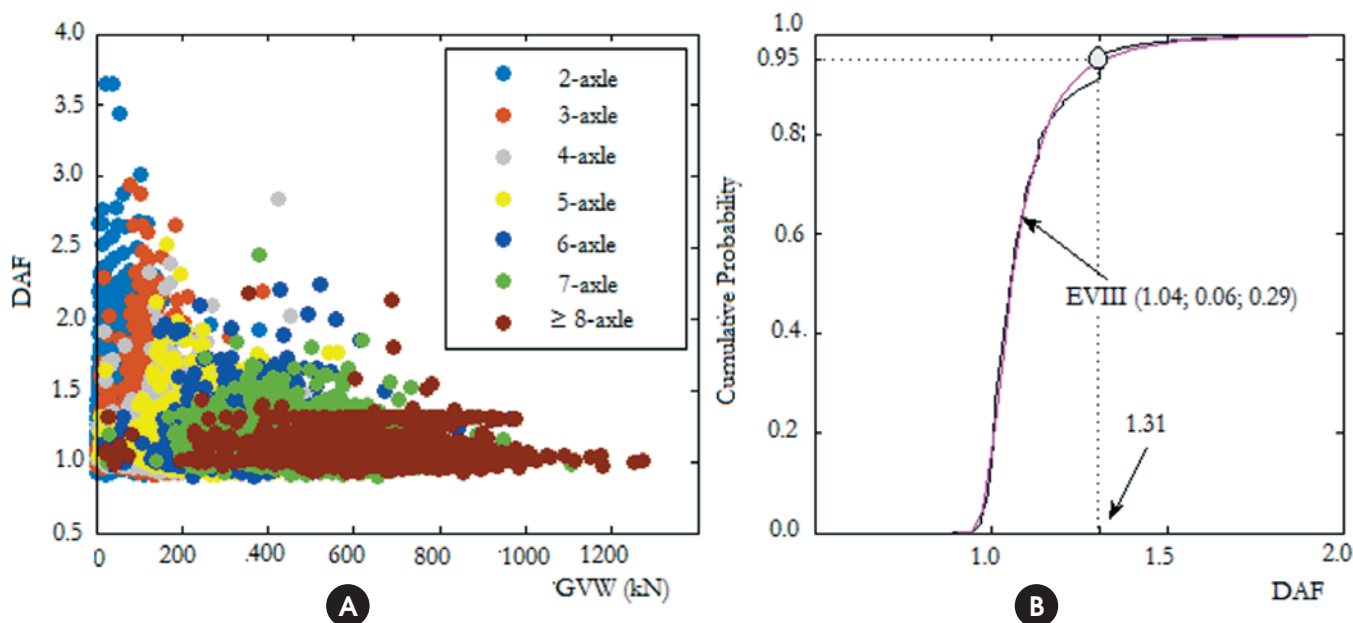


Figure 16
(a) Dynamic amplification factor (DAF) by vehicle type and (b) fitting a Fréchet function to the cumulative probability of DAF

5. Acknowledgements

The authors would like to thank the Transport Infrastructure National Department (DNIT) for the financial support and to the Foundation of Research Support and University Extension (FAPEU) and to the Foundation for Socioeconomic Studies (FEPESE) for the scholarships.

6. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas móveis em pontes rodoviárias. NB-6, Rio de Janeiro, 1960.
- [2] Žnidarič A. Kreslin M. Lavrič I. Kalin J. Simplified approach to modelling traffic loads on bridges. *Procedia – Social and Behavioral Sciences*, v.48, 2012, p.2887-2896.
- [3] O'Brien E. Žnidarič A. Ojio T. Bridge Weigh-in-Motion – latest developments and applications world wide. In: International Conference of Weigh-in-Motion, 5th, Paris, 2008, p.25-38.
- [4] Moses F. Weigh-in-Motion system using instrumented bridges. *ASCE Transp Eng J*, v.105, n.3, 1979, p.233-249.
- [5] Peters RJ. AXWAY - A system to obtain vehicle axle weights. In: Conference of the Australian Road Research Board, 12th, Hobart, 1984, p.19-29.
- [6] Peters RJ. CULWAY - an unmanned and undetectable highway speed vehicle weighing system. In Conference of the Australian Road Research Board, 13th, Adelaide, 1986, p.70-83.
- [7] O'Brien EJ. Žnidarič A. Weigh-in-Motion of Axles and Vehicles for Europe (WAVE). Report of Work Package 1.2: Bridge WIM systems (B-WIM), 2001, 100 p.
- [8] COST 323–Weigh-in-Motion of Road Vehicles - Final Report. Appendix 1: European WIM Specification, 1999.
- [9] Jacob B. Weigh-in-motion of Axles and Vehicles for Europe (WAVE) - General Report. 4th Framework Programme Transport. RTD project, RO-96-SC, 403, 2001.
- [10] Yamada K. Ojio T. Bridge weigh-in-motion system using reaction force method. In: International Workshop on Structural Health Monitoring of Bridges/Colloquium on Bridge Vibration, Japan Society of Civil Engineers, 2003, p.269-276.
- [11] Yu Y. Cai C. Deng L. State-of-the-art review on bridge weigh-in-motion technology. *Advances in Structural Engineering*, v.19, n.9, 2016, p.1514-1530.
- [12] Jiang RJ. Au FTK. Cheung YK. Identification of vehicles moving on continuous bridges with rough surface. *Journal of Sound and Vibration*, v.274, 2004, p.1045-1063.
- [13] Au FTK. Jiang RJ. Cheung YK. Parameter identification of vehicles moving on continuous bridges. *Journal of Sound and Vibration*, v.269, 2004, p.91-111.
- [14] Law SS. Bu JQ. Zhu XQ. Chan SL. Vehicle Condition Surveillance on Continuous Bridges Based on Response Sensitivity. *Journal of Engineering Mechanics*, v.132, n.1, 2006, p.78-86.
- [15] Deng L. Cai CS. Identification of parameters of vehicles moving on bridges. *Engineering Structures*, v.31, n.10, 2009, p.1514-1530.
- [16] Pan C. Yu L. Moving force identification based on firefly algorithm. *Advanced Materials Research*, v. 919, n.1, 2014, p.329-333.
- [17] Kim S. Lee J. Park M. Jo B. Vehicle Signal Analysis Using Artificial Neural Networks for a Bridge Weigh-in-Motion System. *Sensors*, v.9, 2009, p.7943-7956.
- [18] Leming SK. Stalford HL. Bridge weigh-in-motion system development using superposition of dynamic truck/static bridge interaction. In: American Control Conference, Denver, 2003.
- [19] Law SS. Bu JQ. Zhu XQ. Chan SL. Vehicle axle loads identification using finite element method. *Engineering Structures*, v.26, 2004, p.1143-1153.
- [20] González A. Rowley C. O'Brien EJ. A general solution to the identification of moving vehicle forces on a bridge. *Int. J. Numer. Meth. Engng*, v.75, 2008, p.335-354.
- [21] Rowley CW. O'Brien EJ. González A. Žnidarič A. Experimental Testing of a Moving Force Identification Bridge Weigh-in-Motion Algorithm. *Experimental Mechanics*, v. 49, 2009, p.743-746.
- [22] Deesomsuk T. Pinkaew T. Effectiveness of Vehicle Weight Estimation from Bridge Weigh-in-Motion. *Advances in Civil Engineering*, 2009, p.1-13.
- [23] Karoumi R. Wiberg J. Liljencrantz A. Monitoring traffic loads and dynamic effects using an instrumented railway bridge. *Engineering Structures*, v.27, n.12, 2005, p.1813-1819.
- [24] Carvalho Neto JA. Veloso LACM. Weighing in motion and characterization of the railroad traffic with using the B-WIM technique. *Ibracon Structures and Materials Journal*, v.8, n.4, 2015, p.491-506.
- [25] Žnidarič J. Žnidarič A. Evaluation of the carrying capacity of existing bridges – Final Report. Institute for Testing and Research in Materials and Structures, Ljubljana, 1994.
- [26] Žnidarič A. Baumgartner W. Bridge Weigh-in-Motion systems – an overview. In: European Conference of Weigh-in-Motion of Road Vehicles, 2nd, Lisbon, 1998, p.139-152.
- [27] McNulty P. Testing of an Irish Bridge Weigh-in-Motion System, Dublin, 1999, Thesis (Master) - University College Dublin.
- [28] González A. O'Brien EJ. Influence of Dynamics on Accuracy of a Bridge Weigh-in-Motion System. In: Conference of Weigh-in-Motion, 3rd, Orlando, 2002.
- [29] McNulty P. O'Brien EJ. Testing of Bridge Weigh-in-Motion System in a Sub-Arctic Climate. *Journal of Testing and Evaluation*, v.31, n.6, 2003.
- [30] Quilligan M. Bridge Weigh-in-Motion: Development of a 2-D Multi-Vehicle Algorithm, Stockholm, 2003, Thesis (Phd) - Structural Design and Bridge Division, Royal Institute of Technology, 160 p.
- [31] O'Brien EJ. Quilligan M. Karoumi R. Calculating an influence line from direct measurements. In: ICE Bridge Engineering, v.159, n.1, 2005, p.31-34.
- [32] Junges P. Pinto RCA. Fadel Miguel LF. Linha de influência real de pontes utilizando sistemas BWIM. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 56^o, Anais, Natal, 2014.
- [33] Ieng S. Bridge influence line estimation for Bridge Weigh-in-Motion System. *Journal of Computing in Civil Engineering*, v.29, 2015.

- [34] Heinen S. Pinto RCA. Fadel Miguel LF. Junges P. Effect of transverse load distribution on the influence lines given by a bridge weigh in motion system. In: International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, 8th, Anais, Foz do Iguaçu, 2016.
- [35] Žnidarič A. Žnidarič J. Terčelj S. Determination of the true traffic load in the process of safety assessment of existing bridges. In: Congress of Structural Engineers of Slovenia, 12th, Anais, 1991, p.241-246.
- [36] ISWIM. Weigh-in-Motion of Road Vehicles, 2013.
- [37] Žnidarič A. Lavrič I. Kalin J. The next generation of bridge weigh-in-motion systems. In: International Conference of Weigh-in-Motion, 3rd, 2002.
- [38] ARCHES. Deliverable D10: Recommendations on dynamic amplification allowance, (2009).
- [39] Gonzalez RC. Woods RE. Digital image processing. Pearson, 3ed, 2007, 976 p.
- [40] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. NBR 7188, Rio de Janeiro, 2013.

B-WIM systems application on reinforced concrete bridge structural assessment and highway traffic characterization

Aplicação de sistemas B-WIM para avaliação estrutural e caracterização do tráfego em uma ponte de concreto armado

P. JUNGES ^a
paulojunges@gmail.com

R. C. A. PINTO ^b
r.pinto@ufsc.br

L. F. FADEL MIGUEL ^b
leandro.miguel@ufsc.br

Abstract

The vehicles that travel on Brazilian highways have changed a lot in the last decades, with an increase in the traffic load and in the amount of trucks. This fact is not exclusive to our country, so much that in order to assess the structural safety of bridges, there was a great development in bridge weigh-in-motion systems (B-WIM) the last decade, especially in developed countries. Moses, in 1979, was the first one to introduce the B-WIM concept. This work presents the results of a B-WIM system applied on a bridge over the Lambari river, located at BR 153 in Uruaçu (Goiás). The weigh-in-motion technique used is based on Moses' Algorithm and uses influence lines obtained direct from traffic. Traffic characterization of that particular highway, as well as the effects introduced in the bridge structure and the experimental dynamic amplification factor are also discussed. At the end it is concluded that the system used is capable of detecting, with good precision, the axle spacing and the gross vehicle weight shows errors inferior to 3% when compared with the gross weight acquired with static scale.

Keywords: B-WIM, monitoring, traffic characteristics, bridges, safety.

Resumo

Os veículos que trafegam nas rodovias brasileiras mudaram muito nas últimas décadas, ocorrendo um aumento na capacidade de carga e na quantidade de caminhões. Esse fato não é exclusivo do nosso país, tanto que na última década houve um grande desenvolvimento dos sistemas de pesagem em movimento em pontes (bridge weigh-in-motion, B-WIM), especialmente nos países desenvolvidos, para avaliação da segurança estrutural de pontes. Moses em 1979 foi o primeiro a introduzir o conceito de B-WIM e o algoritmo por ele desenvolvido continua sendo o mais popular nos sistemas comerciais. No presente estudo são mostrados os resultados da utilização de um sistema B-WIM no monitoramento de uma ponte sobre o rio Lambari, na BR 153, no município de Uruaçu (Goiás). A técnica de pesagem em movimento empregada é baseada no algoritmo de Moses e utiliza linhas de influência obtidas diretamente do tráfego. A caracterização do tráfego atuante nessa rodovia, bem como os esforços introduzidos na estrutura da ponte e um coeficiente de impacto obtido de forma experimental são também discutidos. Ao final conclui-se que o sistema empregado é capaz de detectar com boa precisão o espaçamento entre os eixos e o peso bruto total dos veículos apresenta erros inferiores a 3% quando comparados com os pesos obtidos em balança estática.

Palavras-chave: B-WIM, monitoramento, característica do tráfego, pontes, segurança.

^a Civil Engineering Department, Federal University of Mato Grosso;

^b Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Santa Catarina, Brasil.

1. Introdução

O modelo de carga móvel utilizado no Brasil pouco mudou nos últimos quarenta anos. Desde a NB-6 de 1960 [1] é utilizado um veículo padrão formado por seis rodas distribuídas em três eixos igualmente espaçados de 1,5 m. Em contrapartida, os veículos que trafegam nas rodovias brasileiras mudaram muito nas últimas décadas, ocorrendo um aumento na capacidade de carga, na quantidade de caminhões e o surgimento de novas classes de veículos, sendo comum atualmente a presença de caminhões com até nove eixos e comprimentos de até 30 metros.

Assim, o carregamento proveniente do tráfego precisa ser melhor avaliado de modo a garantir a segurança das Obras de Arte Especiais (OAEs). Conforme [2], estas mudanças no tráfego devem ser regularmente levadas em consideração por meio de recalibração das normas. Nesse ponto, sistemas B-WIM, os quais permitem a estimativa do carregamento efetivo sobre pontes, vem tendo um grande desenvolvimento nos últimos anos [3], tanto em termos de avaliação da segurança de estruturas existentes quanto para determinação de cargas de projeto.

O conceito de B-WIM foi introduzido por Moses [4] no final dos anos 70 por meio de um algoritmo que recebeu seu nome. Esse algoritmo faz uso do conceito da linha de influência (LI) para obter o peso dos veículos que trafegam sobre a pontes em sistema formados por vigas principais e laje.

Na década de 80, Peters ([5] e [6]) desenvolveu sistemas de pesagem em movimento para utilização em pontes (AXWAY) e viadutos no sistema laje lisa (CULWAY), obtendo resultados satisfatórios para PBT, mas pouco precisos para peso dos eixos com pouco espaçamento.

Já nos anos 90, surgiram dois sistemas B-WIM concomitantemente na Eslovênia e na Irlanda [7], ambos fruto dos projetos COST 323 [8] e WAVE [9]. O sistema DuWIM foi desenvolvido por pesquisadores da Trinity College Dublin e University College Dublin e utiliza um método gráfico manual ponto a ponto para obter a

linha de influência da ponte a partir da passagem de um veículo de calibração. Já o SiWIM, desenvolvido pela equipe do Instituto Esloveno de Engenharia Civil e Construção (ZAG), faz uso do algoritmo de Moses para obtenção dos pesos e, na sequência, faz uso de um algoritmo de otimização para melhorar os resultados. Além disso, o sistema SiWIM não utiliza sensores de detecção de eixo sobre a ponte. Ambos DuWIM e SiWIM foram desenvolvidos para utilização em pontes ortotrópicas.

Nos anos 2000, Yamada e Ojio [10] desenvolveram um sistema B-WIM no qual os enrijecedores em um apoio de uma ponte metálica são instrumentados para medir as deformações verticais. Porém, o método não é muito preciso e, segundo os autores, o motivo seria a instrumentação de apenas um elemento.

Em todos estes métodos apresentados, a identificação dos pesos dos eixos nada mais é do que um problema de otimização [11]. Nesse sentido, autores como Jiang et al [12], Au et al [13], Law et al [14], Deng e Cai [15], Pan e Yu [16] e Kim et al [17] buscaram empregar diferentes técnicas de otimização para solucionar o problema, desde o emprego de algoritmos genéticos até o uso de redes neurais artificiais.

Além desses sistemas no domínio do tempo, diversos autores propuseram métodos que utilizam a resposta dinâmica da ponte ([18], [19], [20], [21] e [22]). Entretanto, esses métodos ainda são muito complexos e de difícil implantação.

Em 2005, Karoumi, Wiberg e Liljencrantz [23] estenderam a utilização de B-WIM para monitoramento de pontes ferroviárias. O sistema empregado utiliza transdutores de deformação específica posicionados em diferentes pontos para detecção dos eixos e cálculo da velocidade. No Brasil, Carvalho Neto e Veloso [24] desenvolveram sistema semelhante para caracterização do tráfego ferroviário.

Apesar de todos os avanços, o algoritmo de Moses continua sendo a escolha ideal para implementação em sistemas B-WIM devido à sua simplicidade e boa precisão, desde que sejam respeitadas certas exigências [11]. Dessa forma, com o intuito de avaliar a

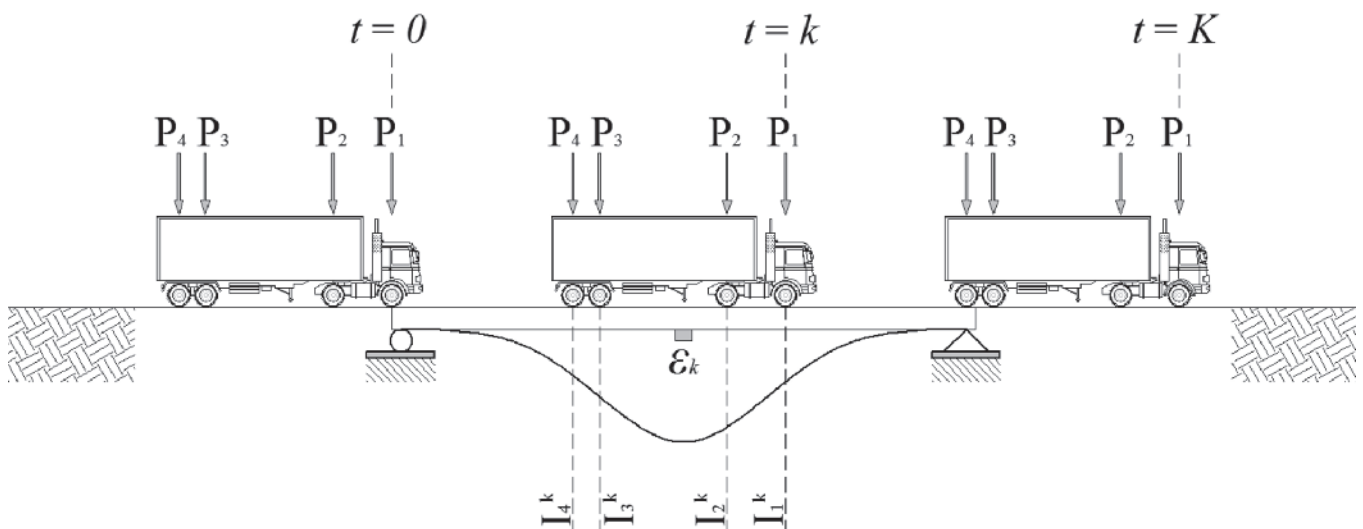


Figura 1

Linha de influência para momento fletor solicitante para um veículo com 4 eixos

eficiência deste sistema nas OAEs da malha rodoviária brasileira, uma ponte na BR 153 foi monitorada durante 42 dias. A partir desse monitoramento, foram obtidas informações do tráfego atuante e, também, informações sobre a estrutura em termos de linha de influência e distribuição de esforços.

2. Sistemas de pesagem em movimento em pontes (B-WIM)

Amplamente utilizadas nos países desenvolvidos para avaliação da segurança da estrutura de pontes, técnicas B-WIM já são utilizadas em alguns desses países para determinar a carga móvel utilizada em projeto. Segundo Žnidarič e Žnidarič [25], na aplicação de B-WIM, o veículo permanece em contato com a ponte por um período longo de tempo, o que possibilita obter uma quantidade grande de medições e por consequência, suavizar os efeitos dinâmicos. Além disso, a principal vantagem dos sistemas B-WIM é o fato deles serem totalmente portáteis e não interferirem no tráfego durante a sua instalação [2].

Os conceitos de B-WIM foram apresentados inicialmente por Moses [4] em 1979, que partindo do princípio que uma carga móvel ao longo da ponte introduz tensões proporcionais ao produto do valor da ordenada da linha de influência e da magnitude da carga, obteve o peso dos caminhões que trafegavam sobre a ponte por meio de uma função que minimiza o erro entre a resposta medida e a resposta estática teórica.

Dessa forma, um caminhão trafegando a uma velocidade constante produz uma resposta que varia ao longo do tempo em intervalos iguais (k). Observando a Figura 1 e considerando o princípio da superposição dos efeitos, o momento fletor teórico máximo, em um instante k , pode ser obtido conforme indicado na Equação (1).

$$M_{ST}^k = \sum_{i=1}^N P_i I_i^k \quad (1)$$

onde M_{ST}^k = momento fletor teórico; N = número de eixos do veículo; P_i = força referente ao peso do i -ésimo eixo do veículo; I_i^k = ordenada da LI para o i -ésimo eixo para a leitura k .

Moses usou o fato da tensão em cada viga ser relacionada com o momento fletor pela relação indicada na Equação (2) e obteve o momento fletor atuante na ponte, em um determinado instante k , conforme define a Equação (3), considerando que todas as vigas possuem as mesmas propriedades.

$$M_j = W_j \sigma_j = EW_j \varepsilon_j \quad (2)$$

$$M_{SE}^k = EW \sum_{j=1}^m \varepsilon_j^k \quad (3)$$

onde E = módulo de elasticidade do material da ponte; W_j = módulo elástico da seção transversal da j -ésima longarina; M_{SE}^k = momento fletor experimental em determinado instante de tempo; m = número de longarinas que compõem a estrutura da ponte; ε_j^k = deformação específica da j -ésima longarina em determinado instante de tempo. No valor do momento fletor medido estão inclusos efeitos dinâmicos do sistema caminhão-pavimento-estrutura. Como a resposta medida é obtida durante toda a passagem do veículo sobre a ponte, esses efeitos dinâmicos podem ser suavizados por meio de uma função erro que minimiza a soma dos quadrados das diferenças entre os momentos fletores experimental e teórico, como indica a Equação (4). Esse processo de minimização permite obter cargas mais próximas dos valores estáticos reais.

$$\varphi = \sum_{k=1}^K (M_{SE}^k - M_{ST}^k)^2 \quad (4)$$

onde φ = função erro; k = número da leitura; K = número total de leituras.

Minimizando a Equação (4) em relação aos j -ésimos eixos chega-se a Equação (5), que pode ser reescrita no formato matricial, conforme define a Equação (6), em função da matriz de linhas de

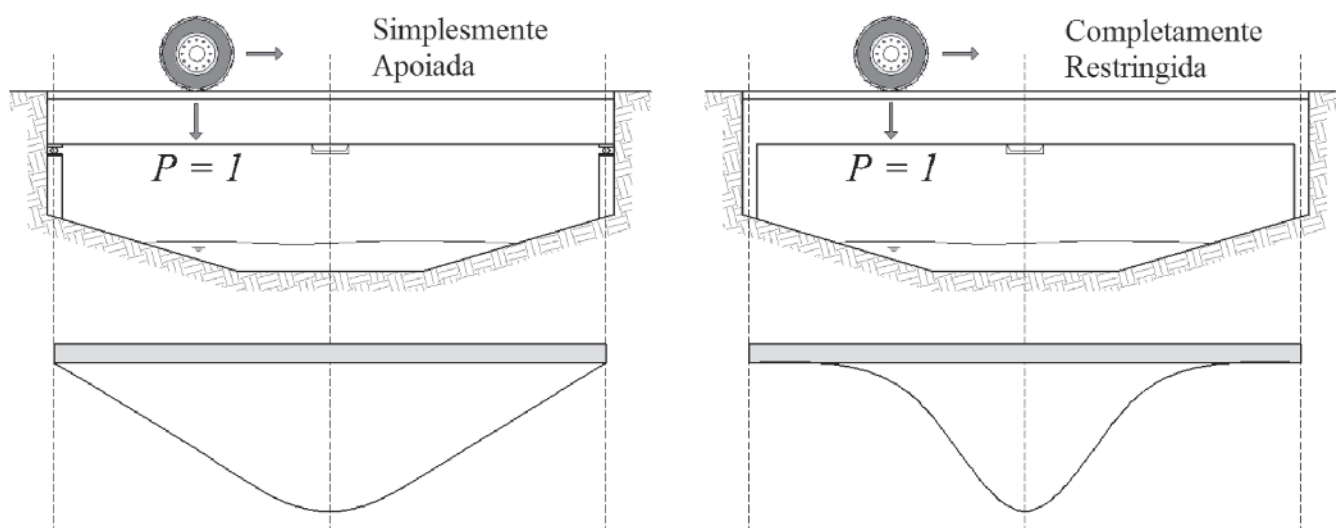


Figura 2 Linha de influência para momentos fletores no meio do vão pontes simplesmente apoiadas e completamente restringidas

influência [F] e do vetor que relaciona os momentos fletores medidos e as ordenadas da linha de influência {M}.

$$\sum_{k=1}^T \left[\sum_{i=1}^n P_i I_i^k \right] I_j^k = \sum_{k=1}^T M_{SE}^k I_j^k \tag{5}$$

$$\{P\} = [F]^{-1} \{M\} \tag{6}$$

$$[F] = \sum_{k=1}^T I_i^k I_j^k \tag{7}$$

$$\{M\} = \sum_{k=1}^T M_{SE}^k I_j^k \tag{8}$$

onde T = número total de intervalos de tempo utilizados; $\{P\}$ = vetor dos pesos dos eixos; $[F]$ = matriz de linhas de influência para momentos; $\{M\}$ vetor que relaciona os momentos fletores medidos e as ordenadas da LI.

Cada elemento do vetor $\{P\}$, definido pela Equação (6), representa o peso de um dos eixos do veículo. O peso bruto total (PBT) é calculado por meio do somatório dos elementos desse vetor.

A eficiência do algoritmo de Moses aqui exposto é afetada principalmente pelo efeito dinâmico dos veículos em movimento, a posição transversal dos veículos e o sistema de equações final [11]. O efeito dinâmico dos veículos é diretamente relacionado à rugosidade do pavimento e as condições da entrada da ponte. Quanto maiores os efeitos dinâmicos, menor será a precisão do sistema, pois maior será a diferença entre a resposta medida e a prevista utilizando a LI estática. Além disso, o algoritmo não considera o número de pistas que a ponte possui e consequentemente não considera a distribuição transversal da carga, podendo levar a erros significativos. Por fim, o sistema de equações final pode ser mal condicionado caso o ruído presente no sinal medido seja significativo.

2.1 Calibração do sistema

Moses em seu estudo utilizou uma LI teórica para obter os pesos dos caminhões. Porém, segundo Žnidarič e Baumgartner [26], a LI real da estrutura está entre as condições idealizadas de simplesmente apoiada e completamente restringida (Figura 2). Diversos autores têm demonstrado a importância de se utilizar uma LI que melhor reflita as condições reais da estrutura, podendo ser citados os trabalhos de Žnidarič e Baumgartner [26], McNulty [27], González e O'Brien [28], McNulty e O'Brien [29], Quilligan [30], O'Brien, Quilligan e Karoumi [31], Junges, Pinto e Fadel Miguel [32], Ieng [33], Heinen, Pinto e Junges [34].

Segundo O'Brien, Quilligan e Karoumi [31], apesar da LI ser facilmente obtida da análise teórica e/ou numérica da estrutura, os resultados geralmente não correspondem aos medidos na ponte, sendo interessante obter a LI diretamente das medidas de esforços provenientes da passagem de um veículo com peso conhecido. Esses autores desenvolveram um método matemático para calcular a linha de influência diretamente das medidas do monitoramento. No método proposto, não há necessidade de conhecer a posição exata para a qual a carga aplicada causa o início da flexão da ponte. Assim, evitam-se as incertezas em torno das reais condições de apoio e as deformações específicas muito pequenas geralmente induzidas próximas dos apoios.

Utilizando um veículo com os pesos dos eixos conhecidos, este método consiste em minimizar a Equação (4) em relação a R -ésima ordenada da LI, obtendo-se a Equação (9) que pode ser reescrita na forma matricial conforme define a Equação (10).

$$\sum_{k=1}^T \left[\sum_{i=1}^n P_i I_i^k \right] P_j = \sum_{k=1}^T M_{SE}^k P_j \tag{9}$$

$$[W]\{I\} = \{MP\} \tag{10}$$

onde $[W]$ = matriz esparsa e simétrica dependente dos pesos dos eixos; $\{I\}$ = vetor contendo as ordenadas da LI; $\{MP\}$ vetor dependente dos momentos fletores medidos e do peso dos eixos.

Invertendo-se a matriz $[W]$ é possível obter as ordenadas da LI conforme a Equação (11).

$$\{I\} = [W]^{-1} \{MP\} \tag{11}$$

Esse procedimento foi validado em duas pontes de concreto armado localizadas na Suécia [31], obtendo excelente correlação entre a resposta medida e a resposta prevista com a LI obtida. Contudo, esse método pode demandar um custo computacional elevado, já que é necessário inverter uma matriz que, para um caminhão com 03 eixos e frequência de aquisição de dados de 1024 Hz, pode ser de ordem entre 1500 e 2000.

O sistema B-WIM utilizado no presente estudo, desenvolvido inicialmente por Žnidarič, Žnidarič e Terčelj [35], utiliza linhas de influência obtidas por meio do procedimento proposto por [31] a partir da passagem caminhões com pesos conhecidos sobre a ponte. A calibração da LI segue as indicações do relatório COST 323 [8] e recomendações sobre pesagem em movimento publicado pelo ISWIM [36] de modo a se garantir uma boa qualidade dos resultados obtidos.

Com base no relatório COST 323 [8], o processo de calibração dos sistemas B-WIM, ou seja, a obtenção da LI real da ponte, consiste em passar veículos com pesos conhecidos sobre o sistema diversas vezes. Quanto maior o número de passagens maior a precisão do sistema. Estas passagens devem ser realizadas com pelo menos duas classes de veículos (rígido e articulado) e dois níveis de velocidade.

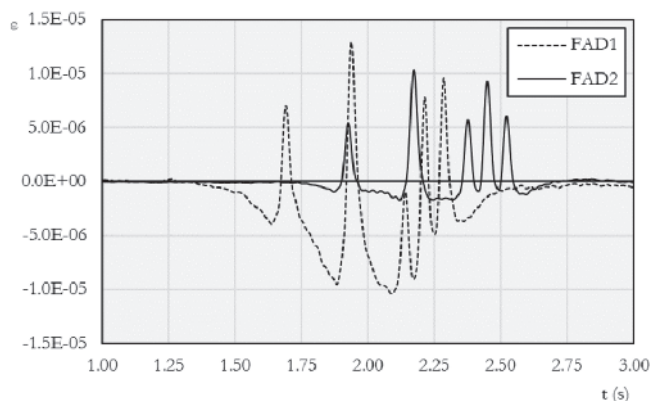


Figura 3
Sinais obtidos com sensores FAD para um veículo de 5 eixos

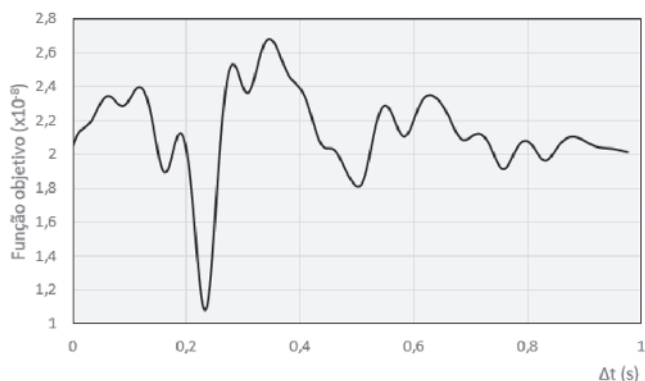


Figura 4
Obtenção do intervalo de tempo que minimiza a função objetivo

2.2 Sensores de detecção de eixos

Para obtenção de informações de velocidade, espaçamento de eixos e categoria dos veículos que trafegam nas rodovias, transdutores são instalados na parte inferior da superestrutura de pontes instrumentadas com sistemas B-WIM, denominados sensores FAD (*free-of-axle detector*) [37].

Os sensores FAD são instalados com certo espaçamento ao longo do comprimento da ponte, de modo a se obter dois sinais semelhantes com picos espaçados por certo intervalo de tempo, como pode ser visto na Figura 3, para a passagem de um caminhão de 5 eixos. A partir desses sinais, a velocidade do veículo é calculada por meio de um processo de otimização, de modo a se obter o intervalo de tempo que minimize a diferença de leituras dos sensores [7], como define a Equação (12).

$$\xi(\Delta t) = \sum_{t=1}^{TT} [\varepsilon_2(t + \Delta t) - \varepsilon_1(t)]^2 \quad (12)$$

onde ξ = função objetivo; Δt = tempo necessário para o caminhão

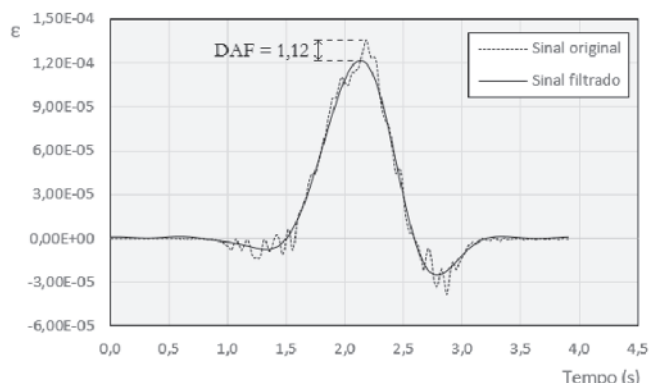


Figura 5
Sinal de deformação da ponte antes e após a aplicação do filtro gaussiano

passar entre as duas seções instrumentadas; TT = tempo total para o caminhão cruzar as duas seções instrumentadas; ε_1 e ε_2 = deformação medida na seção 1 e 2, respectivamente.

A Figura 4 mostra um exemplo do comportamento da função objetivo (ξ) com intervalo de tempo (Δt) variando entre 0 e 1 s. Por essa figura, fica clara a existência de um valor mínimo global para o intervalo de tempo. Sabendo-se a distância entre os sensores nas duas seções instrumentadas e se utilizando o intervalo de tempo obtido por esse processo de otimização, é possível a obtenção da velocidade do veículo.

2.3 Fator de amplificação dinâmica

O fator de amplificação dinâmica, ou coeficiente de impacto, é calculado por meio da relação da resposta medida com a resposta estática, conforme define a Equação (13).

$$DAF = \frac{\varepsilon_{SE,max}}{\varepsilon_{ST,max}} \quad (13)$$

onde DAF = fator de amplificação dinâmica; $\varepsilon_{SE,max}$ = resposta

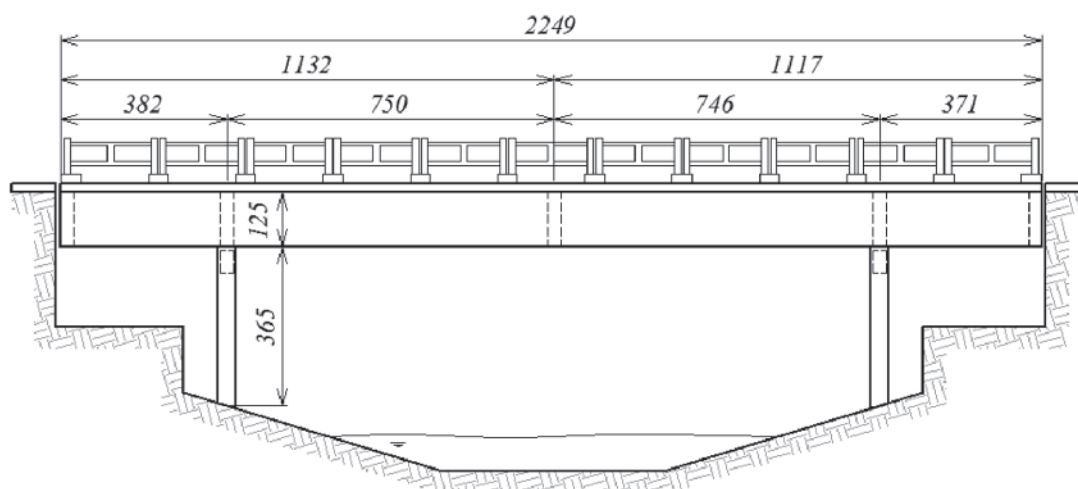


Figura 6
Vista lateral da ponte sobre o Rio Lambari (cotas em cm)

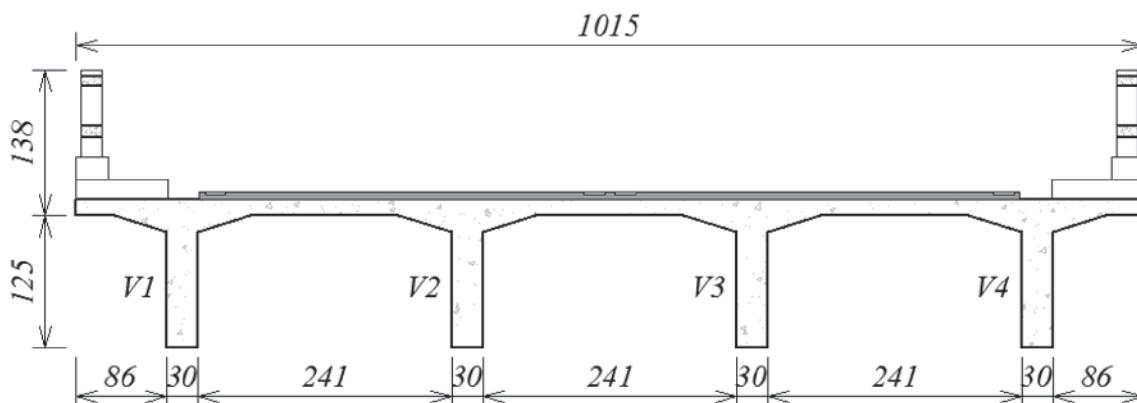


Figura 7
Seção transversal da superestrutura da ponte sobre o Rio Lambari (cotas em cm)

medida; $\epsilon_{ST,max}$ = resposta estática.

A resposta estática pode ser obtida por meio da reconstrução do sinal, a partir da LI e pesos dos eixos, ou por meio da utilização de filtros de passa baixa no sinal medido. Sendo que esse segundo processo leva a melhores resultados (ARCHES D10 [38]).

Os filtros de passa baixa, eliminam a resposta com frequência superior a um determinado nível. Dessa forma, suaviza-se o sinal, removendo as flutuações de alta frequência e mantendo as de baixa frequência. A média móvel é o filtro de baixa frequência mais usual, sendo que o sistema B-WIM utilizado no presente estudo faz uso de um filtro gaussiano.

O processo de filtragem consiste em fazer uma convolução do sinal original e de uma função gaussiana, ambos no domínio da

frequência [39]. O filtro gaussiano em uma dimensão é definido conforme descreve a Equação (14).

$$g(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \times e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}} \tag{14}$$

onde $g(x)$ = função gaussiana; σ = desvio padrão.

Uma das melhores justificativas para o bom desempenho do filtro gaussiano se relaciona com sua resposta no domínio da frequência. A função gaussiana definida na Equação (15) no domínio da frequência continua sendo uma função gaussiana [39]. Dessa forma o processo da convolução leva a respostas melhor suavizadas quando comparadas com outros filtros. A Figura 5 mostra o sinal de deformação da ponte antes e após o processo de suavização.

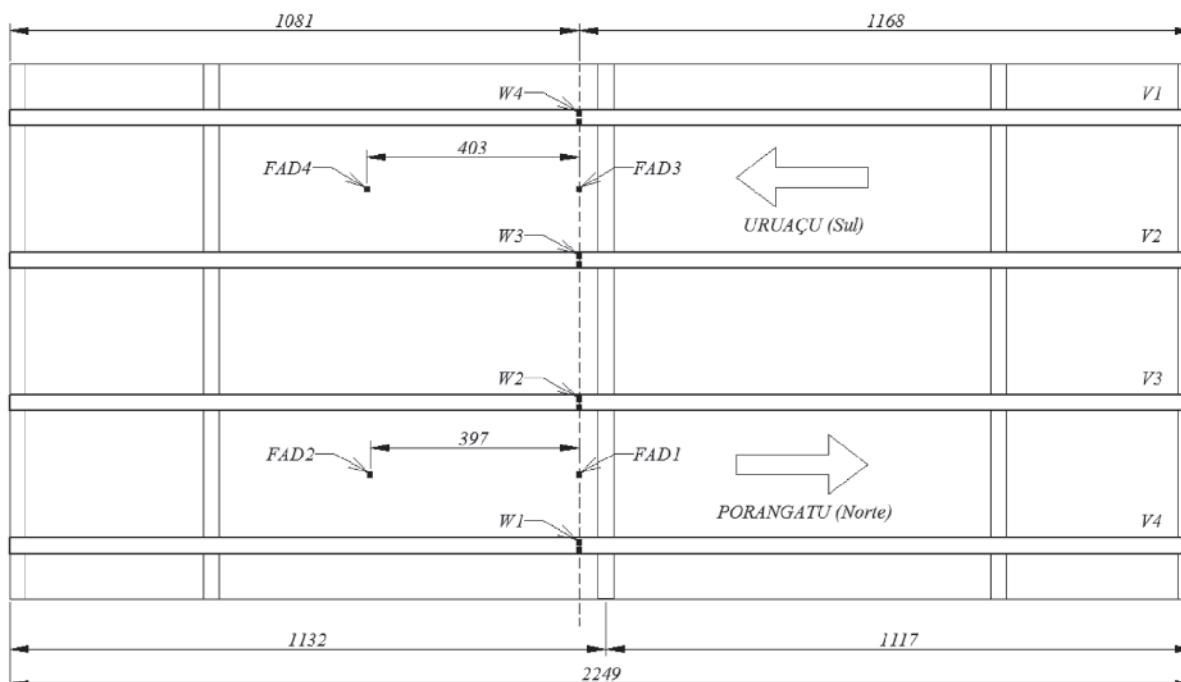


Figura 8
Posição dos transdutores na superestrutura

2.4 Efeito da temperatura

Diferente dos transdutores utilizados em sistemas de pesagem convencionais instalados no pavimento, que estão diretamente expostos ao sol, os transdutores de sistemas B-WIM são instalados sob a superestrutura da ponte, o que leva a menores flutuações da temperatura ao longo do dia. Além disso, o sistema B-WIM utilizado no presente estudo utiliza transdutores que são auto compensadores de temperatura. Assim, para pequenas variações de temperatura, como as que ocorrem sob a superestrutura, não se espera que ocorram alterações nos valores de deformações medidos.

3. Estudo de caso: Ponte Lambari

3.1 Descrição da ponte sobre o Rio Lambari

O objeto do presente estudo é uma ponte sobre o Rio Lambari, na BR-153 km-135 no município de Uruaçu no Estado de Goiás, Brasil. As Figura 6 e Figura 7 trazem alguns detalhes da geometria dessa ponte. A estrutura é formada por quatro longarinas apoiadas sobre pilares, resultando em um vão de aproximadamente 15 m, apresentando balanços nas extremidades, que totalizam um comprimento total de 22,5 m. Além disso, existem cinco

transversinas: uma no meio do vão, duas sobre os pilares e duas nas extremidades.

Esta ponte foi monitorada por um sistema B-WIM entre novembro de 2013 e janeiro de 2014, totalizando 42 dias, com o intuito de avaliar o nível de segurança da mesma. A Figura 8 apresenta o posicionamento dos transdutores para pesagem (W1, W2, W3, W4) na face inferior das longarinas, próximos ao meio do vão, dos transdutores FAD (FAD 1, FAD2, FAD 3, FAD4) afixados na face inferior do tabuleiro de modo a se obter picos mais proeminentes quando da passagem de um veículo.

3.2 Calibração do sistema

O sistema B-WIM foi calibrado seguindo as indicações do relatório COST 323 [8]. Assim, foram utilizados dois caminhões, um rígido com três eixos e outro articulado com cinco eixos. No total foram realizadas 56 passagens nos dois sentidos da ponte, sendo que foram selecionadas 17 no sentido Sul-Norte (Pista 1) e 19 no sentido Norte-Sul (Pista 2). As propriedades dos caminhões estão indicadas na Tabela 1, sendo que os pesos indicados foram obtidos por pesagem em balança estática.

As Tabela 2 e 3 apresentam as velocidades e espaçamentos dos eixos obtidos para as 17 passagens para a Pista 1 e as 19 passagens para a Pista 2, respectivamente. Os erros obtidos para os

Tabela 1

Propriedades dos caminhões utilizados durante o processo de calibração

Veículo	Pesos dos eixos (em kN)						Espaçamento entre eixos (em m)			
	PBT	P1	P2	P3	P4	P5	d1-d2	d2-d3	d3-d4	d4-d5
Rígido (3 eixos)	264,00	46,70	108,65	108,65	-	-	4,60	1,29	-	-
Articulado (5 eixos)	368,00	51,80	53,49	87,56	87,56	87,56	4,27	3,47	1,23	1,23

Tabela 2

Velocidades e espaçamentos dos eixos obtidos com os sensores FAD para a Pista 1

Passagem	Número de eixos	Velocidade (m/s)	Espaçamento dos eixos calculado (m)				Erro (%)			
			d1-d2	d2-d3	d3-d4	d4-d5	d1-d2	d2-d3	d3-d4	d4-d5
1	3	22,34	4,67	1,31	-	-	-1,48	-1,47	-	-
2	3	25,41	4,66	1,24	-	-	-1,41	3,82	-	-
3	3	25,73	4,67	1,26	-	-	-1,60	2,61	-	-
4	3	26,06	4,63	1,27	-	-	-0,69	1,36	-	-
5	3	22,84	4,59	1,29	-	-	0,12	-0,28	-	-
6	3	23,64	4,66	1,29	-	-	-1,36	-0,18	-	-
7	3	24,79	4,65	1,21	-	-	-1,04	6,17	-	-
8	3	24,20	4,63	1,23	-	-	-0,69	4,75	-	-
9	3	23,64	4,66	1,29	-	-	-1,36	-0,20	-	-
10	3	25,09	4,66	1,23	-	-	-1,22	5,01	-	-
11	3	18,15	4,64	1,24	-	-	-0,95	3,83	-	-
12	3	18,15	4,64	1,28	-	-	-0,95	1,08	-	-
13	5	21,62	4,27	3,51	1,27	1,27	0,10	-1,02	-3,00	-3,00
14	5	23,91	4,20	3,50	1,21	1,21	1,56	-0,95	1,27	1,27
15	5	23,91	4,30	3,46	1,26	1,21	-0,63	0,40	-2,54	1,27
16	5	24,79	4,21	3,53	1,21	1,26	1,36	-1,85	1,59	-2,34
17	5	23,64	4,20	3,55	1,20	1,25	1,62	-2,44	2,42	-1,32

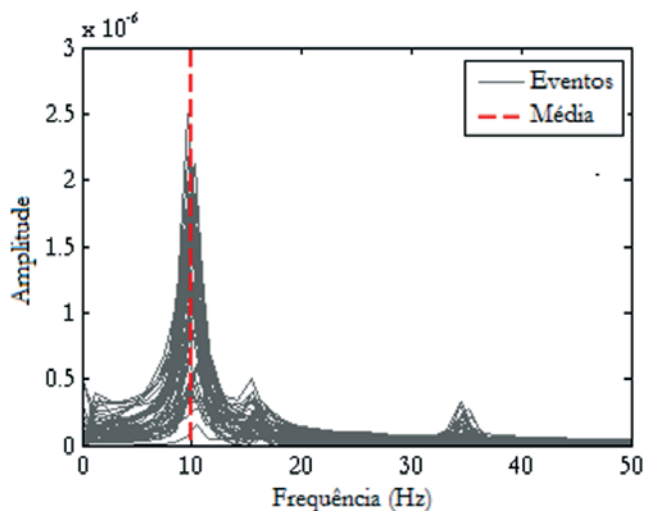


Figura 9
 Frequência fundamental da estrutura obtida experimentalmente

espaçamentos dos eixos para cada passagem quando comparados com os valores reais também estão indicados. Observa-se que a maior diferença absoluta entre o espaçamento real e o calculado é de 15 cm, ocorrendo na segunda passagem na Pista 2. Porém esse valor é equivalente a apenas 3,25% de erro. Para os eixos pouco espaçados, os maiores erros foram de 6,17% e 6,90%, respectivamente para a Pista 1 e 2. Apesar dessa porcentagem mais elevada, esses erros correspondem a apenas

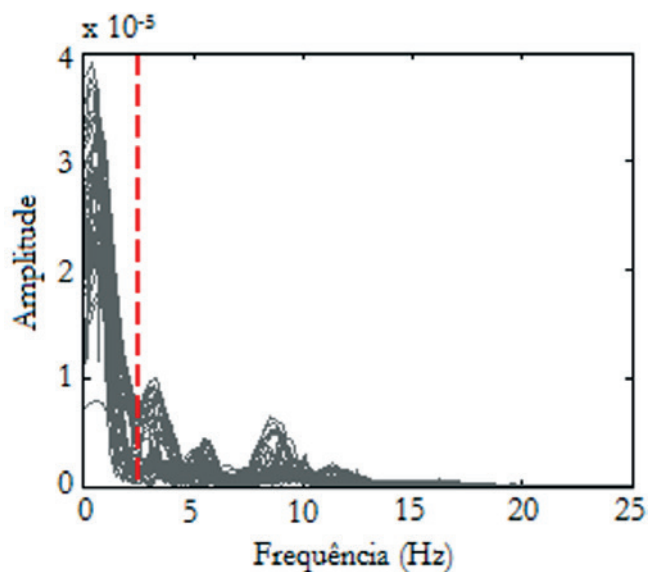


Figura 10
 Resposta da estrutura no domínio da frequência

8 cm de diferença entre o espaçamento real e o calculado. A seguir passou-se ao processo de filtragem do sinal para posterior obtenção da LI e pesagem de veículos. A frequência fundamental da estrutura foi obtida realizando-se uma análise no domínio da frequência dos trechos em vibração livre dos sinais obtidos durante as passagens de calibração. A resposta no domínio da frequência de cada passagem dos veículos de calibração foi

Tabela 3

Velocidades e espaçamentos dos eixos obtidos com os sensores FAD para a Pista 2

Passagem	Número de eixos	Velocidade (m/s)	Espaçamento dos eixos calculado (m)				Erro (%)			
			d1-d2	d2-d3			d1-d2	d2-d3		
1	3	24,56	4,70	1,25	-	-	-2,21	3,31	-	-
2	3	24,56	4,75	1,30	-	-	-3,25	-0,43	-	-
3	3	23,99	4,73	1,31	-	-	-2,89	-1,70	-	-
4	3	23,72	4,72	1,30	-	-	-2,71	-0,55	-	-
5	3	24,27	4,69	1,33	-	-	-2,04	-2,91	-	-
6	3	24,27	4,69	1,33	-	-	-2,04	-2,91	-	-
7	3	24,86	4,71	1,31	-	-	-2,38	-1,64	-	-
8	3	24,56	4,75	1,30	-	-	-3,25	-0,43	-	-
9	3	24,56	4,70	1,30	-	-	-2,21	-0,41	-	-
10	3	24,27	4,69	1,28	-	-	-2,04	0,76	-	-
11	3	18,76	4,73	1,28	-	-	-2,74	0,60	-	-
12	3	23,45	4,72	1,33	-	-	-2,54	-2,97	-	-
13	5	25,79	4,28	3,53	1,26	1,26	-0,28	-1,62	-2,39	-2,37
14	5	24,86	4,27	3,54	1,26	1,26	-0,07	-2,14	-2,65	-2,63
15	5	25,79	4,28	3,58	1,26	1,26	-0,28	-3,07	-2,39	-2,39
16	5	15,51	4,27	3,51	1,24	1,24	-0,06	-1,29	-1,00	-1,00
17	5	24,86	4,32	3,54	1,26	1,21	-1,20	-2,15	-2,63	1,31
18	5	21,72	4,33	3,52	1,31	1,23	-1,33	-1,47	-6,90	-0,02
19	5	17,05	4,26	3,53	1,27	1,23	0,16	-1,74	-2,90	-0,19

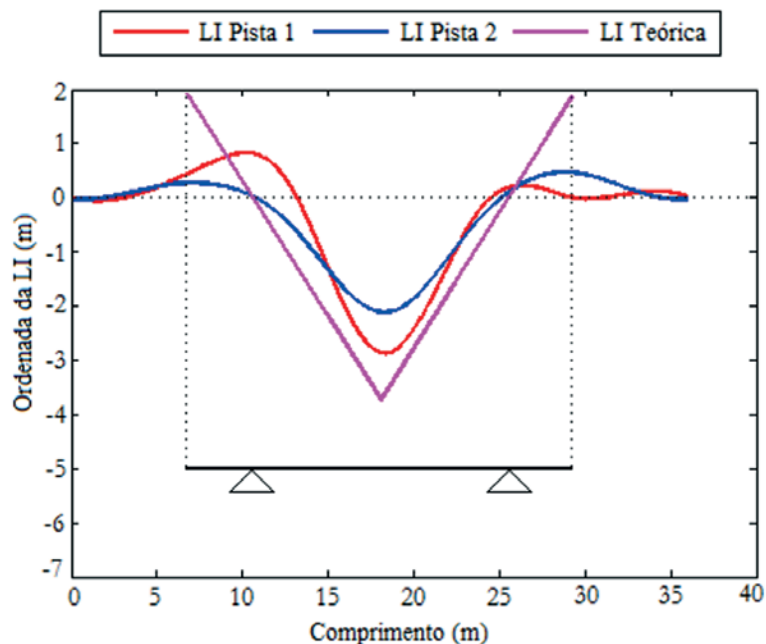


Figura 11

Comparação entre as LIs obtidas durante a calibração do sistema B-WIM, LI teórica e LI numérico

obtida a partir da Transformada Rápida de Fourier (FFT), conforme pode ser visto na Figura 9. O valor de 10 Hz pode ser atribuído como frequência natural da estrutura.

Os sinais completos de todos os eventos de calibração no domínio da frequência estão apresentados na Figura 10, onde identifica-se que frequências até 2,5 Hz são responsáveis por grande parte da

amplitude de resposta da estrutura. Assim, definiu-se esse valor como frequência de corte para filtragem do sinal. Todos os sinais das passagens dos veículos de calibração foram então filtrados no domínio da frequência previamente ao processo de pesagem. Com os dados de calibração filtrados, foram obtidas a LI para a Pista 1 e a LI para a Pista 2, conforme apresentadas na Figura 11,

Tabela 4

Erros (%) obtidos para as passagens dos veículos de calibração na Pista 1

Passagem	P1	P2	P3	P4	P5	PBT
1	-5,65	-12,91	11,61	-	-	-1,53
2	-43,59	147,09	-126,97	-	-	0,57
3	-51,18	162,49	-142,75	-	-	-0,93
4	-47,67	128,14	-114,96	-	-	-3,01
5	-28,02	32,26	-26,39	-	-	-2,54
6	-23,10	61,20	-62,53	-	-	-4,63
7	-34,92	119,64	-110,40	-	-	-2,37
8	-21,15	90,92	-85,44	-	-	-1,48
9	-15,05	49,23	-51,42	-	-	-3,56
10	-33,40	109,00	-94,78	-	-	-0,06
11	-70,71	-5,24	56,76	-	-	8,70
12	-73,72	1,24	50,42	-	-	8,22
13	-43,31	80,15	-684,41	954,71	-324,55	2,75
14	11,14	-0,04	-79,57	30,72	42,71	0,08
15	-27,23	48,09	-241,83	188,07	15,18	0,22
16	-14,17	27,09	-54,20	-66,16	87,91	-1,98
17	2,12	13,72	-167,98	146,13	15,57	2,29
Erro absoluto médio	32,13	64,03	127,20	81,52	28,58	2,64

Tabela 5

Erros (%) obtidos para as passagens dos veículos de calibração na Pista 2

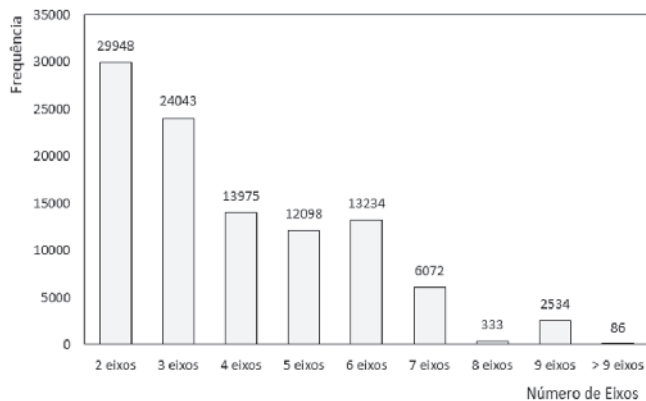
Passagem	P1	P2	P3	P4	P5	PBT
1	-1,42	12,02	-9,57	-	-	0,76
2	-3,07	6,45	-7,66	-	-	-1,04
3	12,02	-18,53	14,32	-	-	0,39
4	6,04	-16,34	14,34	-	-	0,25
5	14,17	-7,64	4,20	-	-	1,09
6	10,16	-4,44	2,41	-	-	0,96
7	-3,52	9,38	-7,47	-	-	0,16
8	5,00	2,71	-4,64	-	-	0,09
9	2,25	-1,95	2,25	-	-	0,52
10	2,60	9,51	-7,02	-	-	1,48
11	-0,64	-9,99	14,14	-	-	1,60
12	-2,64	-14,74	14,91	-	-	-0,40
13	-9,07	12,88	-86,10	116,08	-50,66	-2,34
14	0,13	9,07	-108,78	150,44	-58,35	-1,28
15	-6,12	16,98	-118,92	153,52	-62,74	-2,54
16	23,14	-42,22	237,69	-354,22	166,61	3,12
17	24,20	-15,29	-89,10	198,10	-105,49	0,02
18	13,20	-10,95	-31,11	71,07	-35,29	-0,05
19	27,47	-55,37	284,48	-388,59	167,11	3,17
Erro absoluto médio	8,78	14,55	55,74	75,37	34,01	1,11

juntamente com a LI teórica. Observando a Figura 11, três aspectos podem ser destacados: (i) as LIs obtidas da calibração apresentam picos inferiores à LI teórica; (ii) as LIs obtidas da calibração são maiores em extensão do que a LI teórica e; (iii) a LI referente à Pista 1 apresenta um comportamento fora do esperado, em especial junto ao apoio sul.

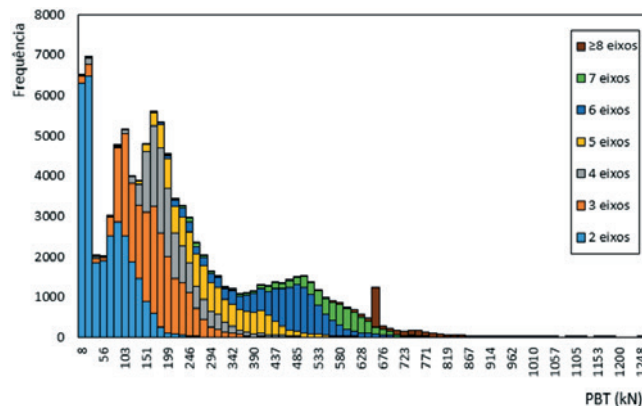
Com relação ao primeiro ponto, fica claro que as condições de apoio reais da ponte diferem das condições teóricas idealizadas, ocorrendo uma suavização no valor máximo da LI.

Com relação à extensão da LI, as LIs obtidas a partir das medições sempre se estendem além do comprimento da ponte, pois

as leituras se iniciam no instante em que o veículo entra na ponte (Figura 01) e não terminam logo após a sua saída. Para aplicação do método de Moses, quando o primeiro eixo entra em contato com a estrutura ($t=0$) os demais eixos não provocam deformação, mas precisam ser computados. Além disso, por se tratar de um carregamento dinâmico, os efeitos provocados pela passagem de um veículo não cessam imediatamente após sua saída da estrutura. Na verdade, a estrutura ainda apresenta resposta em vibração livre por algum tempo e a não consideração desse trecho do sinal pode levar a erros mais elevados. Dessa forma, optou-se por estender o comprimento da LI além das extremidades da ponte, sendo observado que essa extensão influencia diretamente na

**Figura 12**

Histograma dos veículos, segundo o número de eixos, que cruzaram sobre a ponte do rio Lambari

**Figura 13**

Histograma do PBT dos veículos monitorados

precisão dos pesos obtidos, devendo ser ajustada caso a caso. Para a ponte em análise, encontrou-se o valor de 36 m para a extensão total como sendo o que apresenta menores erros relativos. Já as características da LI da Pista 1, tanto em termos de configuração quanto do valor máximo, ocorreram devido à grande oscilação presente nos sinais originada pela presença de defeitos na entrada Sul da ponte. Nesse caso, o processo de filtragem não foi tão eficaz na minimização dos efeitos dinâmicos.

Utilizando as LIs obtidas, os pesos dos eixos e PBT dos veículos de calibração foram calculados conforme descrito no item 2. As Tabelas 4 e 5 trazem os erros para os pesos dos eixos e PBT dos veículos de calibração para cada passagem utilizada no processo de calibração quando comparados com os dados da Tabela 1. Apesar dos veículos de calibração possuírem PBT significativamente diferentes, optou-se por comparar os erros obtidos conjuntamente pois o sistema deve ser robusto de modo a pesar veículos com configurações diferentes com certa margem de confiança. Como pode ser observado, os erros para peso dos eixos individuais são elevados, principalmente os eixos pouco espaçados. Com relação ao PBT, por outro lado, os erros são menos significativos, com erro

máximo de 8,70 % para a Pista 1 e 3,17 % para a Pista 2, e erro médio relativo inferior a 3% para ambos os casos.

3.3 Caracterização do tráfego

A Figura 12 ilustra o histograma dos veículos, em função do número de eixos, que trafegaram sobre a ponte do rio Lambari durante os 42 dias de monitoramento. Veículos com até 3 eixos somaram 52% do total do tráfego. O PBT desses veículos, como esperado, não apresentou valores elevados como pode ser observado no histograma do PBT de todos os veículos monitorados apresentado na Figura 13. Por esse histograma é possível observar ainda, que os caminhões com 6 ou mais eixos apresentam PBT superiores a 300 kN e são responsáveis por caracterizar a cauda superior da distribuição.

Os esforços máximos registrados, em termos de momento fletor no meio do vão estão apresentados nos gráficos da Figura 14 para cada longarina. As longarinas V3 e V4 apresentaram maior dispersão dos resultados quando comparadas com as longarinas V1 e V2, devido à situação já relatada da entrada da ponte na

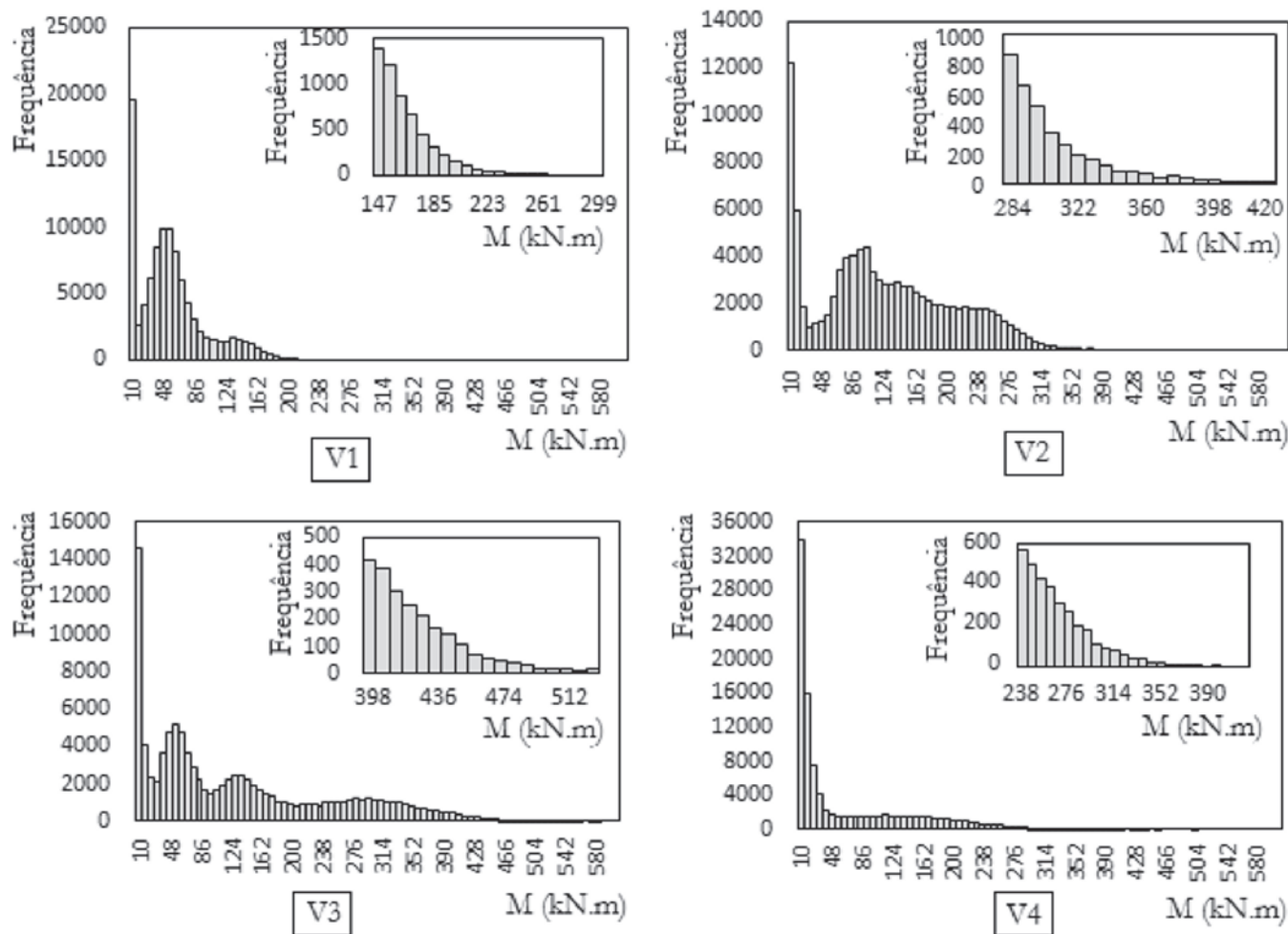


Figura 14 Histograma dos momentos fletores de cada longarina para a passagem dos caminhões durante o monitoramento

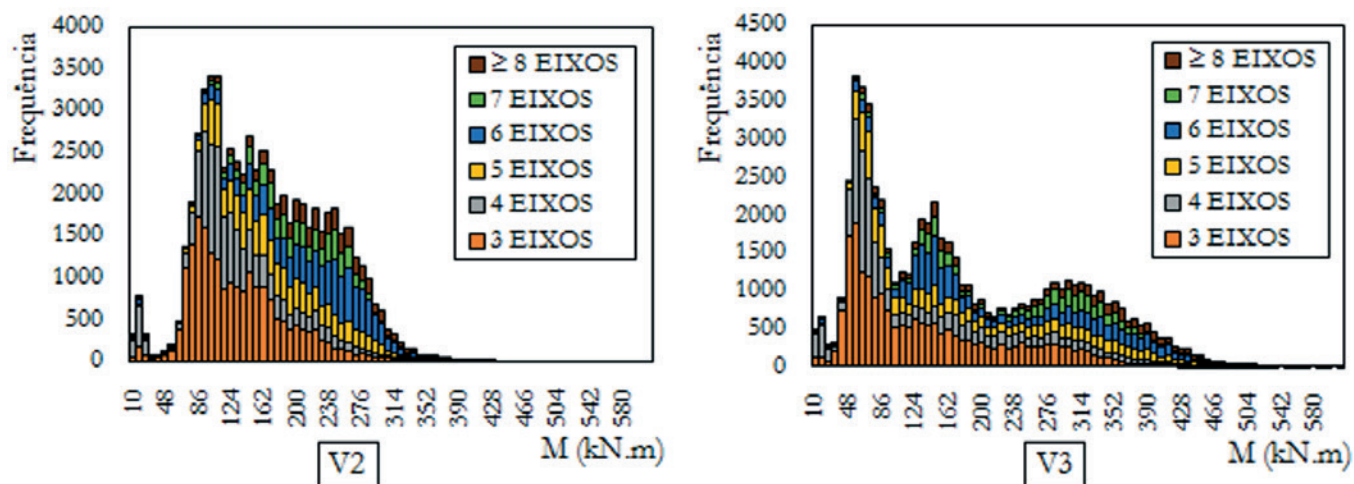


Figura 15
Histograma de momentos da V2 e V3 apresentado por tipo de veículo

cabeceira Sul, levando os veículos a causarem maior impacto ao adentrar a ponte, como pode ser observado também na LI referente à Pista 1.

Observa-se que as longarinas centrais V2 e V3 são as mais solicitadas, indicando que o tráfego flui de forma mais centralizada em relação ao eixo longitudinal da ponte. Para essas longarinas apresenta-se na Figura 15 o histograma dos esforços por cada tipo de veículo acima de 3 eixos. Como pode ser observado, diferente do histograma de PBT, veículos com 3, 4 e 5 eixos contribuem significativamente na cauda superior da distribuição, apresentando momentos fletores máximos da mesma ordem de grandeza daqueles introduzidos pelos veículos com 6 ou mais eixos

A Figura 16 apresenta o fator de amplificação dinâmica para cada caminhão que trafegou durante os 42 dias de monitoramento. Observa-se que caminhões com PBT baixo proporcionaram elevados valores de coeficiente de impacto, identificando uma relação inversamente proporcional entre PBT e DAF. Esse comportamento do coeficiente de impacto está de acordo com o que foi observado por [38]. Aplicando um ajuste na distribuição de probabilidades acumuladas por meio da distribuição de mínimos extremos de Fréchet, como ilustra a Figura 16 (b), encontra-se o valor de 1,31 para DAF. Esse valor está de acordo com o indicado na norma NBR 7188 [40] para o vão da ponte analisada (1,33).

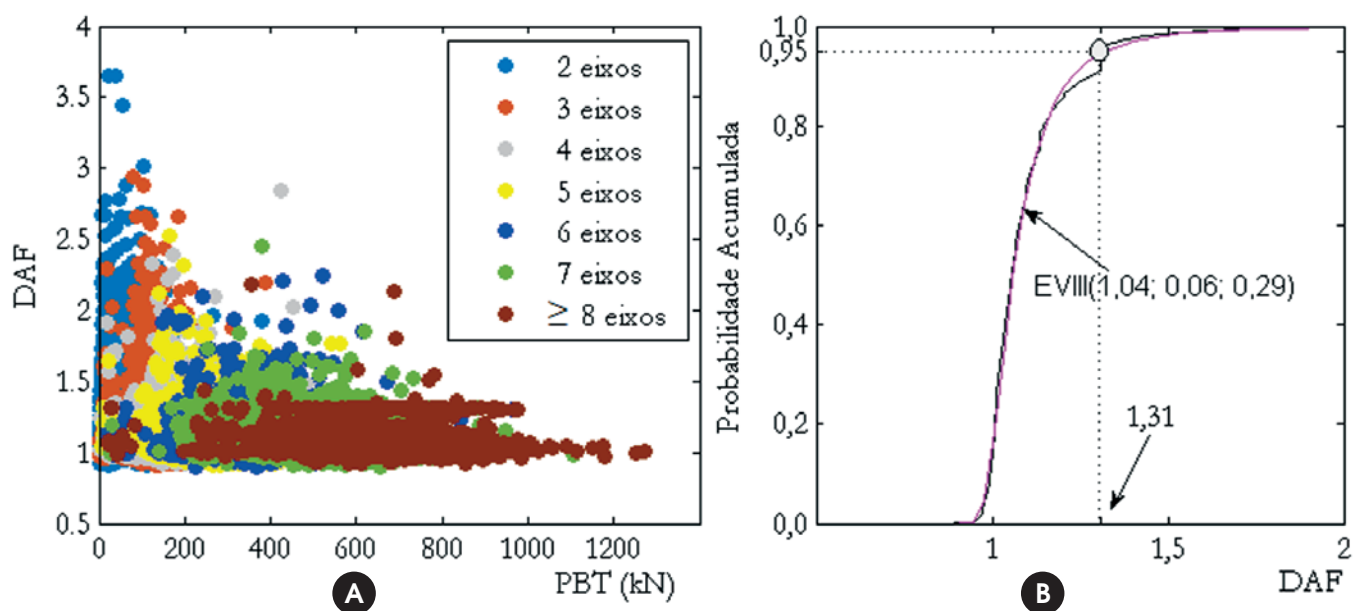


Figura 16
(a) Fator de amplificação dinâmica (DAF) por tipo de veículo e (b) ajuste das probabilidades acumuladas por uma função de Fréchet

4. Conclusões

No presente estudo foram apresentados os resultados obtidos do monitoramento de uma ponte em concreto armado no Estado de Goiás por meio de um sistema B-WIM. Sobre a aplicação deste sistema, conclui-se:

- O procedimento adotado para obtenção da Linha de Influência e implementado no sistema B-WIM [31] possibilitou a obtenção da LI real da estrutura, representando as reais condições de vinculação.
- O sistema FAD para classificação dos veículos foi eficiente na detecção dos eixos dos veículos trafegando isoladamente na ponte. Quando se trata de múltipla presença esse procedimento não é recomendado. Caso haja necessidade de classificação precisa dos veículos, há necessidade de dados de imagem, para que um veículo com 3 eixos, por exemplo, possa ser classificado como um ônibus ou como um caminhão.
- O PBT dos veículos pode ser encontrado com boa precisão. Por outro lado, os pesos dos eixos isolados apresentaram grande variabilidade. Sendo assim, este estudo forneceu um indicativo que para a ponte analisada e sistema B-WIM empregado, somente a composição do tráfego (silhuetas e velocidade) e o PBT dos veículos podem ser obtidos de maneira adequada.

A partir dos dados de monitoramento, foi possível caracterizar o tráfego atuante no corredor logístico estudado e seu impacto nos esforços na ponte. Dessa análise, extraem-se as seguintes conclusões:

- Veículos de até 3 eixos perfizeram mais da metade do tráfego durante o período.
- Os veículos tendem a trafegar próximos ao eixo longitudinal da ponte ao invés de se limitarem às faixas de rolagem induzindo maiores esforços nas longarinas centrais.
- Mesmo veículos com PBT relativamente baixo introduziram esforços elevados, devido ao seu maior fator de amplificação dinâmica.

5. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) pelo apoio financeiro e à Fundação de Amparo à pesquisa e Extensão Universitária (FAPEU) e à Fundação de Estudos e Pesquisas Socioeconômicas (FEPESE) pelas bolsas de estudo.

6. Referências bibliográficas

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas móveis em pontes rodoviárias. NB-6, Rio de Janeiro, 1960.
- [2] Žnidarič A. Kreslin M. Lavrič I. Kalin J. Simplified approach to modelling traffic loads on bridges. *Procedia – Social and Behavioral Sciences*, v.48, 2012, p.2887-2896.
- [3] O'Brien E. Žnidarič A. Ojio T. Bridge Weigh-in-Motion – latest developments and applications world wide. In: International Conference of Weigh-in-Motion, 5th, Paris, 2008, p.25-38.
- [4] Moses F. Weigh-in-Motion system using instrumented bridges. *ASCE Transp Eng J*, v.105, n.3, 1979, p.233-249.
- [5] Peters RJ. AXWAY - A system to obtain vehicle axle weights. In: Conference of the Australian Road Research Board, 12th, Hobart, 1984, p.19-29.
- [6] Peters RJ. CULWAY - an unmanned and undetectable highway speed vehicle weighing system. In Conference of the Australian Road Research Board, 13th, Adelaide, 1986, p.70-83.
- [7] O'Brien E.J. Žnidarič A. Weigh-in-Motion of Axles and Vehicles for Europe (WAVE). Report of Work Package 1.2: Bridge WIM systems (B-WIM), 2001, 100 p.
- [8] COST 323–Weigh-in-Motion of Road Vehicles - Final Report. Appendix 1: European WIM Specification, 1999.
- [9] Jacob B. Weigh-in-motion of Axles and Vehicles for Europe (WAVE) - General Report. 4th Framework Programme Transport. RTD project, RO-96-SC, 403, 2001.
- [10] Yamada K. Ojio T. Bridge weigh-in-motion system using reaction force method. In: International Workshop on Structural Health Monitoring of Bridges/Colloquium on Bridge Vibration, Japan Society of Civil Engineers, 2003, p.269-276.
- [11] Yu Y. Cai C. Deng L. State-of-the-art review on bridge weigh-in-motion technology. *Advances in Structural Engineering*, v.19, n.9, 2016, p.1514-1530.
- [12] Jiang RJ. Au FTK. Cheung YK. Identification of vehicles moving on continuous bridges with rough surface. *Journal of Sound and Vibration*, v.274, 2004, p.1045-1063.
- [13] Au FTK. Jiang RJ. Cheung YK. Parameter identification of vehicles moving on continuous bridges. *Journal of Sound and Vibration*, v.269, 2004, p.91-111.
- [14] Law SS. Bu JQ. Zhu XQ. Chan SL. Vehicle Condition Surveillance on Continuous Bridges Based on Response Sensitivity. *Journal of Engineering Mechanics*, v.132, n.1, 2006, p.78-86.
- [15] Deng L. Cai CS. Identification of parameters of vehicles moving on bridges. *Engineering Structures*, v.31, n.10, 2009, p.1514-1530.
- [16] Pan C. Yu L. Moving force identification based on firefly algorithm. *Advanced Materials Research*, v. 919, n.1, 2014, p.329-333.
- [17] Kim S. Lee J. Park M. Jo B. Vehicle Signal Analysis Using Artificial Neural Networks for a Bridge Weigh-in-Motion System. *Sensors*, v.9, 2009, p.7943-7956.
- [18] Leming SK. Stalford HL. Bridge weigh-in-motion system development using superposition of dynamic truck/static bridge interaction. In: American Control Conference, Denver, 2003.
- [19] Law SS. Bu JQ. Zhu XQ. Chan SL. Vehicle axle loads identification using finite element method. *Engineering Structures*, v.26, 2004, p.1143-1153.
- [20] González A. Rowley C. O'Brien E.J. A general solution to the identification of moving vehicle forces on a bridge. *Int. J. Numer. Meth. Engng*, v.75, 2008, p.335-354.
- [21] Rowley CW. O'Brien E.J. González A. Žnidarič A. Experimental Testing of a Moving Force Identification Bridge Weigh-in-Motion Algorithm. *Experimental Mechanics*, v. 49, 2009, p.743-746.
- [22] Deesomsuk T. Pinkaew T. Effectiveness of Vehicle Weight

- Estimation from BridgeWeigh-in-Motion. *Advances in Civil Engineering*, 2009, p.1-13.
- [23] Karoumi R. Wiberg J. Liljencrantz A. Monitoring traffic loads and dynamic effects using an instrumented railway bridge. *Engineering Structures*, v.27, n.12, 2005, p.1813-1819.
- [24] Carvalho Neto JA. Veloso LACM. Weighing in motion and characterization of the railroad traffic with using the B-WIM technique. *Ibracon Structures and Materials Journal*, v.8, n.4, 2015, p.491-506.
- [25] Žnidarič J. Žnidarič A. Evaluation of the carrying capacity of existing bridges – Final Report. Institute for Testing and Research in Materials and Structures, Ljubljana, 1994.
- [26] Žnidarič A. Baumgartner W. Bridge Weigh-in-Motion systems – an overview. In: *European Conference of Weigh-in-Motion of Road Vehicles*, 2nd, Lisbon, 1998, p.139-152.
- [27] McNulty P. Testing of an Irish Bridge Weigh-in-Motion System, Dublin, 1999, Thesis (Master) - University College Dublin.
- [28] González A. O'Brien EJ. Influence of Dynamics on Accuracy of a Bridge Weigh-in-Motion System. In: *Conference of Weigh-in-Motion*, 3rd, Orlando, 2002.
- [29] McNulty P. O'Brien EJ. Testing of Bridge Weigh-in-Motion System in a Sub-Artic Climate. *Journal of Testing and Evaluation*, v.31, n.6, 2003.
- [30] Quilligan M. Bridge Weigh-in-Motion: Development of a 2-D Multi-Vehicle Algorithm, Stockholm, 2003, Thesis (Phd) - Structural Design and Bridge Division, Royal Institute of Technology, 160 p.
- [31] O'Brien EJ. Quilligan M. Karoumi R. Calculating an influence line from direct measurements. In: *ICE Bridge Engineering*, v.159, n.1, 2005, p.31-34.
- [32] Junges P. Pinto RCA. Fadel Miguel LF. Linha de influência real de pontes utilizando sistemas BWIM. In: *Congresso Brasileiro do Concreto*, 56^o, Anais, Natal, 2014.
- [33] Ieng S. Bridge influence line estimation for Bridge Weigh-in-Motion System. *Journal of Computing in Civil Engineering*, v.29, 2015.
- [34] Heinen S. Pinto RCA. Fadel Miguel LF. Junges P. Effect of transverse load distribution on the influence lines given by a bridge weigh in motion system. In: *International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management*, 8th, Anais, Foz do Iguaçu, 2016.
- [35] Žnidarič A. Žnidarič J. Terčelj S. Determination of the true traffic load in the process of safety assessment of existing bridges. In: *Congress of Structural Engineers of Slovenia*, 12th, Anais, 1991, p.241-246.
- [36] ISWIM. *Weigh-in-Motion of Road Vehicles*, 2013.
- [37] Žnidarič A. Lavrič I. Kalin J. The next generation of bridge weigh-in-motion systems. In: *International Conference of Weigh-in-Motion*, 3rd, 2002.
- [38] ARCHES. Deliverable D10: Recommendations on dynamic amplification allowance, (2009).
- [39] Gonzalez RC. Woods RE. *Digital image processing*. Pearson, 3ed, 2007, 976 p.
- [40] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. NBR 7188, Rio de Janeiro, 2013.

Self-supporting tests in lattice joists subject to negative bending

Ensaaios de autoportância em vigotas treliçadas sujeitas a flexão negativa



I. S. STORCH^a
storch.engcivil@gmail.com

J. G. S. DOBELIN^a
joslaine.dobelin@ucb.org.br

L. C. BATALHA^a
leticia.cbatalha@hotmail.com

A. L. SARTORTI^a
artur.sartorti@ucb.org.br

Abstract

During the construction of bridges, cantilever roofs and eaves, assembling formworks and scaffold that will support the slabs is a point of difficulty in the construction phase. Therefore, it is relevant the study of the lattice joists which serve as self-supporting formwork, supporting its weight, the weight of the fresh concrete, the weight of workers and the weight of concreting equipment. The analysis of the bearing capacity of lattice joists subject to negative bending with base concrete opening enables checking the maximum span that each lattice truss model bears, either cantilevered or between continuous spans with reduced or no scaffold. The concrete opening enables the monolithism between the slab and its support. This paper presents the results of tests on lattice joist with concrete opening. By the results analysis, formulations for designing the spacing between prop lines were found. The results are promising and indicate great possibilities of using lattice joists with concrete opening over the supports (beams), in order to optimize the slab shuttering.

Keywords: self-supporting, shuttering, negative bending, lattice joist, mini lattice panel, buckling.

Resumo

Em construção de pontes, marquises e beirais, uma das dificuldades encontradas é a montagem de formas e escoramento que darão apoio à laje na fase construtiva. Portanto, apresentam-se relevantes os estudos de vigotas treliçadas que servem como formas autoportantes, suportando, além de seu peso, o peso do concreto fresco, de operários e equipamentos de concretagem. A análise da capacidade portante das vigotas treliçadas sujeitas à flexão negativa com abertura no concreto da base, possibilita a verificação do vão máximo que cada modelo de armadura treliçada suporta em balanço ou entre vãos contínuos com reduzido ou nenhum escoramento. A abertura de concretagem possibilita o monolitismo entre a laje e o seu apoio. Neste artigo são apresentados os resultados de ensaios em vigotas treliçadas com abertura de concretagem na base. Com a análise dos resultados realizada foram encontradas as formulações que permitem o dimensionamento do espaçamento entre linhas de escora. Adianta-se que os resultados encontrados são promissores e indicam grandes possibilidades da utilização de vigotas treliçadas com abertura de concretagem sobre os apoios (vigas), com o objetivo de otimizar o cimbramento da laje.

Palavras-chave: autoportância, cimbramento, momento negativo, vigota treliçada, minipanel treliçado, flambagem.

^a Centro Universitário Adventista de São Paulo, Engenharia Civil, Engenheiro Coelho, SP, Brasil.

1. Introduction

The manufacturing of lattice slabs started in Brazil after the implementation of the first electroplating machine, using steels grade 600. According to the Brazilian code ABNT NBR 14862 [1], lattice reinforcement is a precast element with a three-dimensional prismatic mold, made of two steel wires in the bottom and one steel wire in the top which form its lower and upper flanges, respectively. These elements are connected by electrofusion to two steel wires, called sinusoid (diagonal bars), following a regular 20 cm spacing, known as step and worldwide standardized. The lattice girders are identified for a TR code followed by two digits that represent its height in centimeters. The last three digits represent respectively the upper flange, sinusoid and lower flange diameters, in millimeters.

The code ABNT NBR 14859-1 [2] regulates the precast lattice joists fabrication (VT) with a base of concrete. The lattice girder partially embedded in the concrete base provides a light element easy to handle, requiring fewer shuttering components according to its self-supporting capacity (SARTORI [3]). The joists can be reinforced or not, depending on its structural demand. These constructive elements are normalized according to ABNT NBR 14859-1 [2]; ABNT NBR 14859-2 [4]; ABNT NBR 14860-1 [5]; ABNT NBR 14860-2 [6]; ABNT NBR 14862 [1] and ABNT NBR 15696 [7], reporting to ABNT NBR 6118 [8]. Figure 1A illustrates a lattice joist cross section. The combination of two or more lattice girders comprises mini panels (Figure 1B) and lattice girder panels (Figura 1C).

Gaspar [10] concluded that the lattice joist bearing capacity during the construction phase, considering sagging moments, is governed by the upper flange buckling. The upper flange is characterized by its diameter and diagonal stiffness. As the vertical

forces increase, the upper flange is progressively compressed in bending (sagging moment) possibly causing instability or buckling. It is also argued that the shuttering assembly is necessary so that the structure doesn't achieve its ultimate capacity, minimizing the elements stresses. Terni *et al* [11] developed researches using computer programs in order to analyze this behavior in the upper flanges. Sartorti *et al* [3] developed experimental studies with positive bending and shear in lattice joists subject to sagging moments, aiming to provide data about the calculation of spacing between prop lines. It also aimed to obtain a more economic construction process, eliminating issues during the construction phase and ensuring security. The later authors concluded that the element ruin can also be characterized by its diagonal bars buckling – for joists with a height of 25 cm or more – besides the upper flange buckling, which is more frequent in joists with 20 cm height or less.

In another occasion, Sartorti *et al* [9] affirmed that the following situations shall be considered for a self-supporting structure calculation in the ultimate limit state: the upper flange buckling due to sagging moments, the lower flange buckling due to hogging moments, the sinusoid shear buckling, failure for excessive plastic deformation of the tension bars and failure of the welded node due to shear. For the serviceability limit states, the calculation of this elements shall consider the analysis of its vertical displacements. The assemblage of formwork and shuttering elements is a challenge during the construction of bridges and overpasses. Regarding to this issue, the use of lattice elements is an interesting solution whereas its concrete base works as a self-supporting formwork for the slabs. The reinforcement composing the lattice trusses helps bearing the forces acting in the structure in the serviceability state. The use of these latticed elements dispense the need of many transportation

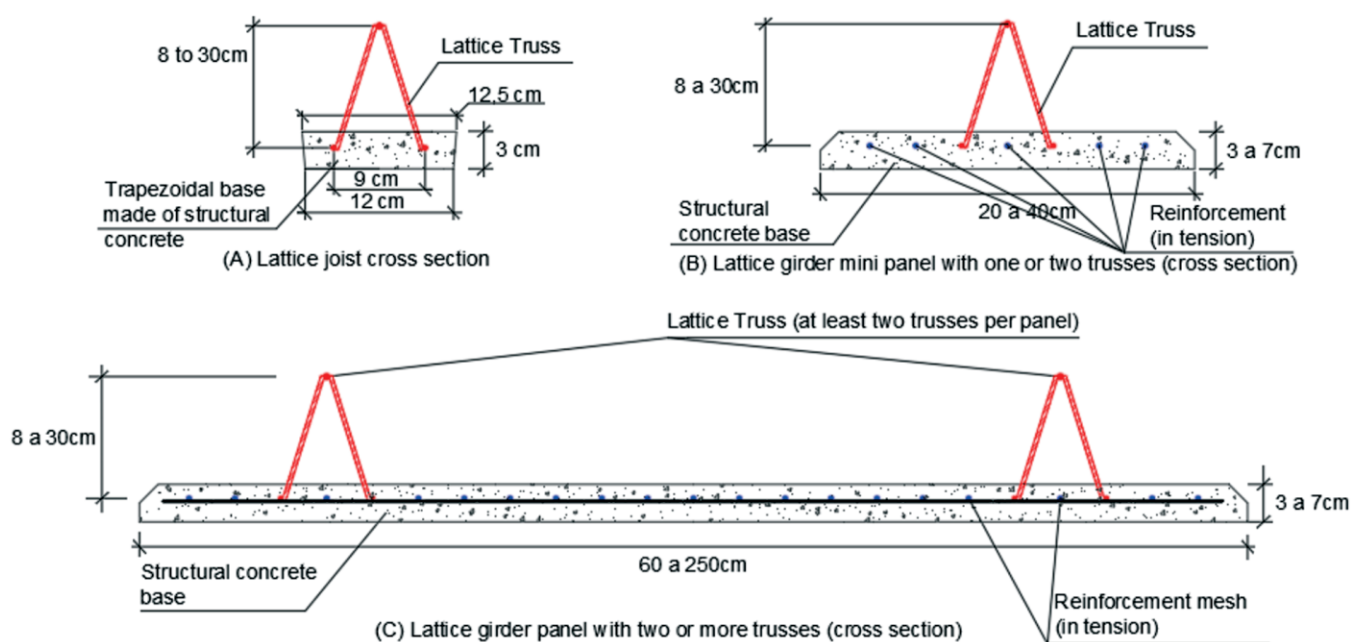


Figure 1
Lattice girder joist and lattice girder panels (cross section scheme)

Source: Adapted from SARTORTI *et al* [9]

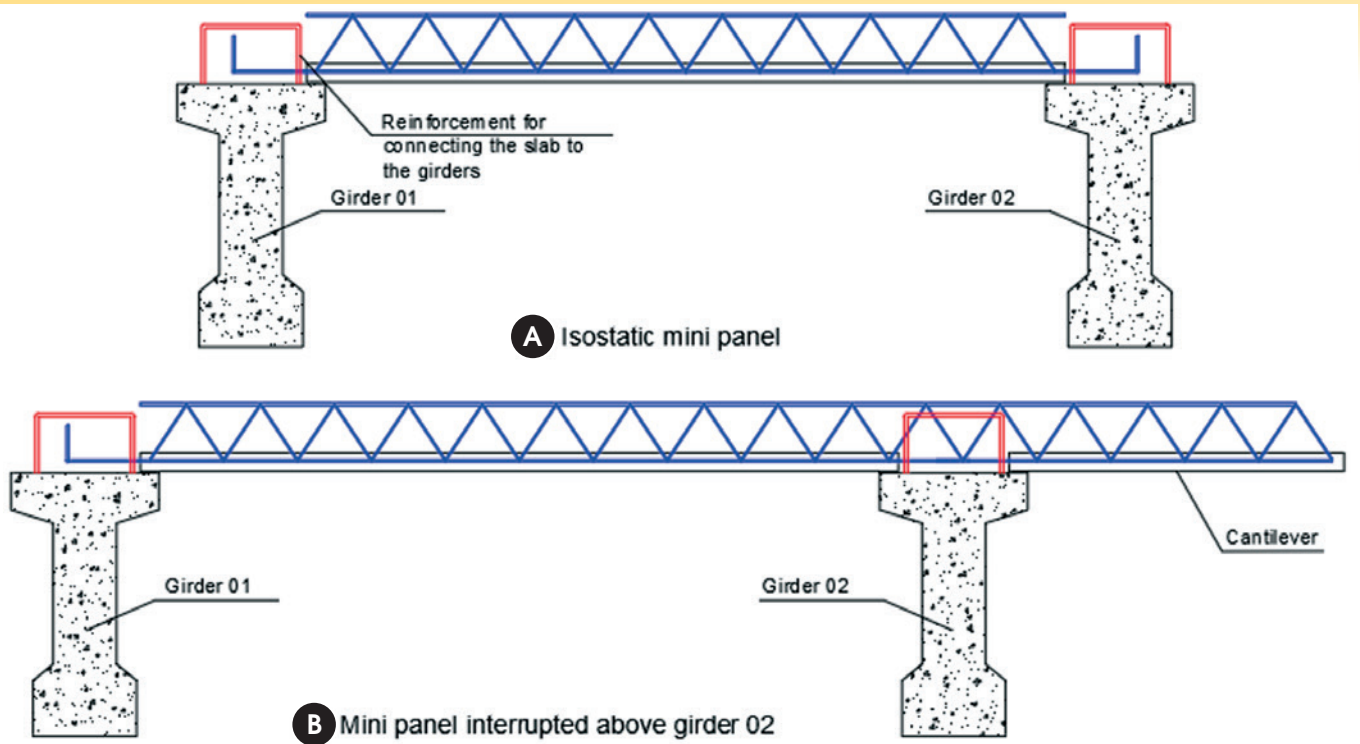


Figure 2
Usual kinds of mini panels used for bridge decks
Source: SARTORTI et al [9]

equipment, making it easy to handle. This combination of factors results in sustainability and cost saving.

Self-supporting lattice slabs can be used usually in two different manners: simply supported, according to Figure 2A, or with discontinuous concrete joists – particularly the joist located over the supports – making it possible a monolithic joining between the bridge girder and its deck, as shown in Figure 2B.

This research aimed to expand the knowledge concerning self-supporting lattice joists, analyzing its behavior when subject to negative bending and concrete opening (discontinuous concreting) over the supports (Figure 2B). Therefore, the behavior of the steel bars from the lower flange and sinusoids were analyzed, measuring the maximum load bearing capacity of a lattice joist until the serviceability limit state of excessive deformation and the ultimate limit state of instability of any of the latticed components. It was determined the real effective buckling length necessary to the calculation of the maximum span either in cantilever or between supports with no shuttering.

2. Characteristics of the negative bending tests

This item describes the main characteristics of the experimental program.

2.1 Lattice joists

The models of lattice trusses used for the lattice joists are described in Table 1 and its longitudinal and cross section are illustrated in Figures 1A and 3, respectively. For each truss height (6, 8, 10, 12, 16, 20, 25 and 30 cm) there are nine models – three of them with 20 cm concreting interruption, three of them with 30 cm concreting interruption and other three with 40 cm concreting interruption, in a total of 72 lattice joists.

The concrete bases of the joists were cast using the cement type CP V-ARI, with a self-compacting concrete ratio of

Table 1
Lattice reinforcement characteristics

Truss code	Height (cm)	Lattice reinforcement		
		Diameter of the bars (mm)		
		Upper	Sinusoid	Lower
TR 06 644	6	6	4.2	4.2
TR 08 644	8	6	4.2	4.2
TR 10 644	10	6	4.2	4.2
TR 12 644	12	6	4.2	4.2
TR 16 745	16	7	4.2	5
TR 20 745	20	7	4.2	5
TR 25 756	25	7	5	6
TR 30 856	30	8	5	6

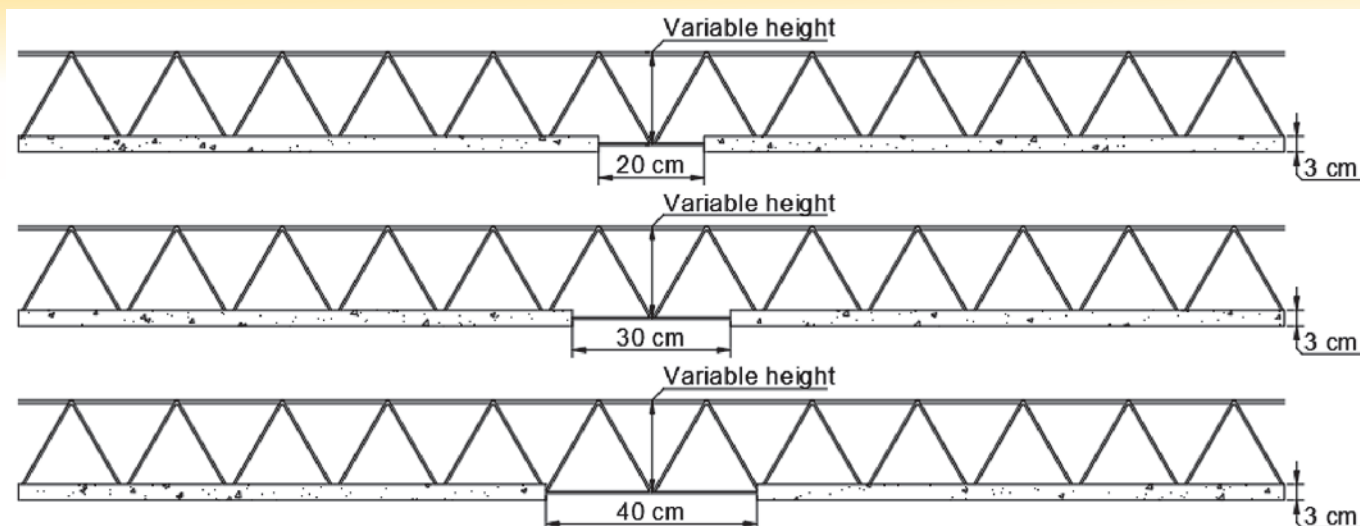


Figure 3
Longitudinal section of the lattice joists models with total length of 240 cm. The concrete opening in the central region is indicated

Source: Authors

1:1.526:2.589:0.555:0.375% that are in volume cement: fine sand: stone (type 0): water: superplasticizer, in volume. The base cross section has a width of 12 cm, a height of 3 cm and a length of 240 cm. For the 72 joists, 15 mixtures in a concrete mixer were necessary, regarding to the concrete mixer capacity. Three concrete cylinder tests were conducted for each mix of concrete, except for the last one, where six concrete cylinders were taken for the determination of the dynamic modulus of elasticity and its characteristic bearing capacity under compression loads.

2.2 Set-up of the bending tests

The bending tests were carried out at a concrete age of 50 days. The following equipment were used: servo-hydraulic universal testing machine (1000 kN capacity); dial indicators with a stroke of 50 mm and a precision of 0.01 mm; magnetic supports for the dial indicators; steel beam used as struts and wood elements used for loading.

The joists were positioned with its upper flange downwards and put above wooden supports which served as pinned supports located

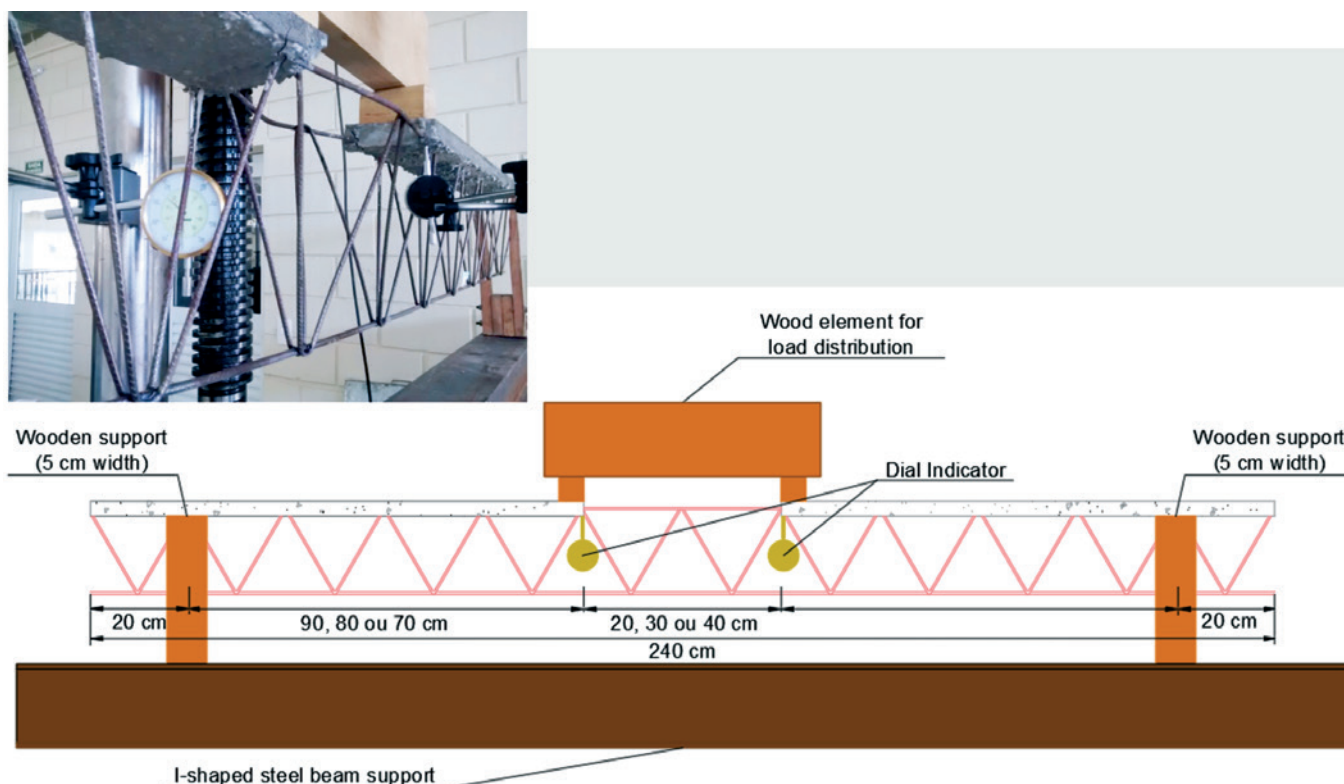


Figure 4
Test set-up: positioning of joists, devices for bending test and dial indicators

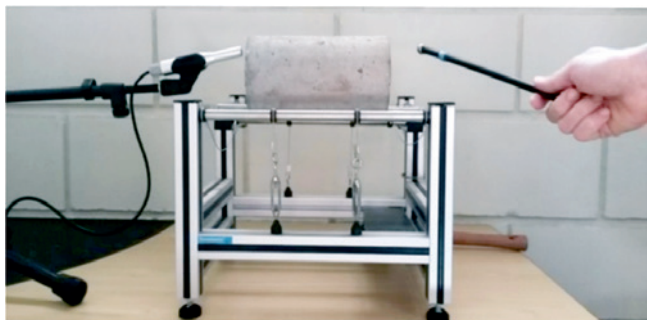


Figure 5
Sonelastic® test set-up: specimen positioning

at 20 cm from the edges of the joist. These wood elements were supported over an I-shaped steel beam. For the distribution of the applied load in two points, two wood pieces were positioned in the edges right before the space where there was no concrete. Five centimeters is a usual value for the width of the bearings of footing under the lattice joists in real structures, what explains the choice of this value for the wood elements width. Vertical displacements due to the loading were measured by two dial indicators (R1 e R2) in the points of loading. The dial indicators were always positioned in the same region in different sides of the joists, according to Figure 4. Displacements due to the self-weight of the lattice joists were not measured. The test set-up is shown in Figure 4.

3. Tests results

This item presents the results of concrete cylinder tests and negative bending tests.

3.1 Concrete specimens

The concrete cylinders for each concrete mixture were tested by the age of 50 days, measuring its Young's modulus and compressive strength. The Young's modulus was measured by an acoustic emission non-destructive test. The cylinder is exposed to an impulse which measures the dynamic modulus of elasticity. The

Sonelastic® equipment was used for this purpose. Its functioning is quite simple and the tests can be repeated many times as they are not destructive.

For better understanding this equipment functioning, the following steps can be idealized:

- The weight and geometry of the specimens are measured and registered in the Sonelastic® computer program;
 - The specimen is positioned under the wires in the nodal points of flexional resonance – 0.224L from the edge of the specimen, where L is its length;
 - Using a pre-determined mass impactor, the specimen suffers an impact providing a sound;
 - The impact sound is recorded by an acoustic conventional receptor (microphone). Two natural frequencies (flexional and longitudinal) of the specimen are contained in the sound waves;
 - The computer program performs a Fast Fourier Transform (FFT) in order to identify the natural frequencies of the specimen;
 - Equations from ASTM E1876-1 [12] are used for calculating the modulus of elasticity having the values of the natural frequencies.
- Emphasis is given for the fact that the modulus of elasticity is a unique property of the material. The difference between flexional and longitudinal frequencies exists only because of the way they are obtained. Figure 5 illustrates the set-up of the described test.

For more information about Sonelastic® it is recommended reading Sartorti [13].

The values obtained by this method are 20% to 40% higher than the ones obtained with static tests, according to Mehta and Monteiro [14]. A great advantage observed from the dynamic tests is the small variability of results, in sharp contrast with the static tests. Figure 6 shows the results of dynamic elasticity modulus for each concrete mixture.

The axial compression test results are presented in Figure 7. Each specimen has a strength value f_{ci} . The mean value for all the specimens is f_{cm} . Fusco [15] indicates an expression for calculating the characteristic strength of a tested concrete (Equation 1):

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645 \cdot s \tag{1}$$

Where f_{ck} is the characteristic compressive concrete cylinder strength (by the age of 28 days), with 5% probability of being

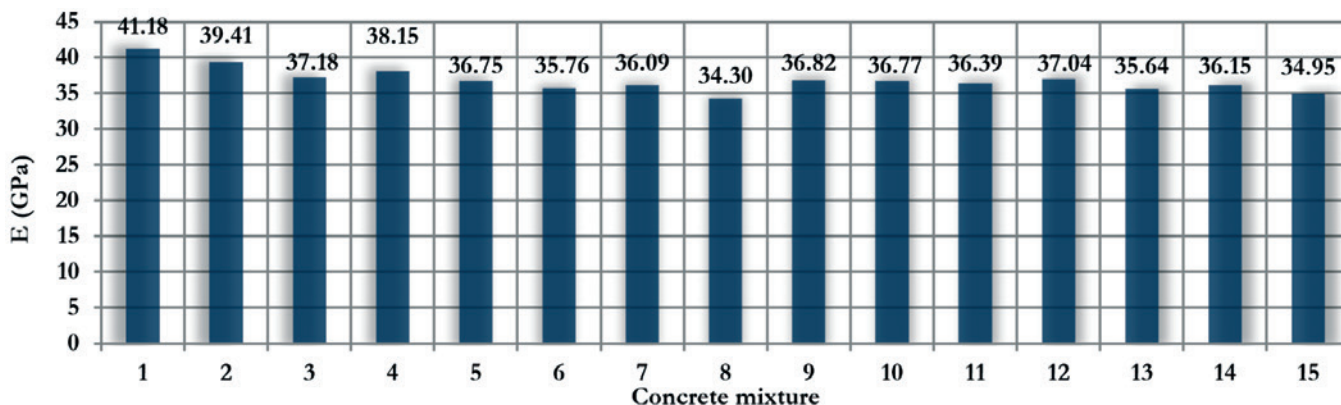


Figure 6
Elasticity modulus test results for each concrete mixture

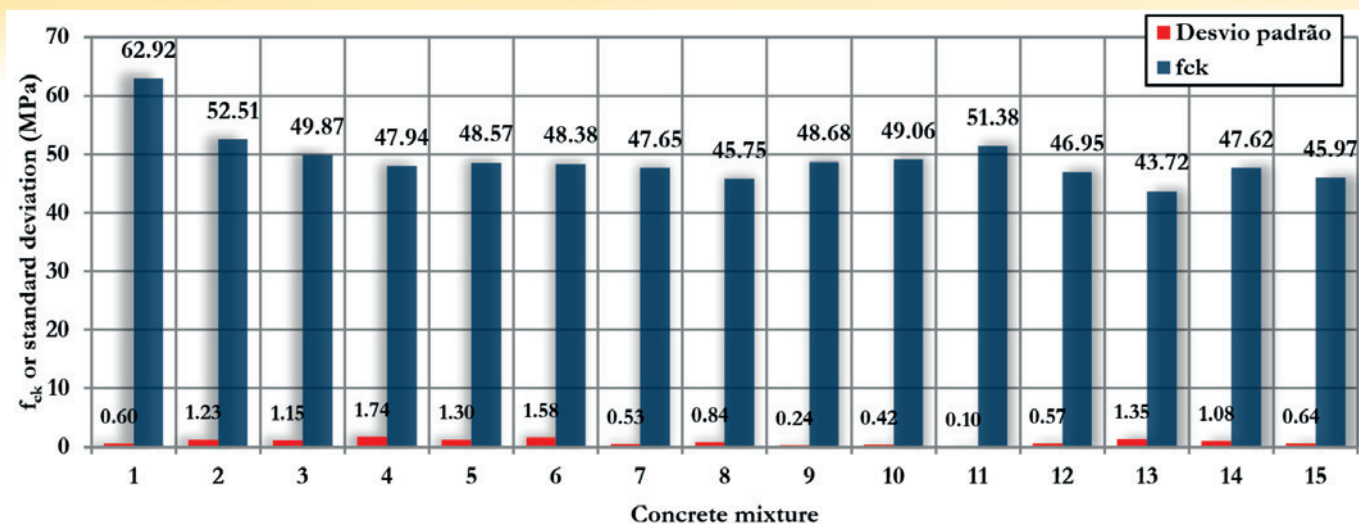


Figure 7
Results of f_{ck} and standard deviation for each concrete mixture

unfavorably exceeded, f_{cm} is the mean concrete compressive strength, s is the standard deviation obtained by $s = f_{cm} \cdot \delta$, and δ is the variance defined by Equation 2, with N = total number of specimens.

$$\delta = \sqrt{\left(\frac{1}{N}\right) \cdot \sum_{i=1}^N \left[\frac{(f_{ci} - f_{cm})}{f_{cm}}\right]^2} \quad (2)$$

A variation of f_{ck} results between different concrete mixtures was observed, even when the same ratio was used for the mixes. A small number of cylinder specimens were available for each mixture (equipment limitation), the high room temperature and the low air humidity are some of the reasons attributed by the authors to this variation. Therefore, the different range of time for molding the specimens shall have occasioned the loss of kneading water for the atmosphere, increasing the f_{ck} results variation.

3.2 Negative bending test results

Each of the bending tests resulted in a load *versus* vertical displacement curve, as shown in Figure 8. There were obtained two important parameters: the maximum joist load bearing capacity and the maximum load that corresponds to the maximum displacement.

4. Analysis of results

The analysis of the lattice joists tests aims to define a real effective buckling length for the elements which failure during the test set-up (see Table 2).

After defining the real effective length of joists, mini panels and trussed panels it is possible to use this results in designing situations, in cases when the structural element has a concrete opening and is subject to hogging moments in the opening region. Aiming

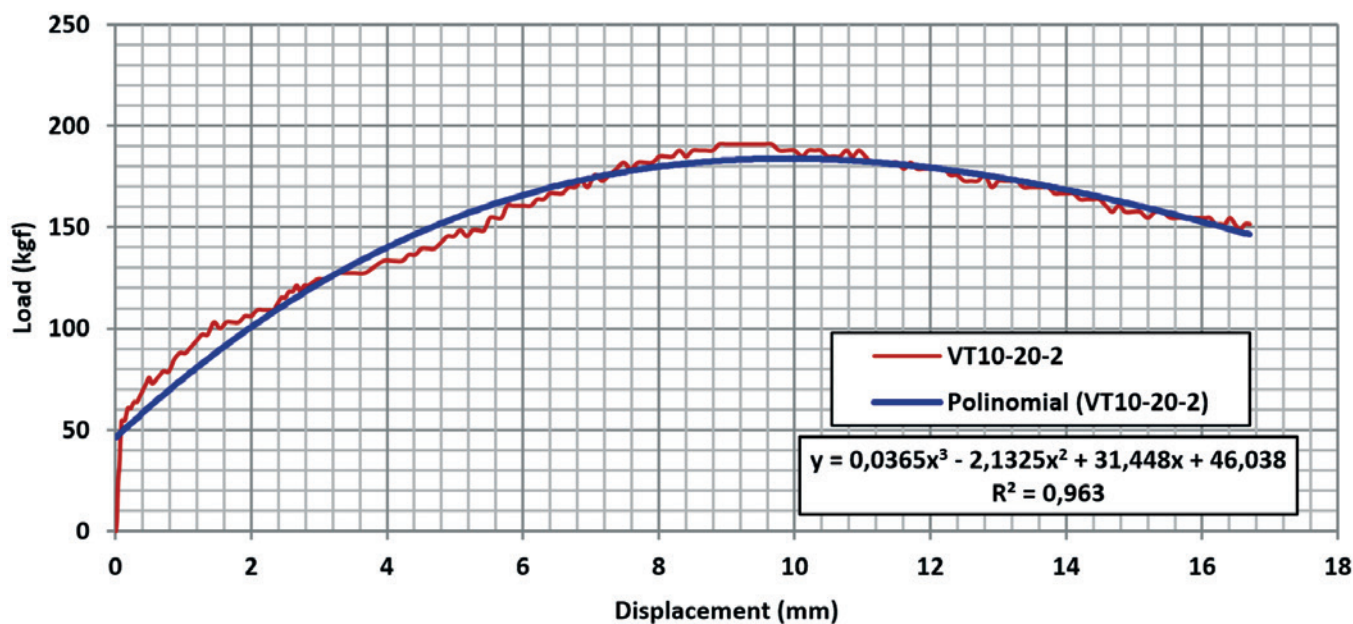


Figure 8
Load *versus* vertical displacement for the VT 20-30-2 joist (lattice joist 10 cm height; concrete opening of 20 cm; second from the three samples tested under the same conditions)

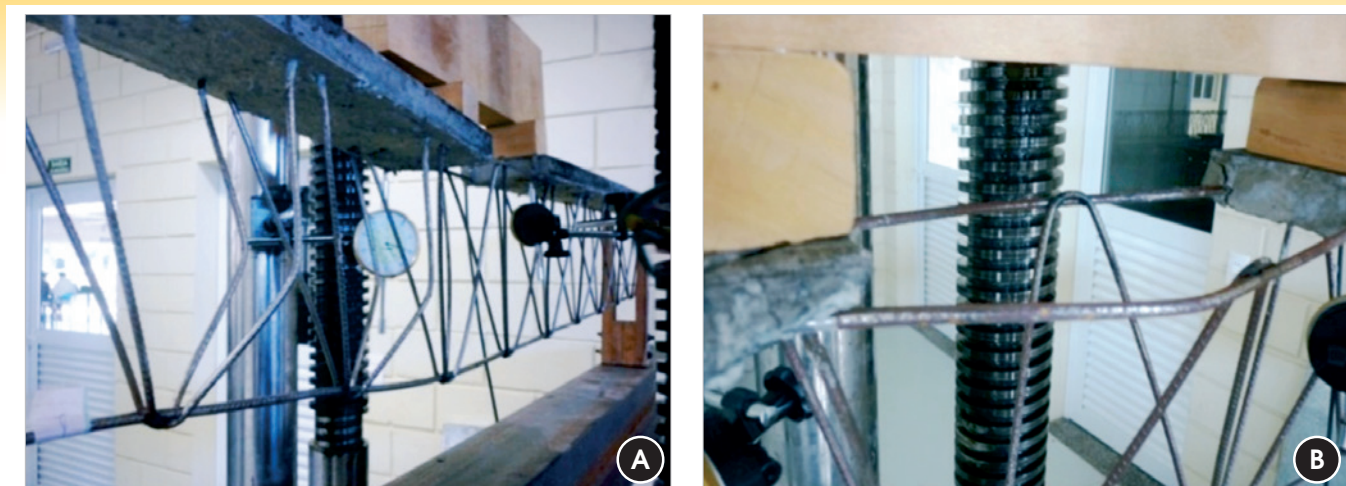


Figure 9
Failure modes: (A) diagonal buckling; (B) lower flange buckling

Table 2
Results for the negative bending tests (Part 1)

Modelo	pp (kN)	PD (kN)	$F_{failure}$ (kN)	F_{limit} (kN)	Failure mode
VT 06 20 1	0.2085	0.036	1.5758	1.0606	Lower flange buckling
VT 06 20 2	0.2085	0.036	1.4242	1.0303	Lower flange buckling
VT 06 20 3	0.2150	0.036	1.4545	1.0303	Lower flange buckling
VT 06 30 1	0.1925	0.036	1.3333	1.0606	Lower flange buckling
VT 06 30 2	0.1935	0.036	1.3030	0.9697	Lower flange buckling
VT 06 30 3	0.1905	0.036	1.2727	0.9697	Lower flange buckling
VT 06 40 1	0.1905	0.036	1.2727	1.0909	Lower flange buckling
VT 06 40 2	0.1785	0.036	1.3636	1.0606	Lower flange buckling
VT 06 40 3	0.1850	0.036	1.0303	0.8485	Lower flange buckling
VT 08 20 1	0.2175	0.036	1.6667	1.4242	Lower flange buckling
VT 08 20 2	0.1990	0.036	1.6970	1.2121	Lower flange buckling
VT 08 20 3	0.2090	0.036	1.9394	1.4545	Lower flange buckling
VT 08 30 1	0.1970	0.036	1.3939	1.1818	Lower flange buckling
VT 08 30 2	0.1940	0.036	1.4242	1.2121	Lower flange buckling
VT 08 30 3	0.1775	0.036	1.3636	1.0909	Lower flange buckling
VT 08 40 1	0.1965	0.036	1.3939	1.2121	Lower flange buckling
VT 08 40 2	0.1815	0.036	1.1818	1.0606	Lower flange buckling
VT 08 40 3	0.1910	0.036	1.3030	1.0606	Lower flange buckling
VT 10 20 1	0.2200	0.036	1.7273	1.3636	Lower flange buckling
VT 10 20 2	0.2175	0.036	1.9091	1.3333	Lower flange buckling
VT 10 20 3	0.2085	0.036	1.6061	1.4545	Lower flange buckling
VT 10 30 1	0.2230	0.036	1.3636	1.2727	Lower flange buckling
VT 10 30 2	Not used due to data error				
VT 10 30 3	0.2055	0.036	1.4242	1.2727	Lower flange buckling
VT 10 40 1	0.1940	0.036	1.2727	1.2121	Lower flange buckling
VT 10 40 2	0.1650	0.036	1.5152	1.4242	Lower flange buckling
VT 10 40 3	0.1955	0.036	1.3030	1.2424	Lower flange buckling
VT 12 20 1	0.1935	0.036	2.2121	1.6061	Lower flange buckling
VT 12 20 2	0.2000	0.036	2.0606	1.6364	Lower flange buckling
VT 12 20 3	0.1865	0.036	1.8788	1.6061	Lower flange buckling
VT 12 30 1	0.1935	0.036	1.3636	1.3636	Lower flange buckling
VT 12 30 2	0.1745	0.036	1.5455	1.5152	Lower flange buckling
VT 12 30 3	0.1880	0.036	1.7273	1.6364	Lower flange buckling
VT 12 40 1	0.1755	0.036	1.5455	1.3333	Lower flange buckling
VT 12 40 2	0.1940	0.036	1.2121	1.1515	Lower flange buckling
VT 12 40 3	0.1955	0.036	1.2121	1.1515	Lower flange buckling

to define the real effective length, the subsequent scheme for the tested lattice joists will be considered (Figure 10).

For the scheme, a is a fixed dimension of 20 cm for all the present

tests; b is a measure dependent on c , and can be calculated by $b = 120 - a - 0,5c$; c is the concrete opening value, taken either as 20, 30 or 40 cm in this research; pp is the lattice joist self

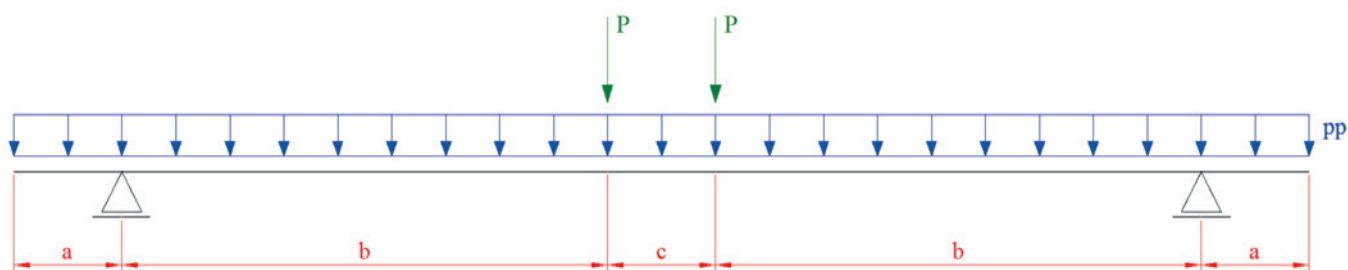


Figure 10
Static scheme of the tested lattice joists

Source: Authors

Table 2
Results for the negative bending tests (Part 2)

Modelo	pp (kN)	PD (kN)	F _{failure} (kN)	F _{limit} (kN)	Failure mode
VT 16 20 1	0.2110	0.036	4.1212	2.6364	Lower flange buckling
VT 16 20 2	0.2060	0.036	3.5758	2.2424	Lower flange buckling
VT 16 20 3	0.2140	0.036	3.8788	2.6061	Lower flange buckling
VT 16 30 1	0.2140	0.036	2.6061	2.1818	Lower flange buckling
VT 16 30 2	0.2255	0.036	2.3030	2.2424	Lower flange buckling
VT 16 30 3	0.2165	0.036	2.5455	2.3333	Lower flange buckling
VT 16 40 1	0.1990	0.036	2.1515	2.1515	Lower flange buckling
VT 16 40 2	0.2045	0.036	2.1818	2.1818	Lower flange buckling
VT 16 40 3	0.2060	0.036	2.2727	2.2727	Lower flange buckling
VT 20 20 1	0.2290	0.036	3.2727	2.2121	Lower flange buckling
VT 20 20 2	0.2325	0.036	3.0000	2.0909	Lower flange buckling
VT 20 20 3	0.2365	0.036	3.6667	2.1818	Lower flange buckling
VT 20 30 1	0.2005	0.036	3.0000	3.5758	Lower flange buckling
VT 20 30 2	0.1915	0.036	3.4242	2.6970	Lower flange buckling
VT 20 30 3	0.2115	0.036	2.9394	2.6667	Lower flange buckling
VT 20 40 1	0.1840	0.036	2.5455	2.3333	Lower flange buckling
VT 20 40 2	0.2055	0.036	2.2424	2.1212	Lower flange buckling
VT 20 40 3	0.1970	0.036	2.0606	1.8485	Lower flange buckling
VT 25 20 1	Not used due to data error				
VT 25 20 2	0.2305	0.036	6.6970	2.5758	Diagonal buckling
VT 25 20 3	0.2365	0.036	6.9697	3.0909	Diagonal buckling
VT 25 30 1	0.2250	0.036	6.6667	3.0000	Lower flange buckling
VT 25 30 2	0.2225	0.036	4.9091	3.6364	Lower flange buckling
VT 25 30 3	0.2395	0.036	6.4545	2.7576	Lower flange buckling
VT 25 40 1	0.2240	0.036	4.8788	3.2727	Lower flange buckling
VT 25 40 2	0.2295	0.036	4.7879	3.4545	Lower flange buckling
VT 25 40 3	0.2300	0.036	4.9697	3.0000	Lower flange buckling
VT 30 20 1	0.2365	0.036	6.0606	3.5758	Diagonal buckling
VT 30 20 2	0.2325	0.036	6.3939	3.2727	Diagonal buckling
VT 30 20 3	0.2375	0.036	5.8788	3.5152	Diagonal buckling
VT 30 30 1	0.2435	0.036	6.3636	3.3030	Lower flange buckling
VT 30 30 2	0.2220	0.036	6.4242	3.6364	Lower flange buckling
VT 30 30 3	0.2170	0.036	6.3939	3.9091	Diagonal buckling
VT 30 40 1	0.2165	0.036	5.0000	3.4848	Lower flange buckling
VT 30 40 2	0.2160	0.036	4.9394	3.9394	Lower flange buckling
VT 30 40 3	0.2140	0.036	5.1818	4.0000	Lower flange buckling

pp - self weight; PD - test equipment weight; F_{limit} - equivalent load for a 4 mm displacement (ℓ/500); F_{failure} - buckling load for any of the lattice joist elements or welded node rupture.

weight action divided by 240 cm (Table 2); and P is the applied load ($F_{failure}$) added to the weight of the test equipment (PD) (Table 2) divided by 2.

The maximum bending moment and shear force acting on each joist can be calculated for the scheme illustrated in Figure 10. The maximum values of the bending moment M_{max} (middle joist span) and shear force V_{max} (internally to any of the supports) can be calculated by Equations 3 and 4.

$$M_{max} = \frac{pp \cdot c^2}{8} + \left[P + pp \cdot \left(a + b + \frac{c}{2} \right) \right] \cdot b - pp \cdot a \cdot \left(\frac{a}{2} + b \right) \quad (3)$$

$$V_{max} = P + pp \cdot \left(b + \frac{c}{2} \right) \quad (4)$$

The results analysis is divided into three groups. The first one comprises the joists that failure for buckling in the lower flange, in the concrete opening region. The second group comprises the joists in which the failure occurred by the diagonal buckling. Finally, the third one discusses the results regarding the deflections.

4.1 Failure due to buckling of the lower flange

The maximum bending moment and internal forces in the truss are shown in Figure 11.

Where h is the height of the truss; R_c is the compression force resulting in the lower flange; and R_t is the tension force resulting in the upper flange.

The value of R_c is determined by Equation 5.

$$R_c = \frac{M_{max}}{h} \quad (5)$$

As the lower flange is composed by 2 steel bars, the resulting compression force acting in one of the bars (F_c) is given by Equation 6.

$$F_c = \frac{R_c}{2} \quad (6)$$

The Euler critical buckling load (P_{cr}) for compressed elements is determined by Equation 7.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,inf}}{l_{e,theoretical}^2} \quad (7)$$

where E_s is the elasticity modulus of the steel truss taken as 21000 kN/cm²; $l_{e,theoretical}$ is the theoretical effective length of the bar; and $I_{\phi,inf}$ is the gross moment of inertia of the lower flange (Equation 8).

$$I_{\phi,inf} = \frac{\pi \cdot \phi_{inf}^4}{64} \quad (8)$$

where ϕ_{inf} is the diameter of one lower flange steel bar.

The monolithism provided by the welding in the truss nodes and the fixity of the bars in the concrete base shall interfere in the compressed elements effective buckling length. The lower flanges have theoretical effective lengths equal to 20, 30 and 40 cm – which refer to the concrete opening widths. If equal to P_{cr} , it is possible to calculate the real effective length ($l_{e,real}$) of the truss element (Equation 9).

$$l_{e,real} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,inf}}{F_c}} \quad (9)$$

The results of $l_{e,real}$ for the lattice joists that failure for lower flange buckling are summarized in Table 3, where ‘Avrg’ is the abbreviation for Average.

The ratio between the real effective length and the theoretical effective length is smaller than 1. It indicates that there is some stiffening in the lower truss bars possibly due to two reasons. One reason is related to the truss nodes, regarding the fact that an electro welded truss doesn't have fully pinned nodes, as it is considered in the classical mechanics. Another reason is related to the fixity of the lower bars to the concrete base of the joist. The lattice trusses

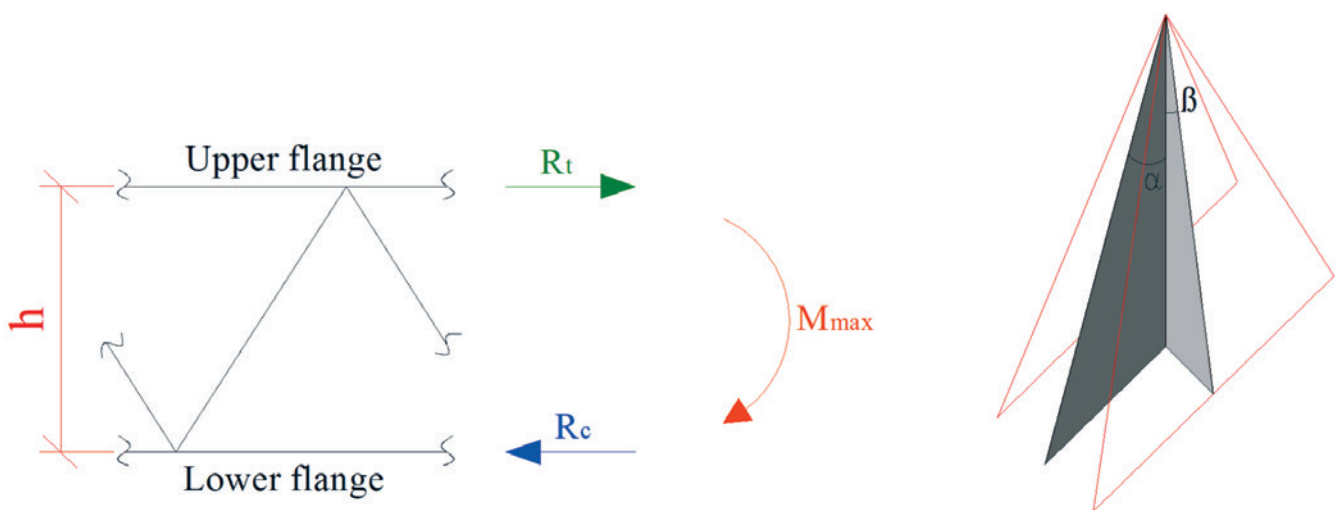


Figure 11
Resulting internal forces and bending moment in the truss

Source: Authors

with a height of 25 and 30 cm did not achieve lower flange failure, when the concrete opening was only of 20 cm. For these cases, the failure occurs in the diagonals.

4.2 Failure due to diagonal bars buckling

The maximum shear force in a lattice joist introduces compression stresses in its diagonals. The compression force (Q) in a truss diagonal is given by Equation 10.

$$Q = \frac{V_{max}}{4 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \beta} \tag{10}$$

where α and β are the truss angles, respectively defined by Equation 11 and 13:

$$\alpha = \arctg\left(\frac{10}{h}\right) \tag{11}$$

$$\beta = \arctg\left(\frac{z}{2 \cdot h}\right) \tag{12}$$

where h is the height of the truss in centimeters; z in the spacing between the two bars of the lower flanges, in centimeters, and is always the value of 9 cm for all the tested lattice joists.

When the compression force Q is equal to the Euler critical

Table 3

Values of $l_{e,real}$ for lattice joists with lower flange buckling failure

Model	$l_{e,real}$ (cm)	$l_{e,theoret}$ (cm)	$\frac{l_{e,real}}{l_{e,theoret}}$	Avrg
VT 06 20 1	6.88	20	0.34	0.35
VT 06 20 2	7.19	20	0.36	
VT 06 20 3	7.12	20	0.36	
VT 06 30 1	7.65	30	0.25	0.26
VT 06 30 2	7.72	30	0.26	
VT 06 30 3	7.81	30	0.26	
VT 06 40 1	8.04	40	0.2	0.21
VT 06 40 2	7.83	40	0.2	
VT 06 40 3	8.82	40	0.22	
VT 08 20 1	7.74	20	0.39	0.38
VT 08 20 2	7.70	20	0.39	
VT 08 20 3	7.24	20	0.36	
VT 08 30 1	8.65	30	0.29	0.29
VT 08 30 2	8.58	30	0.29	
VT 08 30 3	8.78	30	0.29	
VT 08 40 1	8.91	40	0.22	0.23
VT 08 40 2	9.62	40	0.24	
VT 08 40 3	9.19	40	0.23	
VT 10 20 1	8.51	20	0.43	0.42
VT 10 20 2	8.14	20	0.41	
VT 10 20 3	8.81	20	0.44	
VT 10 30 1	9.70	30	0.32	0.32
VT 10 30 2	Discarded			
VT 10 30 3	9.56	30	0.32	
VT 10 40 1	10.38	40	0.26	0.25
VT 10 40 2	9.68	40	0.24	
VT 10 40 3	10.27	40	0.26	
VT 12 20 1	8.38	20	0.42	0.43
VT 12 20 2	8.64	20	0.43	
VT 12 20 3	9.04	20	0.45	
VT 12 30 1	10.71	30	0.36	0.34
VT 12 30 2	10.18	30	0.34	
VT 12 30 3	9.65	30	0.32	
VT 12 40 1	10.49	40	0.26	0.28
VT 12 40 2	11.61	40	0.29	
VT 12 40 3	11.60	40	0.29	

Model	$l_{e,real}$ (cm)	$l_{e,theoret}$ (cm)	$\frac{l_{e,real}}{l_{e,theoret}}$	Avrg
VT 16 20 1	10.22	20	0.51	0.53
VT 16 20 2	10.94	20	0.55	
VT 16 20 3	10.51	20	0.53	
VT 16 30 1	13.03	30	0.43	0.44
VT 16 30 2	13.77	30	0.46	
VT 16 30 3	13.17	30	0.44	
VT 16 40 1	14.70	40	0.37	0.36
VT 16 40 2	14.59	40	0.36	
VT 16 40 3	14.32	40	0.36	
VT 20 20 1	12.71	20	0.64	0.63
VT 20 20 2	13.24	20	0.66	
VT 20 20 3	12.04	20	0.60	
VT 20 30 1	13.67	30	0.46	0.45
VT 20 30 2	12.86	30	0.43	
VT 20 30 3	13.78	30	0.46	
VT 20 40 1	15.25	40	0.38	0.40
VT 20 40 2	16.11	40	0.40	
VT 20 40 3	16.77	40	0.42	
VT 25 20 1	Not applicable			0.53
VT 25 20 2	Not applicable			
VT 25 20 3	Not applicable			
VT 25 30 1	15.01	30	0.50	0.53
VT 25 30 2	17.39	30	0.58	
VT 25 30 3	15.23	30	0.51	
VT 25 40 1	17.97	40	0.45	0.45
VT 25 40 2	18.13	40	0.45	
VT 25 40 3	17.81	40	0.45	
VT 30 20 1	Not applicable			0.56
VT 30 20 2	Not applicable			
VT 30 20 3	Not applicable			
VT 30 30 1	16.79	30	0.56	0.56
VT 30 30 2	16.74	30	0.56	
VT 30 30 3	16.78	30	0.56	
VT 30 40 1	19.47	40	0.49	0.49
VT 30 40 2	19.59	40	0.49	
VT 30 40 3	19.14	40	0.48	

Table 4

Values of $l_{e,real}$ for the lattice joists which presented a failure mode due to buckling of the diagonal bars

Model	$l_{e,real,d}$ (cm)	$l_{e,theoret,d}$ (cm)	$\frac{l_{e,real,d}}{l_{e,theoret,d}}$	Avrg
VT 25 20 1	Discarded			0.40
VT 25 20 2	10.99	27.30	0.40	
VT 25 20 3	10.78	27.30	0.39	
VT 25 30 1	11.02	27.30	0.40	0.43
VT 25 30 2	12.77	27.30	0.47	
VT 25 30 3	11.18	27.30	0.41	
VT 25 40 1	12.81	27.30	0.47	0.47
VT 25 40 2	12.92	27.30	0.47	
VT 25 40 3	12.69	27.30	0.46	

Model	$l_{e,real,d}$ (cm)	$l_{e,theoret,d}$ (cm)	$\frac{l_{e,real,d}}{l_{e,theoret,d}}$	Avrg
VT 30 20 1	10.67	31.94	0.33	0.33
VT 30 20 2	10.40	31.94	0.33	
VT 30 20 3	10.82	31.94	0.34	
VT 30 30 1	10.41	31.94	0.33	0.33
VT 30 30 2	10.38	31.94	0.33	
VT 30 30 3	10.41	31.94	0.32	
VT 30 40 1	11.71	31.94	0.37	0.37
VT 30 40 2	11.78	31.94	0.37	
VT 30 40 3	11.52	31.94	0.36	

buckling load P_{cr} (Equation 7), it is possible to obtain the real effective buckling length of the truss girder diagonals ($l_{e,real,d}$), given by Equation 13.

$$l_{e,real,d} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,dig}}{Q}} \tag{13}$$

where $I_{\phi,dig}$ is the moment of inertia of a diagonal bar (Equation 14).

$$I_{\phi,dig} = \frac{\pi \cdot \phi_{dig}^4}{64} \tag{14}$$

where ϕ_{dig} is the diameter of the diagonal steel bar. The diagonal theoretical effective buckling length ($l_{e,theoretical,d}$) is determined by Equation 15, in centimeters.

$$l_{e,theoretical,d} = \sqrt{\left(\frac{z}{2}\right)^2 + h^2 + 100} \tag{15}$$

From Equations 13 and 15 it is possible to calculate the ratio

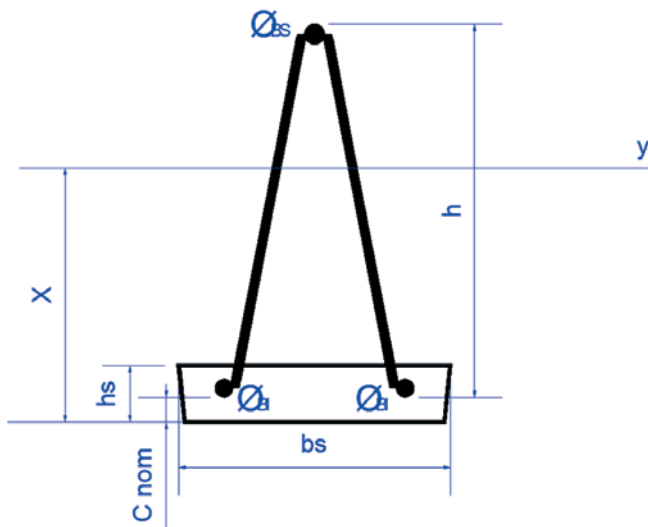


Figure 12
Joist cross section

Source: Authors

between real and theoretical effective length. Results for the samples that failure of the lattice joist was due to buckling of the diagonals are presented in Table 4. The results are regarding to trusses with heights of 25 and 30 cm, as far as the failure mode described in this item only occurred for these geometry. For other values of height, the buckling of diagonal bars is not the predominant failure mode for the proposed test set-up.

The fixity of the welded nodes and the embedment of the diagonal bars in the joist concrete strongly reduce the effective buckling length of the diagonal bars.

4.3 Deflection analysis

The deflection calculation is particularly complex in the step of analysis of results due to the composite cross section of the lattice joist – one of the section regions is composed by concrete and steel, while the other one is only composed by the steel truss bars. The moments of inertia are calculated separately for each region of the cross section mentioned above (Equations 16 to 22).

Properties of the transformed section

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \tag{16}$$

$$x = \frac{\left[\frac{\phi_{BS}^2}{4} \cdot \left(h - \frac{\phi_{BS}}{2} + c_{nom} \right) + \frac{\phi_{BI}^2}{2} \cdot \left(\frac{\phi_{BI}}{2} + c_{nom} \right) \right] \cdot \pi \cdot \alpha_e + \frac{h_s^2 \cdot b_s}{2}}{\left(\frac{\phi_{BS}^2}{4} + \frac{\phi_{BI}^2}{2} \right) \cdot \pi \cdot \alpha_e + h_s \cdot b_s} \tag{17}$$

$$I_H = \frac{\pi \cdot \phi_{BS}^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_{BI}^4}{32} + \left[\frac{\phi_{BS}^2}{4} \cdot \left(h + c_{nom} - x - \frac{\phi_{BS}}{2} \right)^2 + \frac{\phi_{BI}^2}{2} \cdot \left(x - \frac{\phi_{BI}}{2} - c_{nom} \right)^2 \right] \tag{18}$$

$$\pi \cdot \alpha_e + \frac{h_s^3 \cdot b_s}{12} + h_s \cdot b_s \cdot \left(x - \frac{h_s}{2} \right)^2$$

The parameters indicated in Equations 16 and 18 are shown in Figure 12: x is the distance from the center of gravity position (of the transformed cross section) to the bottom face of the section;

I_H is moment of inertia of the transformed cross section; ϕ_{BS} is the diameter of the upper flange bar; ϕ_{Bl} is the diameter of the lower flange bars; h is the height of the lattice truss; c_{nom} is the concrete cover for the lower flange bars, always equal to 1.5 cm along this research; b_s is the width of the concrete joist base, always equal to 12.0 cm for the present tests; h_s is the height of the concrete, taken as 2.5 cm in this research; α_e is the ratio between the steel modulus of elasticity (E_s) taken as 21000 kN/cm², and the concrete secant modulus of elasticity (E_{cs}) given by Equation 19.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \tag{19}$$

where E_{ci} is the tangent modulus of elasticity of the concrete; α_i is a parameter defined by Equation 20, which depends on the characteristic compressive concrete strength f_{ck} (MPa). As mentioned before, the E_{ci} value is approximately 20% to 40% smaller than the dynamic elasticity modulus. In this article, the elasticity modulus values presented in Table 1 were reduced in 30% in order to correlate the dynamic and static modulus of elasticity.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \tag{20}$$

Properties of the section composed only for the steel truss bars

$$x_1 = \frac{\frac{\pi \cdot \phi_{Bl}^3}{4} + \frac{\pi \cdot \phi_{BS}^2}{4} \cdot \left(h - \frac{\phi_{BS}}{2} \right)}{\frac{\pi \cdot \phi_{Bl}^2}{2} + \frac{\pi \cdot \phi_{BS}^2}{4}} \tag{21}$$

$$I_s = \left[\frac{\pi \cdot \phi_{BS}^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_{BS}^2}{4} \cdot \left(h - x_1 - \frac{\phi_{BS}}{2} \right)^2 \right] + \tag{22}$$

$$2 \cdot \left[\frac{\pi \cdot \phi_{Bl}^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_{Bl}^2}{4} \cdot \left(x_1 - \frac{\phi_{Bl}}{2} \right)^2 \right]$$

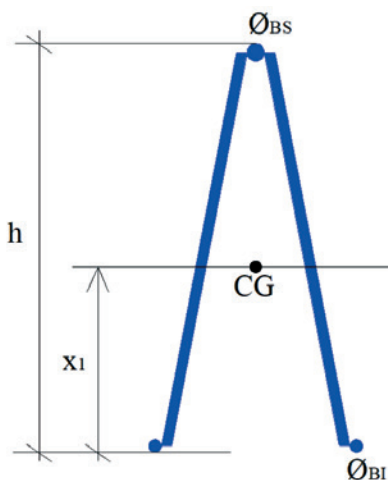


Figure 13
Center of gravity position for the lattice truss steel elements

Source: Authors

According to the Figure 13, the parameters used in Equations 21 and 22 are: x_1 is the distance between the center of gravity of the section and its bottom base; I_s is the moment of inertia of the steel section; ϕ_{BS} is the diameter of the upper flange bar; ϕ_{Bl} is the diameter of the lower flange bars; h is the height of the lattice truss. Considering Figure 10, it is observed that for a e b segments the moment of inertia is equal to I_H , whereas the moment of inertia is equal to I_s for segment c. The values for the experimental deflection are taken in the application load points (P). Therefore, the theoretical deflection value, analyzing the same point, is given by Equation 23.

$$a_p = - \frac{1}{(E_{cs} \cdot I_H)_{theoretical}} \cdot \left[\begin{aligned} & - \frac{pp \cdot a^2 \cdot b^2}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b^3}{6} - \frac{pp \cdot b^4}{24} + \frac{R \cdot b^3}{6} + \\ & \frac{pp \cdot a^2 \cdot b}{2} + \frac{pp \cdot a \cdot b^2}{2} + \frac{pp \cdot b^3}{6} - \frac{R \cdot b^2}{2} + \\ & + b \cdot \left(\frac{pp \cdot c \cdot (a^2 + b^2)}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b \cdot c}{2} + \right) \\ & + \frac{(E_{cs} \cdot I_H)_{theoretical}}{(E_s \cdot I_s)_{theoretical}} \cdot \left(\begin{aligned} & - \frac{pp \cdot c^2 \cdot (a + b)}{8} - \frac{pp \cdot c^3}{48} + \\ & - \frac{F_{lim} \cdot c^2}{16} + \frac{R \cdot b \cdot c}{2} + \frac{R \cdot c^2}{8} \end{aligned} \right) \end{aligned} \right] \tag{23}$$

Rewriting the expression, Equation 24 is obtained.

$$a_p = - \frac{1}{(E_{cs} \cdot I_H)_{theoretical}} \cdot \left[\frac{pp \cdot a^2 \cdot b^2}{4} + \frac{pp \cdot a \cdot b^3}{3} + \frac{pp \cdot b^4}{8} - \frac{R \cdot b^3}{3} \right] + \tag{24}$$

$$- \frac{1}{(E_{cs} \cdot I_H)_{theoretical}} \cdot \left(\begin{aligned} & \frac{pp \cdot b \cdot c \cdot (a^2 + b^2)}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b^2 \cdot c}{2} - \frac{pp \cdot b \cdot c \cdot (a + b)}{8} + \\ & - \frac{pp \cdot b \cdot c^3}{48} - \frac{F_{lim} \cdot b \cdot c^2}{16} + \frac{R \cdot b^2 \cdot c}{2} + \frac{R \cdot b \cdot c^2}{8} \end{aligned} \right)$$

$$R = \frac{F_{lim}}{2} + pp \cdot \left(a + b + \frac{c}{2} \right) \tag{25}$$

where $(E_{cs} \cdot I_H)_{theoretical}$ is the theoretical stiffness of the transformed joist and $(E_s \cdot I_s)_{theoretical}$ is the theoretical stiffness of the lattice truss steel section. If a_p is equal to the limit deflection a_{lim} , Equation 26 is obtained.

$$(E_{cs} \cdot I_H)_{real} = \frac{\left[- \frac{pp \cdot a^2 \cdot b^2}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b^3}{3} - \frac{pp \cdot b^4}{8} + \frac{R \cdot b^3}{3} \right]}{0,40 + \frac{1}{(E_s \cdot I_s)_{theoretical}} \cdot \left(\begin{aligned} & - \frac{pp \cdot b \cdot c \cdot (a^2 + b^2)}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b^2 \cdot c}{2} \\ & - \frac{pp \cdot b \cdot c^2 \cdot (a + b)}{8} + \\ & - \frac{pp \cdot b \cdot c^3}{48} - \frac{F_{lim} \cdot b \cdot c^2}{16} + \\ & \frac{R \cdot b^2 \cdot c}{2} + \frac{R \cdot b \cdot c^2}{8} \end{aligned} \right)} \tag{26}$$

$(E_{cs} \cdot I_H)_{real}$ is the mean stiffness of the testes joist that will be used for the deflection calculation. This stiffness is different from the theoretical stiffness due to the concrete cracking. Table 5 presents the results of the deflection values. It can be seen that the real

stiffness $(E_{cs} \cdot I_H)_{real}$ is much smaller than the theoretical one. The discontinuity occasioned by the concrete opening and the concrete cracking explain this reduction. In the theoretical calculation, the value for the neutral axis position results in some point close to the concrete footing, indicating that concrete cracking is occurring.

5. Results applicability

As mentioned in item 1, during the assembly of a cantilever slab with concrete opening in the region right over the supports, there is a need of knowing the lattice joist strength during the construction phase. In this phase, the lattice joist will support itself the weight of

the fresh concrete, of the workers and of the concreting equipment. The failure modes visually observed in the tests were: lower flange buckling due to hogging moments and diagonal bars buckling due to shear forces. Besides this modes of failure, it can still occur the failure of the welded node due to shear forces. When a joist, mini panel or panel is loaded and positioned over the supports, bending moments and shear loads will develop. For cases of sagging moments acting on the structure, the adequate equation can be found in Sartori *et al* [3]. For cases of hogging moments acting on the structure in regions where a concrete opening exists, the present article defines equations for calculating the resisting hogging moment and shear forces.

Table 5
Results of deflection values

Model	Concrete mixture	$(E_{cs} \cdot I_H)_{real}$	$\frac{(E_{cs} \cdot I_H)_{real}}{(E_{cs} \cdot I_H)_{theoret}}$	Avrg
VT 06 20 1	14	155321.61	0.68	0.67
VT 06 20 2	15	153670.84	0.67	
VT 06 20 3	15	153898.86	0.67	
VT 06 30 1	14 e 15	109085.05	0.48	0.47
VT 06 30 2	14	106071.52	0.46	
VT 06 30 3	14	106001.81	0.46	
VT 06 40 1	14	81921.97	0.36	0.35
VT 06 40 2	15	81117.07	0.36	
VT 06 40 3	13 e 14	76077.79	0.33	
VT 08 20 1	13	244466.56	0.64	0.63
VT 08 20 2	13	225608.62	0.59	
VT 08 20 3	13	246429.20	0.65	
VT 08 30 1	13	163054.65	0.43	0.42
VT 08 30 2	13	164707.40	0.43	
VT 08 30 3	13	156758.64	0.41	
VT 08 40 1	12	125388.10	0.33	0.32
VT 08 40 2	12	118529.19	0.31	
VT 08 40 3	12	118798.22	0.31	
VT 10 20 1	8	292534.04	0.51	0.51
VT 10 20 2	8	288632.99	0.50	
VT 10 20 3	8	302612.31	0.53	
VT 10 30 1	9	212033.91	0.37	0.36
VT 10 30 2	9	Discarded		
VT 10 30 3	9	211147.67	0.36	
VT 10 40 1	10	159338.07	0.27	0.28
VT 10 40 2	10	171124.24	0.29	
VT 10 40 3	10	161330.79	0.28	
VT 12 20 1	11	364945.36	0.44	0.45
VT 12 20 2	11 e 12	369795.56	0.45	
VT 12 20 3	12	364380.21	0.44	
VT 12 30 1	11	252972.47	0.31	0.33
VT 12 30 2	11	267979.65	0.33	
VT 12 30 3	11	280947.89	0.34	
VT 12 40 1	10	195258.00	0.24	0.23
VT 12 40 2	10 e 11	180423.56	0.22	
VT 12 40 3	10	180503.02	0.22	

Model	Concrete mixture	$(E_{cs} \cdot I_H)_{real}$	$\frac{(E_{cs} \cdot I_H)_{real}}{(E_{cs} \cdot I_H)_{theoret}}$	Avrg
VT 16 20 1	6	655614.76	0.35	0.34
VT 16 20 2	6	580841.79	0.31	
VT 16 20 3	6	650375.24	0.35	
VT 16 30 1	7	450662.25	0.24	0.25
VT 16 30 2	7	460356.94	0.25	
VT 16 30 3	7	472568.42	0.25	
VT 16 40 1	8	355565.70	0.19	0.19
VT 16 40 2	8	359303.44	0.19	
VT 16 40 3	7	369402.60	0.20	
VT 20 20 1	5	622823.28	0.21	0.21
VT 20 20 2	4	595495.63	0.20	
VT 20 20 3	5	616838.05	0.21	
VT 20 30 1	5	717295.38	0.24	0.21
VT 20 30 2	5	580981.72	0.20	
VT 20 30 3	5	577835.01	0.20	
VT 20 40 1	6	419473.45	0.14	0.13
VT 20 40 2	6	392026.70	0.13	
VT 20 40 3	6	352356.85	0.12	
VT 25 20 1	1	Discarded		0.18
VT 25 20 2	1	757046.84	0.16	
VT 25 20 3	1	885769.99	0.19	
VT 25 30 1	1	702880.20	0.15	0.16
VT 25 30 2	2	822666.67	0.18	
VT 25 30 3	1 and 2	657050.13	0.14	
VT 25 40 1	2	614253.09	0.13	0.13
VT 25 40 2	2	641758.34	0.14	
VT 25 40 3	2	573322.11	0.12	
VT 30 20 1	3	1052186.65	0.13	0.12
VT 30 20 2	3	972026.25	0.12	
VT 30 20 3	3	1036486.34	0.12	
VT 30 30 1	3	809006.88	0.10	0.10
VT 30 30 2	3	876744.26	0.10	
VT 30 30 3	4	932740.84	0.11	
VT 30 40 1	4	857489.47	0.10	0.10
VT 30 40 2	4	768769.84	0.09	
VT 30 40 3	4	778578.07	0.09	

5.1 Lower flange buckling due to hogging moments

The Equations 27 to 30 are deduced and based on the prior equations presented in this paper. The resisting bending moment (negative bending moment) is defined by Equation 29.

$$M_{d,res} = P_{CR} \cdot h \quad (27)$$

$$P_{CR} = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,inf}}{l_{e,real}^2} \quad (28)$$

$$M_{d,res} = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,inf}}{l_{e,real}^2} \cdot h \quad (29)$$

$$l_{e,real} = l_{e,theoretical} \cdot Avrg \quad (30)$$

Where P_{CR} is the critical buckling load in the lower flange; h is the height of the truss; E_s is the steel modulus of elasticity; $I_{\phi,inf}$ is the moment of inertia of the lower bars cross section; $l_{e,real}$ is the real effective buckling length of the lower flange at the concrete opening; $l_{e,theoretical}$ is the theoretical buckling effective length of the lower flange at the concrete opening – which can measure 20, 30 or 40 cm; $Avrg$ is the indicated in the last column of Table 3.

Structural safety is guaranteed when the following condition is satisfied (Equation 31):

$$M_{d,res} \geq M_{Sd} \quad (31)$$

Where M_{Sd} is the design bending moment.

5.2 Diagonal bars buckling due to shear

The axial force (Q) that compresses a diagonal bar is given by Equation 10. For obtaining Equation 32, the value of V_{max} was replaced by the design shear force V_{Sd} , in Equation 10.

$$Q = \frac{V_{Sd}}{4 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \beta} \quad (32)$$

The axial critical buckling load ($P_{CR,D}$) of a diagonal bar is defined by Equations 33 and 34.

$$P_{CR,D} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,dig}}{l_{e,real,d}^2} \quad (33)$$

$$l_{e,real,d} = l_{e,theoretical,d} \cdot Avrg \quad (34)$$

where E_s is the steel modulus of elasticity; $I_{\phi,dig}$ is the moment of inertia of the diagonal bar cross section; v is the real effective buckling length of the diagonal bar; $l_{e,theoretical,d}$ is the theoretical buckling effective length of the diagonal bar; $Avrg$ is the value indicated in the last column of Table 4.

Structural safety is guaranteed when the following condition is satisfied (Equation 35):

$$P_{CR,D} \geq Q \quad (35)$$

5.3 Failure of the welded node

The upper node shear force resistance (V) shall meet the requirement of Equation 36, adapted from ABNT NBR 14862 [1].

$$V = \frac{15 \cdot \pi \cdot \phi_{BS}^2 \cdot h}{4 \cdot l_{node}} \quad (36)$$

where ϕ_{BS} is the diameter of the upper flange bar; h is the height of the truss; l_{node} is the length between the truss nodes (defined as 20 cm); V_{Sd} is the design shear force in a transitory phase. Equation 37 shall be satisfied for safety guarantee.

$$V_{Sd} \leq V \quad (37)$$

5.4 Displacements calculation

In the transitory phase, it is recommended a limit value for the maximum displacement of the lattice joist, given by the span value divided by 500 ($l / 500$). The stiffness values shall be calculated as indicated in Equation 38, using Equations 16 to 22.

$$(EI) = (EI)_{theoretical} \cdot Avrg = E_{CS} \cdot I_H \cdot Avrg \quad (38)$$

where E_{CS} is the secant modulus of elasticity of the concrete; I_H is the moment of inertia of the transformed section; $Avrg$ is the value indicated in the last column of Table 5.

6. Conclusions

In order to ease the construction of bridge decks, cantilever roofs and eaves, self-supporting lattice joists can be used working as formwork, capable of supporting its own weight, the fresh concrete weight and the weight workers and equipments in the construction phase.

This paper aimed to study the lattice joists behavior under negative bending moments, in cases where there is a concrete opening in the region of joist supports, by carrying out laboratory tests.

For lattice joists with a height of 20 cm or less, the predominant failure mode was the buckling of the lower flanges of the truss. In the cases of joists 25 or 30 cm height, with opening of 20 cm of the concrete, the buckling of diagonal bars governed the failure of the lattice joist. For the same truss height, considering the opening of 30 and 40 cm of the concrete, the lattice joist failure was governed by the lower flanges buckling.

The two mentioned modes of failure were analyzed separately for the calculation of the real effective buckling length. It was concluded that the diagonal and lower flange bars are stiffened by the electro welded truss nodes and by the fixity of the truss embedded in the concrete joist base. This results in a significant reduction of the effective buckling length. Disposing of the real effective buckling length, it is possible to calculate the maximum bending moments and shear forces resisted by the lattice joist. This values are quite important for the adequate design of the maximum cantilever span with no shuttering, or the maximum span between supports.

For the transition phase calculation, the stiffness value (EI) needs to be calibrated. It was verified that $(E_{CS} \cdot I_H)_{real}$ is smaller than the theoretical value, due to discontinuity of the concrete in the base of the joist, and concrete cracking.

The equations for calculating resisting bending moments, shear strength and displacements are indicated in this paper. It is possible to define the maximum cantilever span or the maximum span between supports for a lattice joist with concrete opening, using the mentioned equation.

Studies about mini panels and latticed panels are recommended in order to check possible result variation. The present results show great load carrying capacity of the tested elements. It indicates that lattice joists with concrete opening shall be recommended for situations where monolithism between slabs and joists is desired, and less shuttering is needed, as expected in cases of bridge construction. It is important to emphasize that the present results cannot be extrapolated to models that were not tested, including other lattice joists with different geometry.

7. References

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14862. Armaduras treliçadas eletrossoldadas - Requisitos. Rio de Janeiro. 2002.
- [2] _____. NBR 14859-1. Laje pré-fabricada – Requisitos Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro. 2002.
- [3] SARTORTI, A. L.; FONTES, A. C.; PINHEIRO, L. M. Analysis of the assembling phase of lattice slabs. In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. Volume 6, Number 4 (August 2013) p. 623-660. São Paulo: IBRACON, 2013.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14859-2. Laje pré-fabricada – Requisitos Parte 2: Lajes bidirecionais. Rio de Janeiro. 2002.
- [5] _____. NBR 14860-1. Laje pré-fabricada – Pré-laje - Requisitos Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro. 2002.
- [6] _____. NBR 14860-2. Laje pré-fabricada – Pré-laje - Requisitos Parte 2: Lajes bidirecionais. Rio de Janeiro. 2002.
- [7] _____. NBR 15696. Formas e escoramentos para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. Rio de Janeiro. 2009
- [8] _____. NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.
- [9] SARTORTI, A. L.; VIZOTTO, I.; PINHEIRO, L. M. Utilização de Minipainéis Treliçados para Construção de Tabuleiros de Pontes. Rio de Janeiro: IABSE, 2010.
- [10] GASPAR, R. Análise da segurança estrutural das lajes pré-fabricadas na fase de construção. São Paulo, 1997. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)-Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [11] TERNI, A. W.; MELÃO, A. R.; OLIVEIRA, L. E. A utilização do método dos elementos finitos na análise comportamental da laje treliçada na fase construtiva. Congresso Brasileiro do Concreto, 50. IBRACON. Salvador, 2008.
- [12] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). ASTM E1876-1: Standard test method for dynamic Young's modulus, shear modulus, and Poisson's ratio by impulse excitation of vibration. Philadelphia, 2005.
- [13] SARTORTI, A. L. Comportamento dinâmico de lajes maciças de concreto leve com pérolas de EPS. 2015. 215p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas da escola de engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.
- [14] METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: microestrutura, propriedade e matérias. 2 ed. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [15] FUSCO, P. B. Tecnologia do concreto estrutural: tópicos aplicados. São Paulo: Pini, 2008.

Self-supporting tests in lattice joists subject to negative bending

Ensaaios de autoportância em vigotas treliçadas sujeitas a flexão negativa



I. S. STORCH^a
storch.engcivil@gmail.com

J. G. S. DOBELIN^a
joslaine.dobelin@ucb.org.br

L. C. BATALHA^a
leticia.cbatalha@hotmail.com

A. L. SARTORTI^a
artur.sartorti@ucb.org.br

Abstract

During the construction of bridges, cantilever roofs and eaves, assembling formworks and scaffold that will support the slabs is a point of difficulty in the construction phase. Therefore, it is relevant the study of the lattice joists which serve as self-supporting formwork, supporting its weight, the weight of the fresh concrete, the weight of workers and the weight of concreting equipment. The analysis of the bearing capacity of lattice joists subject to negative bending with base concrete opening enables checking the maximum span that each lattice truss model bears, either cantilevered or between continuous spans with reduced or no scaffold. The concrete opening enables the monolithism between the slab and its support. This paper presents the results of tests on lattice joist with concrete opening. By the results analysis, formulations for designing the spacing between prop lines were found. The results are promising and indicate great possibilities of using lattice joists with concrete opening over the supports (beams), in order to optimize the slab shuttering.

Keywords: self-supporting, shuttering, negative bending, lattice joist, mini lattice panel, buckling.

Resumo

Em construção de pontes, marquises e beirais, uma das dificuldades encontradas é a montagem de formas e escoramento que darão apoio à laje na fase construtiva. Portanto, apresentam-se relevantes os estudos de vigotas treliçadas que servem como formas autoportantes, suportando, além de seu peso, o peso do concreto fresco, de operários e equipamentos de concretagem. A análise da capacidade portante das vigotas treliçadas sujeitas à flexão negativa com abertura no concreto da base, possibilita a verificação do vão máximo que cada modelo de armadura treliçada suporta em balanço ou entre vãos contínuos com reduzido ou nenhum escoramento. A abertura de concretagem possibilita o monolitismo entre a laje e o seu apoio. Neste artigo são apresentados os resultados de ensaios em vigotas treliçadas com abertura de concretagem na base. Com a análise dos resultados realizada foram encontradas as formulações que permitem o dimensionamento do espaçamento entre linhas de escora. Adianta-se que os resultados encontrados são promissores e indicam grandes possibilidades da utilização de vigotas treliçadas com abertura de concretagem sobre os apoios (vigas), com o objetivo de otimizar o cimbramento da laje.

Palavras-chave: autoportância, cimbramento, momento negativo, vigota treliçada, minipanel treliçado, flambagem.

^a Centro Universitário Adventista de São Paulo, Engenharia Civil, Engenheiro Coelho, SP, Brasil.

1. Introdução

Após a implantação das primeiras máquinas de eletrosoldagem, surgiram no Brasil as lajes com armaduras treliçadas, fabricadas com aço CA 60. Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 14862 [1], armadura treliçada é uma peça pré-fabricada com forma espacial prismática, constituída por dois fios de aço na base e um fio de aço no topo, formando respectivamente os banzos inferior e superior, interligados por eletrofusão a dois fios de aço diagonais denominados sinusóides, com espaçamento regular conhecido como passo e mundialmente padronizado em 20 cm. As treliças são identificadas por um código TR, seguido por dois dígitos que representam a altura da mesma em centímetros. Os três últimos dígitos representam respectivamente os diâmetros do banzo superior, dos sinusóides e dos banzos inferiores, em milímetros. A ABNT NBR 14859-1 [2] regulamenta a fabricação das vigotas pré-moldadas treliçadas (VT) com seção de concreto formando uma placa, também denominada base ou sapata. A armadura treliçada, que é parcialmente embutida na base de concreto proporciona uma peça leve e de fácil manuseio, exigindo menos componentes de cimbramento de acordo com a capacidade portante de cada modelo (SARTORTI [3]). As vigotas podem ou não conter armaduras de reforço, dependendo da necessidade estrutural. Esses componentes construtivos são normatizados pela ABNT NBR 14859-1 [2]; ABNT NBR 14859-2 [4]; ABNT NBR 14860-1 [5]; ABNT NBR 14860-2 [6]; ABNT NBR 14862 [1] e ABNT NBR 15696 [7], que reportam à ABNT NBR 6118 [8]. A Figura 1A ilustra a seção transversal de uma vigota treliçada. A junção de duas ou mais armaduras treliçadas dão origem a minipainéis (Figura 1B), e painéis treliçados (Figura 1C).

Gaspar [10], em seus estudos, concluiu que a capacidade de resistência da vigota treliçada na fase construtiva, levando em consideração o momento positivo, é determinada principalmente pela flambagem do banzo superior, que por sua vez é caracterizado pelo diâmetro de sua armadura e pela rigidez da diagonal. Portanto, com o aumento das cargas, o banzo superior vai progressivamente se comprimindo na flexão positiva (momento fletor tracionando a região inferior da vigota), podendo chegar à instabilidade ou flambagem. Ele afirma ainda que, para que a estrutura não chegue ao seu limite resistente e seja causada a ruína, é necessária a montagem de cimbramento, assim minimizando a solicitação dos elementos. Terni *et al* [11] realizaram pesquisas com a ajuda de programas computacionais para analisar esse comportamento das barras superiores.

Sartorti *et al* [3], com o objetivo de prover material acerca do cálculo da distância entre as linhas de escoras, realizaram estudos experimentais com ensaios de flexão positiva e cisalhamento em vigotas treliçadas sujeitas a flexão positiva, tornando o processo construtivo mais econômico, garantindo a segurança e ainda visando uma construção sem problemas advindos da execução. Os referidos autores concluíram que, além da flambagem da barra superior da vigota treliçada, mais frequente em vigotas com altura de até 20 cm, a ruína também pode ser caracterizada, em vigotas com altura igual ou superior a 25 cm, pela instabilidade nas barras que compõe as diagonais.

Em outro material publicado, Sartorti *et al* [9] afirmam que, para o cálculo da estrutura no estado limite último para a autoportância, devem ser consideradas algumas situações como a flambagem da barra superior em consequência do momento fletor positivo, a flambagem das barras inferiores em consequência do momento

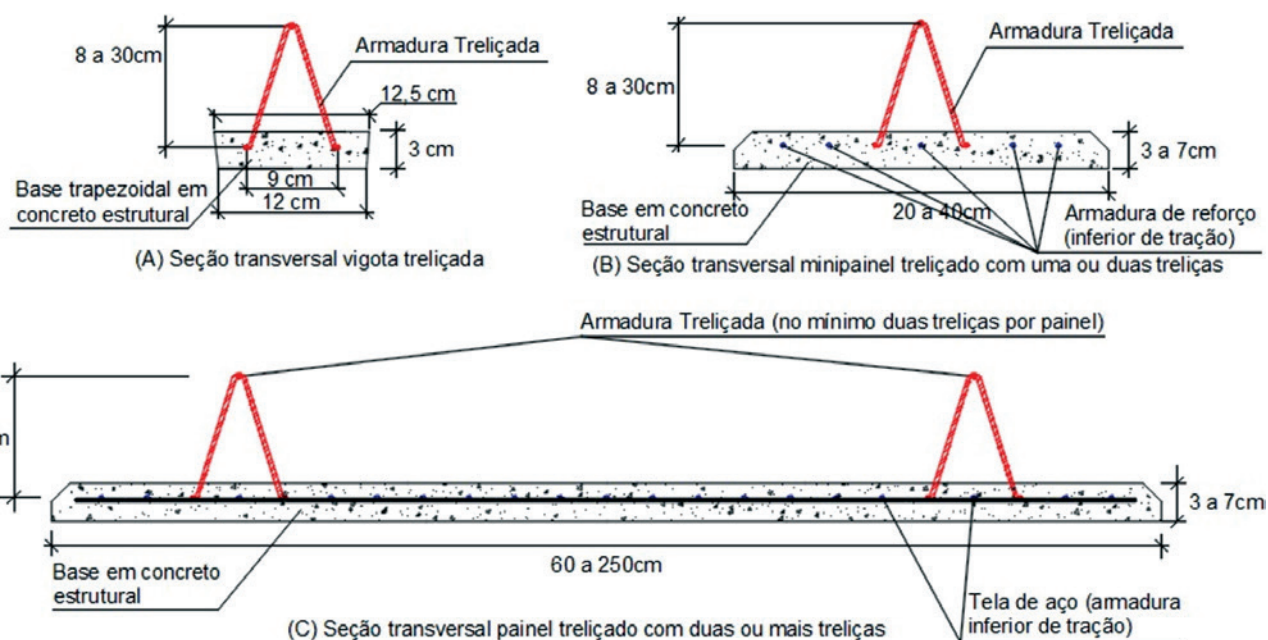
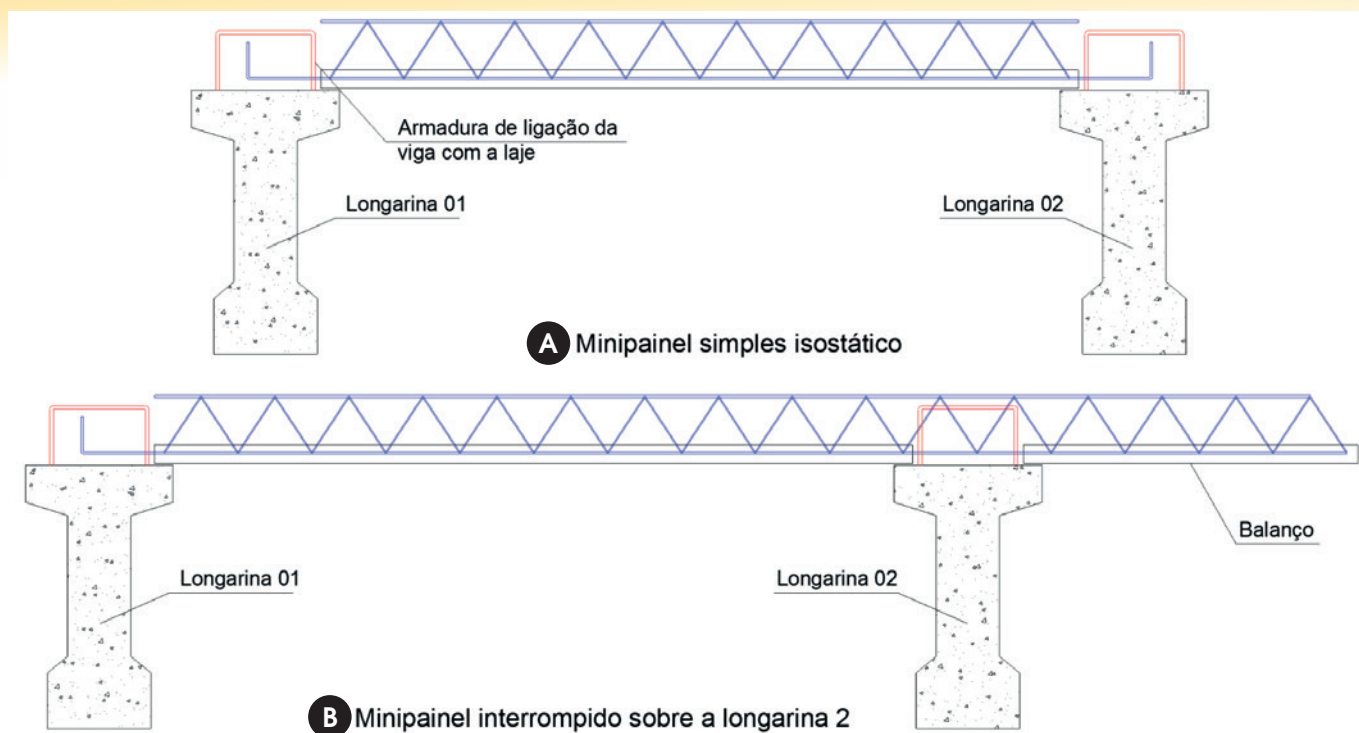


Figura 1
Tipos de elementos treliçados e suas composições

Fonte: Adaptado de SARTORTI *et al* [9]

**Figura 2**

Tipos usuais de mini painéis utilizados em tabuleiros de pontes

Fonte: SARTORTI et al [9]

fletor negativo (momento fletor tracionando a região superior da vigota treliçada), a flambagem dos sinusóides gerada pelo esforço cisalhante, a ruptura por excesso de deformação plástica nas barras tracionadas e a ruptura do nó soldado em consequência do esforço cisalhante. Já para o cálculo desses elementos, levando em consideração os estados limites de serviço, é necessário o estudo do seu deslocamento vertical.

Na construção de pontes e viadutos, a montagem de formas e dos elementos de escoras que suportarão a execução da laje do tabuleiro se apresentam como desafios. Para este fim, a utilização dos elementos treliçados torna-se interessante, pois sua base de concreto funciona como forma autoportante para a laje. A armadura, que compõe esses elementos, ajuda a combater os esforços solicitantes de serviço da ponte. A utilização dessas peças treliçadas excluem também equipamentos para seu deslocamento, facilitando o manuseio. Todos esses fatores geram economia e sustentabilidade.

A utilização desses dispositivos autoportantes em pontes pode ocorrer comumente de duas formas: Simplesmente apoiado, conforme a Figura 2A, ou com descontinuação da vigota de concreto que se localiza sobre o apoio, tornando possível a junção monolítica entre a longarina da ponte e o tabuleiro, conforme a Figura 2B. Sendo assim, esta pesquisa foi realizada com o objetivo de expandir o conhecimento sobre a vigota treliçada autoportante, estudando o comportamento desses elementos quando submetido à flexão negativa e abertura de concretagem sobre o apoio (Figura 2B). Assim sendo, analisou-se o comportamento das barras que compõem o banzo inferior e sinusóides, aferindo o máximo carregamento que é possível de ser aplicado em uma vigota até ser atingido o Estado Limite de Serviço de Deslocamento Excessivo e o Estado Limite Último de Instabilidade de algum componente da armação treliçada. Determinou-se o comprimento de flambagem real que é necessário para o cálculo do vão máximo em balanço ou entre apoios sem escoramento.

Tabela 1

Características das armaduras treliçadas

Armaduras treliçadas				
Código da treliça	Altura (cm)	Diameter of the bars (mm)		
		Superior	Sinusóide	Inferior
TR 06 644	6	6	4,2	4,2
TR 08 644	8	6	4,2	4,2
TR 10 644	10	6	4,2	4,2
TR 12 644	12	6	4,2	4,2
TR 16 745	16	7	4,2	5
TR 20 745	20	7	4,2	5
TR 25 756	25	7	5	6
TR 30 856	30	8	5	6

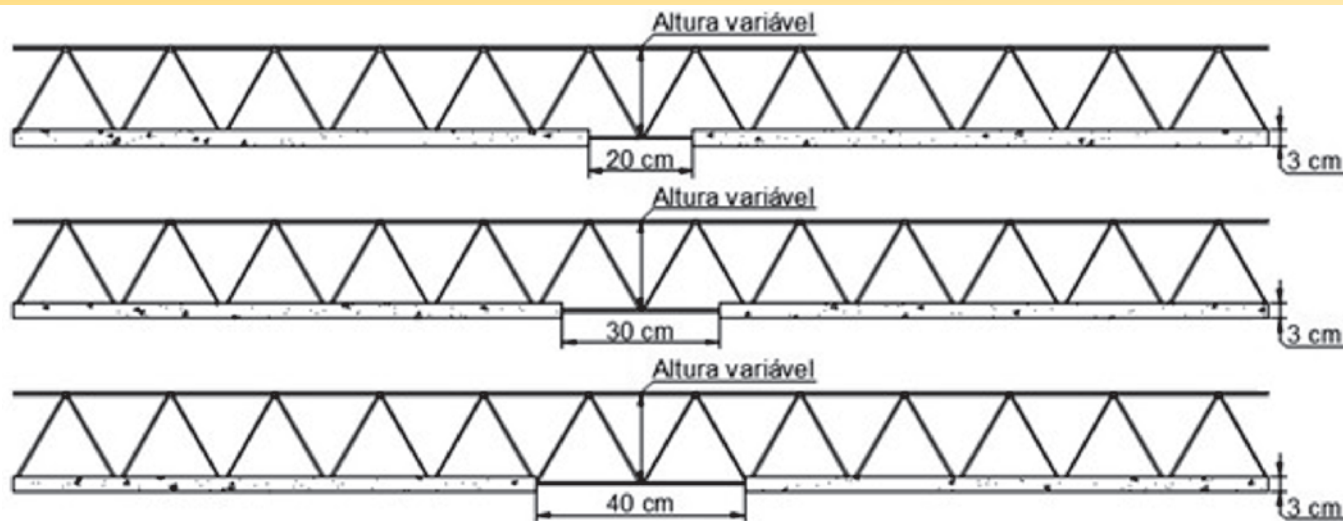


Figura 3
Seção longitudinal dos modelos de vigotas treliçadas com comprimento total de 240 cm, na região central está indicada a abertura de concretagem

Fonte: Autores

2. Características do ensaio de flexão negativa

Descrevem-se neste item as principais características do programa experimental.

2.1 Vigotas treliçadas

Os modelos de treliças utilizados na confecção das vigotas estão descritos na Tabela 1, e as seções transversal e longitudinal estão

representadas nas Figuras 1A e 3, respectivamente. Cada altura de treliça (6, 8, 10, 12, 16, 20, 25 e 30 cm) possui nove exemplares, sendo três deles com interrupções no concreto de 20 cm, três com interrupções de 30 cm e três com interrupções de 40 cm, totalizando 72 vigotas treliçadas.

As bases de concreto das vigotas foram moldadas com cimento CP V-ARI, compondo o traço em massa de concreto auto-adensável 1:1,526:2,589:0,555:0,375% sendo respectivamente cimento: areia fina: brita 0: água: superplastificante em volume. A seção transversal das bases possuem 12 cm de largura, 3 cm de

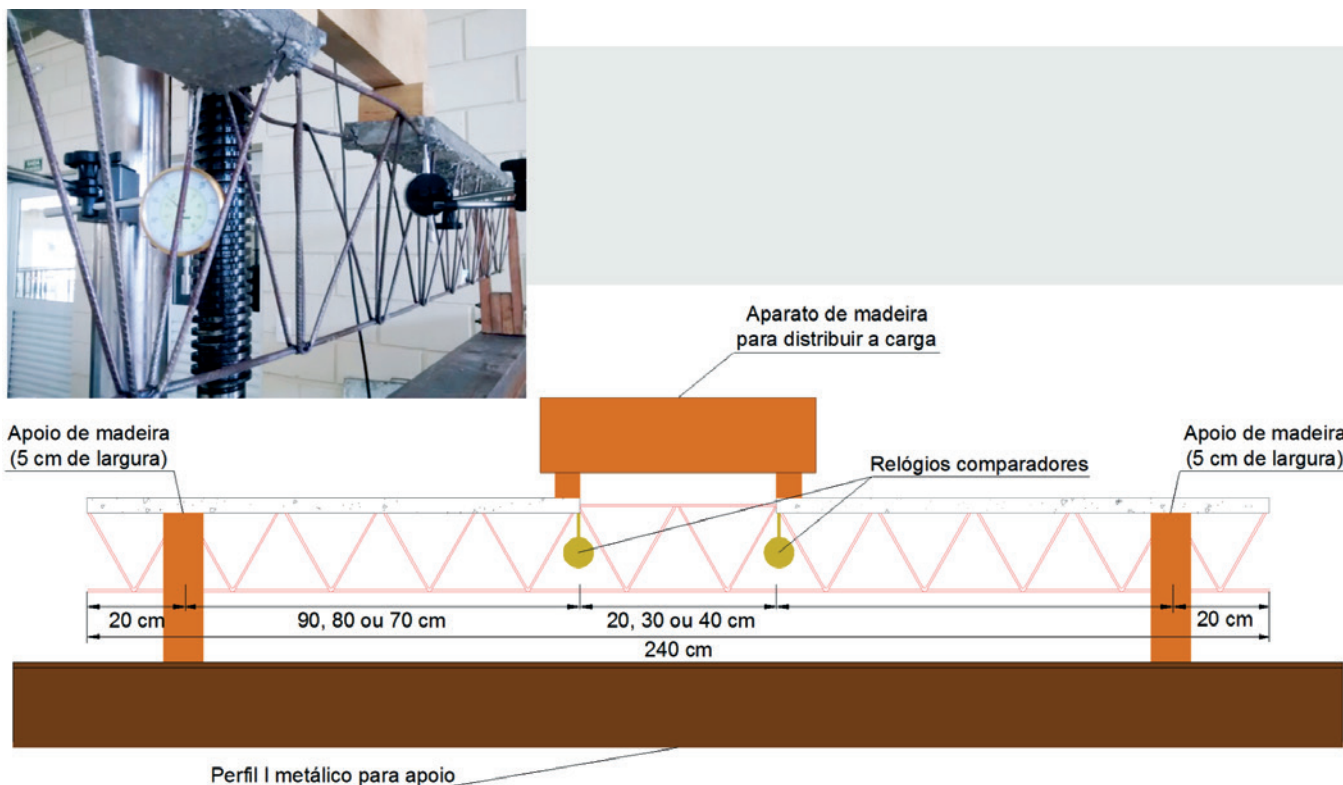


Figura 4
Posicionamento da vigota, dos dispositivos para ensaio de flexão e dos relógios comparadores



Figura 5
Corpo de prova posicionado e sendo solicitado para o ensaio

altura e possui 240 cm de comprimento. Para as 72 vigotas foram necessárias quinze misturas em betoneira, devido a capacidade do equipamento utilizado. De cada mistura foram retirados três corpos de prova cilíndricos de concreto, exceto a última em que foram retirados seis corpos de prova, para determinação do módulo de elasticidade dinâmico e da sua resistência característica à compressão axial.

2.2 Configuração dos ensaios de flexão

Os ensaios de flexão negativa foram realizados nas peças aos 50 dias de idade. Os equipamentos utilizados foram: cervo hidráulico universal de ensaios, capacidade 1000 kN, para aplicação das cargas; relógios comparadores, com curso de 50 mm, precisão 0,01mm; suportes magnéticos para relógios comparadores; viga de aço para suporte; dispositivos de madeira para aplicação da carga. Para submeter as vigotas à flexão negativa, as mesmas foram posicionadas com o banzo superior voltado para baixo e colocadas sobre dispositivos de madeira que serviram como apoios móveis localizados a 20 cm das extremidades da vigota. Estes dispositivos foram apoiados sobre uma viga de aço de perfil I. Para a distribuição da força aplicada pela prensa em dois pontos, foram utilizados elementos de madeira com 5 cm de lado posicionados nas extremidades da interrupção do concreto. A escolha por apoios de 5 cm de lado justifica-se pelo fato de este ser um valor usual do apoio da sapata de concreto da vigota treliçada na estrutura de apoio em casos reais. O deslocamento vertical devido à carga do atuador foi aferido por dois relógios comparadores (R1 e R2) nos pontos de aplicação da carga, sendo que eles sempre foram posicionados na mesma região em lados opostos das vigotas, conforme ilustra

a Figura 4. Não foram aferidos isoladamente os deslocamentos somente devidos ao peso próprio. O esquema estático das vigotas ensaiadas está representado na Figura 4.

3. Resultados dos ensaios

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios dos corpos de prova de concreto e também dos ensaios a flexão negativa.

3.1 Corpos de prova de concreto

Os corpos de prova cilíndricos de concreto de cada mistura em betoneira tiveram seu módulo de elasticidade e resistência à compressão ensaiados aos 50 dias de idade.

O módulo de elasticidade foi medido com um ensaio não destrutivo de resposta acústica do corpo de prova quando este é submetido a uma excitação de impulso, sendo então o módulo de elasticidade dinâmico. Para tanto, foi utilizado o equipamento Sonelastic®. O funcionamento do Sonelastic® é de simples entendimento e, por possibilitar ensaios não destrutivos, os mesmos podem ser repetidos inúmeras vezes.

Para ter-se uma compreensão do funcionamento do Sonelastic® podem ser idealizadas as seguintes etapas:

- Os corpos de prova têm sua massa e geometria medidas e cadastradas pelo programa computacional próprio do Sonelastic®;
- Posteriormente, o corpo de prova é posicionado sobre fios nos pontos nodais de ressonância flexional a $0,224L$ da extremidade do corpo, sendo L o comprimento do corpo de prova;
- Com um impactador de massa pré-estabelecida, o corpo de prova é solicitado a um impacto que gera um som;
- O som do impacto é captado por um receptor acústico convencional (microfone). No som emitido pelo corpo de prova, estão contidas ao menos duas frequências naturais do corpo (flexional e longitudinal);
- Para a identificação das frequências naturais do corpo de prova, o programa computacional realiza uma Transformada Rápida de Fourier (FFT – Fast Fourier Transform);
- Com as frequências naturais determinadas, utilizam-se as equações da ASTM E1876-1 [12] para a determinação do módulo de elasticidade com a frequência natural flexional ou longitudinal. Salienta-se que o módulo de elasticidade é uma propriedade única do material. A diferença entre flexional e longitudinal reside apenas na forma como cada um é obtido. A Figura 5 ilustra um ensaio sendo realizado. Para maiores esclarecimentos sobre o Sonelastic® recomenda-se a leitura de Sartorti [13].

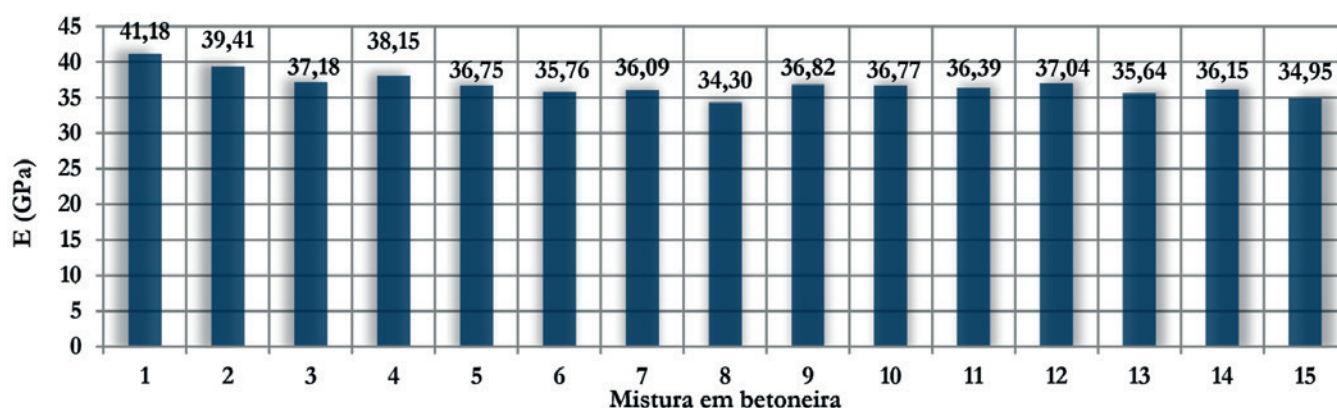


Figura 6
Resultados do módulo de elasticidade de cada betonada

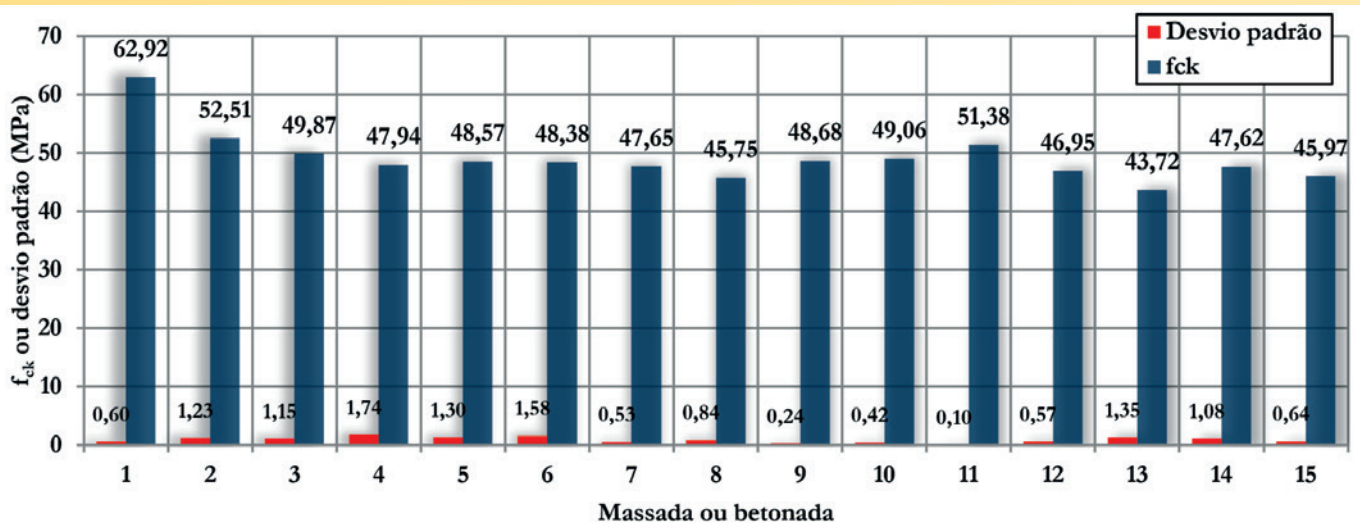


Figura 7

Resultado do f_{ck} e do desvio padrão de cada betonada de cada betonada

Os valores obtidos para os módulos de elasticidade são aproximadamente 20% a 40% maiores que os valores dos módulos de elasticidade obtidos por meio de ensaios estáticos, segundo Mehta e Monteiro [14]. Uma grande vantagem observada nos ensaios dinâmicos é a pouca variabilidade dos resultados, algo que contrasta fortemente com os ensaios estáticos. A Figura 6 ilustra os resultados obtidos para módulo de elasticidade dinâmico para o concreto de cada betonada¹.

Os ensaios de compressão axial nos corpos de prova têm os resultados apresentados na Figura 7. Cada corpo de prova possui uma resistência f_{ci}. A média para os corpos de prova é o valor de f_{cm}. Fusco [15] indica a formulação para a determinação da resistência característica de um concreto ensaiado (Equação 1).

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645 \cdot s \tag{1}$$

Sendo f_{ck} a resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias, com a probabilidade de 5% de ser ultrapassada no sentido desfavorável; f_{cm} a resistência média à compressão do concreto, calculada por média simples;

s o desvio padrão calculado através de $s = f_{cm} \cdot \delta$; δ a variância determinada pela Equação 2 com N = número de corpos de prova do lote.

$$\delta = \sqrt{\left(\frac{1}{N}\right) \cdot \sum_{i=1}^N \left[\frac{(f_{ci} - f_{cm})}{f_{cm}}\right]^2} \tag{2}$$

São observadas algumas diferenças nos valores do f_{ck} entre as massadas mesmo tendo sido utilizado o mesmo traço. Entre as possibilidades para este fato, os autores destacam o número

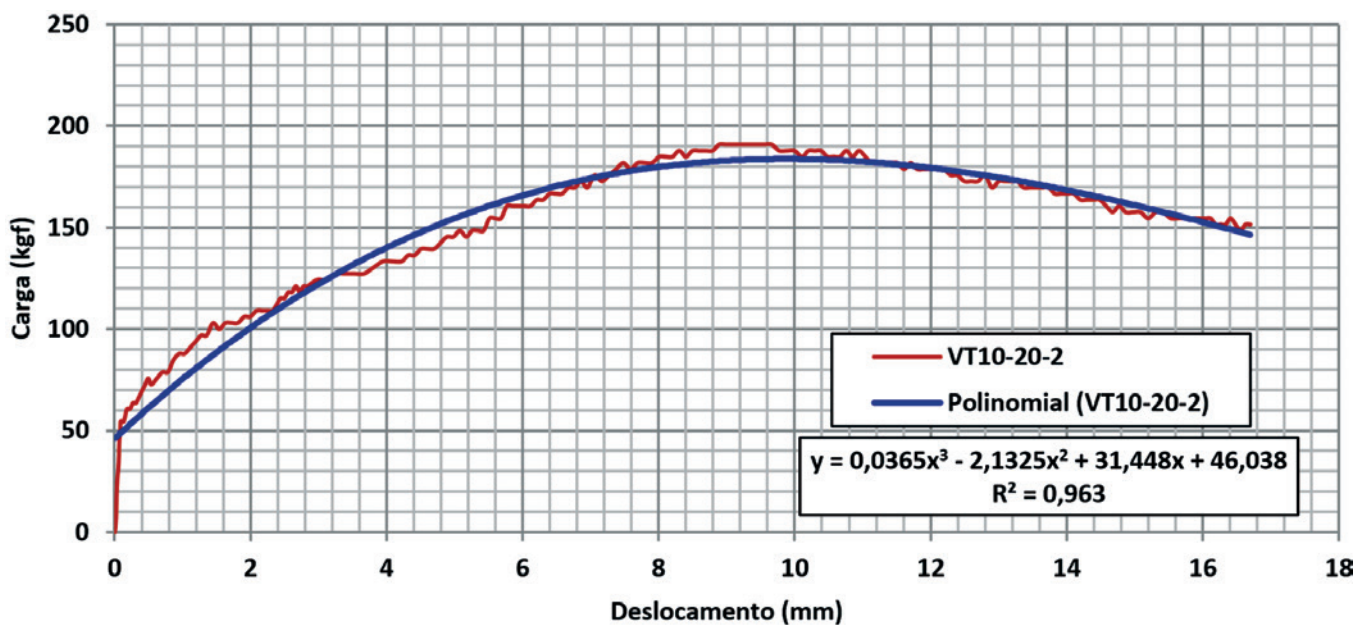


Figura 8

Gráfico de força aplicada versus deslocamento vertical da vigota VT 20-30-2 (vigota com treliça de altura 10 cm; abertura de concretagem de 20 cm; segundo dos três exemplares ensaiados nestas condições)

¹ Termo utilizado neste artigo para definir um ciclo completo de fabricação do concreto em uma betoneira.

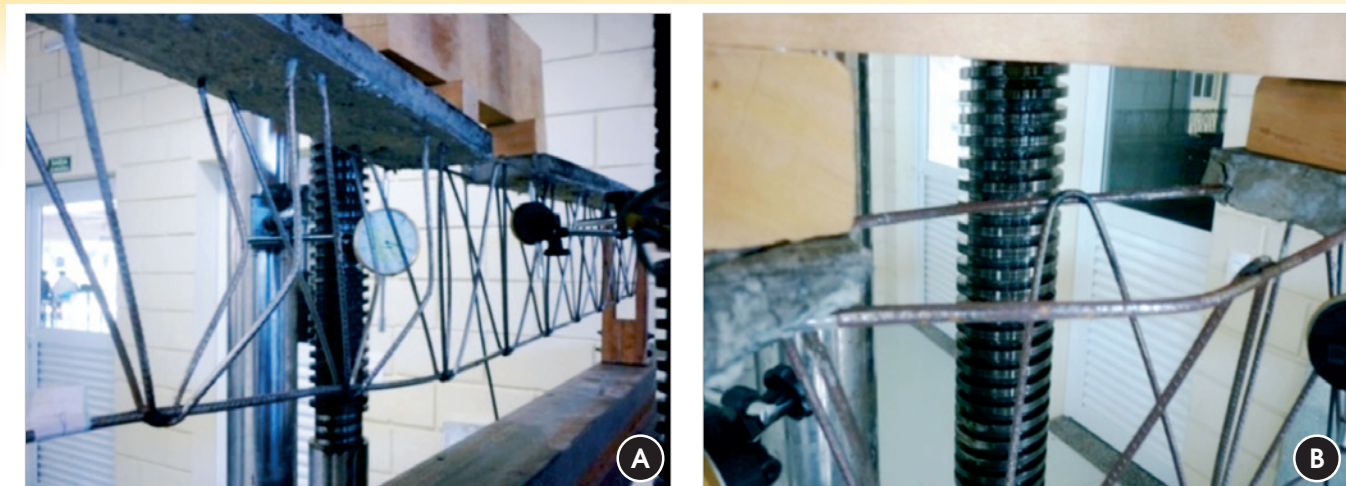


Figura 9
Modos de ruína: (A) flambagem das diagonais; (B) flambagem do banzo inferior

Tabela 2
Resultados dos ensaios de flexão negativa (Parte 1)

Modelo	pp (kN)	PD (kN)	F _{ruína} (kN)	F _{limite} (kN)	Modo de ruína
VT 06 20 1	0,2085	0,036	1,5758	1,0606	Flambagem do banzo inferior
VT 06 20 2	0,2085	0,036	1,4242	1,0303	Flambagem do banzo inferior
VT 06 20 3	0,2150	0,036	1,4545	1,0303	Flambagem do banzo inferior
VT 06 30 1	0,1925	0,036	1,3333	1,0606	Flambagem do banzo inferior
VT 06 30 2	0,1935	0,036	1,3030	0,9697	Flambagem do banzo inferior
VT 06 30 3	0,1905	0,036	1,2727	0,9697	Flambagem do banzo inferior
VT 06 40 1	0,1905	0,036	1,2727	1,0909	Flambagem do banzo inferior
VT 06 40 2	0,1785	0,036	1,3636	1,0606	Flambagem do banzo inferior
VT 06 40 3	0,1850	0,036	1,0303	0,8485	Flambagem do banzo inferior
VT 08 20 1	0,2175	0,036	1,6667	1,4242	Flambagem do banzo inferior
VT 08 20 2	0,1990	0,036	1,6970	1,2121	Flambagem do banzo inferior
VT 08 20 3	0,2090	0,036	1,9394	1,4545	Flambagem do banzo inferior
VT 08 30 1	0,1970	0,036	1,3939	1,1818	Flambagem do banzo inferior
VT 08 30 2	0,1940	0,036	1,4242	1,2121	Flambagem do banzo inferior
VT 08 30 3	0,1775	0,036	1,3636	1,0909	Flambagem do banzo inferior
VT 08 40 1	0,1965	0,036	1,3939	1,2121	Flambagem do banzo inferior
VT 08 40 2	0,1815	0,036	1,1818	1,0606	Flambagem do banzo inferior
VT 08 40 3	0,1910	0,036	1,3030	1,0606	Flambagem do banzo inferior
VT 10 20 1	0,2200	0,036	1,7273	1,3636	Flambagem do banzo inferior
VT 10 20 2	0,2175	0,036	1,9091	1,3333	Flambagem do banzo inferior
VT 10 20 3	0,2085	0,036	1,6061	1,4545	Flambagem do banzo inferior
VT 10 30 1	0,2230	0,036	1,3636	1,2727	Flambagem do banzo inferior
VT 10 30 2	Descartado devido a falha na leitura dos dados				
VT 10 30 3	0,2055	0,036	1,4242	1,2727	Flambagem do banzo inferior
VT 10 40 1	0,1940	0,036	1,2727	1,2121	Flambagem do banzo inferior
VT 10 40 2	0,1650	0,036	1,5152	1,4242	Flambagem do banzo inferior
VT 10 40 3	0,1955	0,036	1,3030	1,2424	Flambagem do banzo inferior
VT 12 20 1	0,1935	0,036	2,2121	1,6061	Flambagem do banzo inferior
VT 12 20 2	0,2000	0,036	2,0606	1,6364	Flambagem do banzo inferior
VT 12 20 3	0,1865	0,036	1,8788	1,6061	Flambagem do banzo inferior
VT 12 30 1	0,1935	0,036	1,3636	1,3636	Flambagem do banzo inferior
VT 12 30 2	0,1745	0,036	1,5455	1,5152	Flambagem do banzo inferior
VT 12 30 3	0,1880	0,036	1,7273	1,6364	Flambagem do banzo inferior
VT 12 40 1	0,1755	0,036	1,5455	1,3333	Flambagem do banzo inferior
VT 12 40 2	0,1940	0,036	1,2121	1,1515	Flambagem do banzo inferior
VT 12 40 3	0,1955	0,036	1,2121	1,1515	Flambagem do banzo inferior

reduzido de corpos de prova para cada massada (limitação de equipamentos disponíveis) e que no dia da concretagem a temperatura ambiente estava elevada e a umidade do ar baixa. Portanto,

com a variação de tempo para aplicação e moldagem dos corpos de prova entre as massadas parte da água de amassamento pode ter sido perdida para a atmosfera, contribuindo nas diferenças.

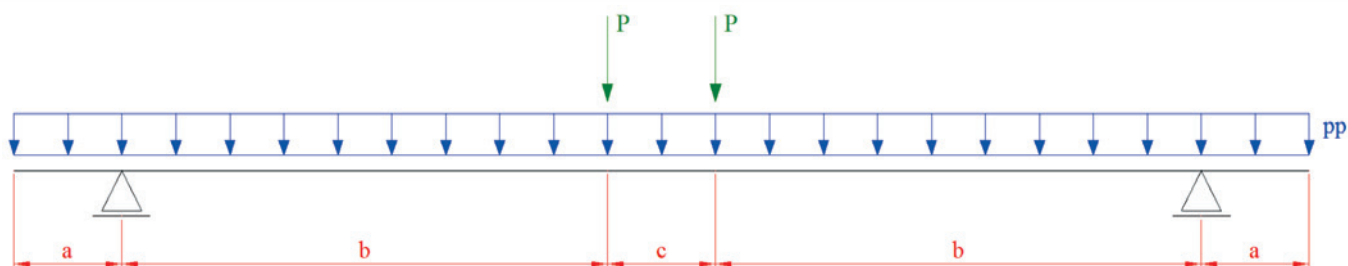


Figura 10
Esquema estático das vigotas treliçadas ensaiadas

Fonte: Autores

Tabela 2
Resultados dos ensaios de flexão negativa (Parte 1)

Modelo	pp (kN)	PD (kN)	F _{ruína} (kN)	F _{limite} (kN)	Modo de ruína
VT 16 20 1	0,2110	0,036	4,1212	2,6364	Flambagem do banzo inferior
VT 16 20 2	0,2060	0,036	3,5758	2,2424	Flambagem do banzo inferior
VT 16 20 3	0,2140	0,036	3,8788	2,6061	Flambagem do banzo inferior
VT 16 30 1	0,2140	0,036	2,6061	2,1818	Flambagem do banzo inferior
VT 16 30 2	0,2255	0,036	2,3030	2,2424	Flambagem do banzo inferior
VT 16 30 3	0,2165	0,036	2,5455	2,3333	Flambagem do banzo inferior
VT 16 40 1	0,1990	0,036	2,1515	2,1515	Flambagem do banzo inferior
VT 16 40 2	0,2045	0,036	2,1818	2,1818	Flambagem do banzo inferior
VT 16 40 3	0,2060	0,036	2,2727	2,2727	Flambagem do banzo inferior
VT 20 20 1	0,2290	0,036	3,2727	2,2121	Flambagem do banzo inferior
VT 20 20 2	0,2325	0,036	3,0000	2,0909	Flambagem do banzo inferior
VT 20 20 3	0,2365	0,036	3,6667	2,1818	Flambagem do banzo inferior
VT 20 30 1	0,2005	0,036	3,0000	3,5758	Flambagem do banzo inferior
VT 20 30 2	0,1915	0,036	3,4242	2,6970	Flambagem do banzo inferior
VT 20 30 3	0,2115	0,036	2,9394	2,6667	Flambagem do banzo inferior
VT 20 40 1	0,1840	0,036	2,5455	2,3333	Flambagem do banzo inferior
VT 20 40 2	0,2055	0,036	2,2424	2,1212	Flambagem do banzo inferior
VT 20 40 3	0,1970	0,036	2,0606	1,8485	Flambagem do banzo inferior
VT 25 20 1	Descartado devido a falha na leitura dos dados				
VT 25 20 2	0,2305	0,036	6,6970	2,5758	Flambagem das diagonais
VT 25 20 3	0,2365	0,036	6,9697	3,0909	Flambagem das diagonais
VT 25 30 1	0,2250	0,036	6,6667	3,0000	Flambagem do banzo inferior
VT 25 30 2	0,2225	0,036	4,9091	3,6364	Flambagem do banzo inferior
VT 25 30 3	0,2395	0,036	6,4545	2,7576	Flambagem do banzo inferior
VT 25 40 1	0,2240	0,036	4,8788	3,2727	Flambagem do banzo inferior
VT 25 40 2	0,2295	0,036	4,7879	3,4545	Flambagem do banzo inferior
VT 25 40 3	0,2300	0,036	4,9697	3,0000	Flambagem do banzo inferior
VT 30 20 1	0,2365	0,036	6,0606	3,5758	Flambagem das diagonais
VT 30 20 2	0,2325	0,036	6,3939	3,2727	Flambagem das diagonais
VT 30 20 3	0,2375	0,036	5,8788	3,5152	Flambagem das diagonais
VT 30 30 1	0,2435	0,036	6,3636	3,3030	Flambagem do banzo inferior
VT 30 30 2	0,2220	0,036	6,4242	3,6364	Flambagem do banzo inferior
VT 30 30 3	0,2170	0,036	6,3939	3,9091	Flambagem das diagonais
VT 30 40 1	0,2165	0,036	5,0000	3,4848	Flambagem do banzo inferior
VT 30 40 2	0,2160	0,036	4,9394	3,9394	Flambagem do banzo inferior
VT 30 40 3	0,2140	0,036	5,1818	4,0000	Flambagem do banzo inferior

pp – peso próprio; PD – peso dos dispositivos de ensaio; F_{limite} – força relativa à flecha de 4 mm (ℓ/500); F_{ruína} – força que provoca flambagem de algum componente da treliça ou ruptura da solda de um nó.

3.2 Resultados dos ensaios de flexão negativa nas vigotas treliçadas

Cada ensaio de flexão negativa gerou uma curva da força aplicada versus deslocamento vertical, como o ilustrado na Figura 8. Em cada ensaio foram obtidos dois parâmetros fundamentais. O primeiro é a força máxima resistida pela vigota e o segundo é a força correspondente à flecha limite.

A Figura 9 ilustra a flambagem das barras das diagonais e a flambagem do banzo inferior. A ruína foi identificada visualmente. Os resultados obtidos nos ensaios de flexão negativa nas vigotas treliçadas estão sintetizados na Tabela 2.

4. Análise dos resultados

A análise dos resultados obtidos nos ensaios das vigotas treliçadas, tem como objetivo a determinação do comprimento de flambagem real dos elementos que apresentaram a ruína durante os ensaios (ver Tabela 2).

Com a determinação dos comprimentos de flambagem reais, é possível aplicar os resultados em projetos de vigotas, minipainéis e painéis treliçados, com abertura de concretagem, solicitados a um momento negativo na região dessa abertura. Para tanto, seja o esquema estático das vigotas ensaiadas conforme ilustrado na Figura 10.

Sendo a a medida fixa de 20 cm nos ensaios realizados; b a medida que depende do valor de c , e nos ensaios vale $b = 120 - a - 0,5c$; c a medida do comprimento da abertura de concretagem, que nos ensaios pode assumir o valor de 20, 30 ou 40 cm;

pp a ação do peso próprio da vigota treliçada, e vale para os ensaios o Peso Próprio indicado na Tabela 2 dividido por 240 cm; P : valor da força do atuador ($F_{ruína}$) mais o valor do peso dos dispositivos de ensaio (PD) (Tabela 2) dividido por 2.

Do esquema estático da Figura 10, podem ser obtidos os esforços máximos de momento fletor e força cortante que solicitam uma vigota nesta situação. As Equações 3 e 4 apresentam os valores do máximo momento fletor negativo $M_{máx}$ (no meio da vigota) e da máxima cortante $V_{máx}$ (junto ao lado interno de qualquer um dos apoios).

$$M_{máx} = \frac{pp \cdot c^2}{8} + \left[P + pp \cdot \left(a + b + \frac{c}{2} \right) \right] \cdot b - pp \cdot a \cdot \left(\frac{a}{2} + b \right) \quad (3)$$

$$V_{máx} = P + pp \cdot \left(b + \frac{c}{2} \right) \quad (4)$$

A análise dos resultados é dividida em três grupos. No primeiro são tratadas as vigotas que tiveram sua ruína caracterizada pela flambagem do banzo inferior da treliça na região da abertura de concretagem. No segundo grupo, são tratadas as vigotas que apresentaram ruína através da flambagem das diagonais. Finalmente no terceiro grupo são discutidos os resultados referentes aos deslocamentos (flecha).

4.1 Ruína por flambagem do banzo inferior

O momento fletor máximo e as forças internas resultantes na treliça podem ser visualizados na Figura 11.

Sendo h a altura da treliça; R_c a resultante de compressão no banzo inferior; R_t a resultante de tração no banzo superior.

A resultante de compressão no banzo inferior R_c é obtida através da Equação 5.

$$R_c = \frac{M_{máx}}{h} \quad (5)$$

Como o banzo inferior da armadura treliçada possui duas barras, a força de compressão que atua em uma barra do banzo inferior (F_c) é dada pela Equação 6.

$$F_c = \frac{R_c}{2} \quad (6)$$

A carga crítica de Euler (P_{cr}) para peças comprimidas é obtida pela Equação 7.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,inf}}{l_{e,teórico}^2} \quad (7)$$

Sendo E_c o módulo de elasticidade do aço da treliça que vale 21000 kN/cm²; $l_{e,teórico}$ o comprimento de flambagem teórico da barra; $I_{\phi,inf}$ a inércia de uma barra do banzo inferior obtida pela Equação 8.

$$I_{\phi,inf} = \frac{\pi \cdot \phi_{inf}^4}{64} \quad (8)$$

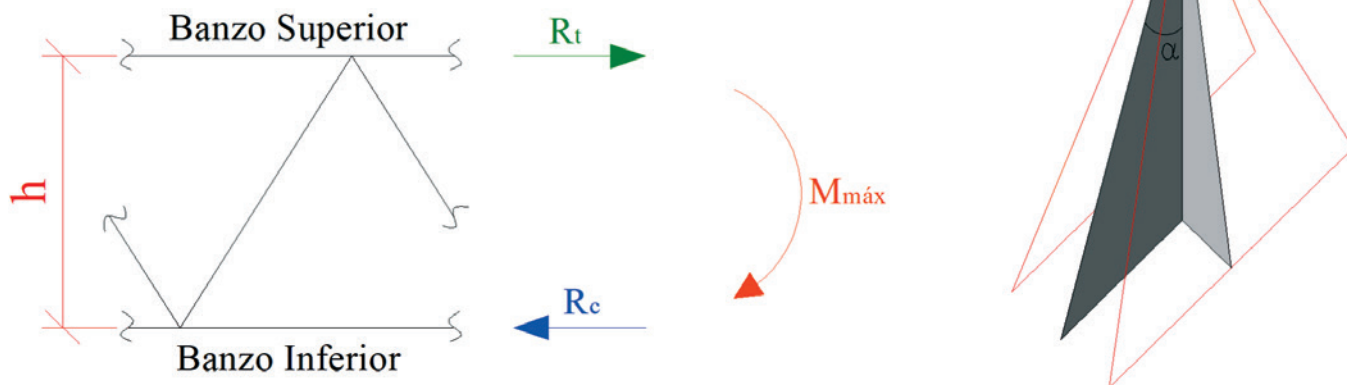


Figura 11
Momento fletor e forças resultantes internas na treliça

Fonte: Autores

Sendo ϕ_{inf} o diâmetro de uma das barras do banzo inferior da treliça. O engastamento promovido pela solda nos nós da treliça e o engastamento das barras na base de concreto tendem a alterar o comprimento de flambagem das partes da treliça solicitadas a forças de compressão. O banzo inferior possui comprimentos teóricos de flambagem iguais a 20, 30 e 40 cm que são os valores das aberturas de concretagem. Fazendo-se a força F_c ser igual a P_{cr} é possível ser obtido o comprimento de flambagem real ($l_{e,real}$) do elemento da treliça (Equação 9).

$$l_{e,real} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,inf}}{F_c}} \tag{9}$$

A Tabela 3 apresenta os resultados de $l_{e,real}$ para as vigotas treliçadas que tiveram sua ruína caracterizada pela flambagem do banzo inferior.

Ao ser observada a Tabela 3, percebe-se que a relação entre o comprimento de flambagem real pelo comprimento de flambagem teórico foi menor que 1. Isto indica que existe um enrijecimento das barras inferiores das treliças que pode ser atribuído a dois fatores. O primeiro é relativo aos nós soldados das treliças. Uma treliça eletrossoldada não possui nós perfeitamente articulados como admitido na mecânica clássica. O segundo ponto é o engastamento das barras do banzo inferior na base de concreto.

Tabela 3

Valores de $\lambda_{e,real}$ para as vigotas com ruína pela flambagem do banzo inferior

Modelo	$\lambda_{e,real}$ (cm)	$\lambda_{e,teórico}$ (cm)	$\frac{\lambda_{e,real}}{\lambda_{e,teórico}}$	Média
VT 06 20 1	6,88	20	0,34	0,35
VT 06 20 2	7,19	20	0,36	
VT 06 20 3	7,12	20	0,36	
VT 06 30 1	7,65	30	0,25	0,26
VT 06 30 2	7,72	30	0,26	
VT 06 30 3	7,81	30	0,26	
VT 06 40 1	8,04	40	0,2	0,21
VT 06 40 2	7,83	40	0,2	
VT 06 40 3	8,82	40	0,22	
VT 08 20 1	7,74	20	0,39	0,38
VT 08 20 2	7,70	20	0,39	
VT 08 20 3	7,24	20	0,36	
VT 08 30 1	8,65	30	0,29	0,29
VT 08 30 2	8,58	30	0,29	
VT 08 30 3	8,78	30	0,29	
VT 08 40 1	8,91	40	0,22	0,23
VT 08 40 2	9,62	40	0,24	
VT 08 40 3	9,19	40	0,23	
VT 10 20 1	8,51	20	0,43	0,42
VT 10 20 2	8,14	20	0,41	
VT 10 20 3	8,81	20	0,44	
VT 10 30 1	9,70	30	0,32	0,32
VT 10 30 2	Descartado			
VT 10 30 3	9,56	30	0,32	
VT 10 40 1	10,38	40	0,26	0,25
VT 10 40 2	9,68	40	0,24	
VT 10 40 3	10,27	40	0,26	
VT 12 20 1	8,38	20	0,42	0,43
VT 12 20 2	8,64	20	0,43	
VT 12 20 3	9,04	20	0,45	
VT 12 30 1	10,71	30	0,36	0,34
VT 12 30 2	10,18	30	0,34	
VT 12 30 3	9,65	30	0,32	
VT 12 40 1	10,49	40	0,26	0,28
VT 12 40 2	11,61	40	0,29	
VT 12 40 3	11,60	40	0,29	

Modelo	$\lambda_{e,real}$ (cm)	$\lambda_{e,teórico}$ (cm)	$\frac{\lambda_{e,real}}{\lambda_{e,teórico}}$	Média
VT 16 20 1	10,22	20	0,51	0,53
VT 16 20 2	10,94	20	0,55	
VT 16 20 3	10,51	20	0,53	
VT 16 30 1	13,03	30	0,43	0,44
VT 16 30 2	13,77	30	0,46	
VT 16 30 3	13,17	30	0,44	
VT 16 40 1	14,70	40	0,37	0,36
VT 16 40 2	14,59	40	0,36	
VT 16 40 3	14,32	40	0,36	
VT 20 20 1	12,71	20	0,64	0,63
VT 20 20 2	13,24	20	0,66	
VT 20 20 3	12,04	20	0,60	
VT 20 30 1	13,67	30	0,46	0,45
VT 20 30 2	12,86	30	0,43	
VT 20 30 3	13,78	30	0,46	
VT 20 40 1	15,25	40	0,38	0,40
VT 20 40 2	16,11	40	0,40	
VT 20 40 3	16,77	40	0,42	
VT 25 20 1	Não se aplica			
VT 25 20 2				
VT 25 20 3				
VT 25 30 1	15,01	30	0,50	0,53
VT 25 30 2	17,39	30	0,58	
VT 25 30 3	15,23	30	0,51	
VT 25 40 1	17,97	40	0,45	0,45
VT 25 40 2	18,13	40	0,45	
VT 25 40 3	17,81	40	0,45	
VT 30 20 1	Não se aplica			
VT 30 20 2				
VT 30 20 3				
VT 30 30 1	16,79	30	0,56	0,56
VT 30 30 2	16,74	30	0,56	
VT 30 30 3	16,78	30	0,56	
VT 30 40 1	19,47	40	0,49	0,49
VT 30 40 2	19,59	40	0,49	
VT 30 40 3	19,14	40	0,48	

Tabela 4

Valores de $\lambda_{e,real}$ para as vigotas treliçadas que tiveram sua ruína caracterizada pela flambagem das diagonais

Modelo	$\lambda_{e,real}$ (cm)	$\lambda_{e,teórico}$ (cm)	$\frac{\lambda_{e,real}}{\lambda_{e,teórico}}$	Média
VT 25 20 1	Descartado			0,40
VT 25 20 2	10,99	27,30	0,40	
VT 25 20 3	10,78	27,30	0,39	
VT 25 30 1	11,02	27,30	0,40	0,43
VT 25 30 2	12,77	27,30	0,47	
VT 25 30 3	11,18	27,30	0,41	
VT 25 40 1	12,81	27,30	0,47	0,47
VT 25 40 2	12,92	27,30	0,47	
VT 25 40 3	12,69	27,30	0,46	

Modelo	$\lambda_{e,real}$ (cm)	$\lambda_{e,teórico}$ (cm)	$\frac{\lambda_{e,real}}{\lambda_{e,teórico}}$	Média
VT 30 20 1	10,67	31,94	0,33	0,33
VT 30 20 2	10,40	31,94	0,33	
VT 30 20 3	10,82	31,94	0,34	
VT 30 30 1	10,41	31,94	0,33	0,33
VT 30 30 2	10,38	31,94	0,33	
VT 30 30 3	10,41	31,94	0,32	
VT 30 40 1	11,71	31,94	0,37	0,37
VT 30 40 2	11,78	31,94	0,37	
VT 30 40 3	11,52	31,94	0,36	

As treliças com alturas de 25 e 30 cm não apresentam ruína no banzo inferior quando a abertura é de apenas 20 cm. Nestes casos, a flambagem da diagonal é preponderante.

4.2 Ruína por flambagem das diagonais

A cortante máxima que solicita uma vigota treliçada mobiliza forças de compressão nas diagonais. A força de compressão em uma diagonal da treliça Q é dada pela Equação 10.

$$Q = \frac{V_{máx}}{4 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \beta} \quad (10)$$

Sendo α e β ângulos da treliça, dados respectivamente pelas Equações 11 e 12.

$$\alpha = \arctg\left(\frac{10}{h}\right) \quad (11)$$

$$\beta = \arctg\left(\frac{z}{2 \cdot h}\right) \quad (12)$$

Sendo h a altura da treliça em centímetros; z a abertura entre as barras do banzo inferior em centímetros. Nas treliças ensaiadas esta abertura vale sempre 9 cm.

Novamente, igualando-se a força Q com a carga crítica de Euler P_{cr} (Equação 7), obtêm-se o comprimento de flambagem real da diagonal $l_{e,real,d}$ da treliça que é dado pela Equação 13.

$$l_{e,real,d} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,dig}}{Q}} \quad (13)$$

Sendo $I_{\phi,dig}$ o momento de inércia de uma barra diagonal dado pela Equação 14.

$$I_{\phi,dig} = \frac{\pi \cdot \phi_{dig}^4}{64} \quad (14)$$

Em que ϕ_{dig} é o diâmetro da diagonal.

O comprimento de flambagem teórico de uma diagonal $l_{e,teórico,d}$ é obtido pela Equação 15 em centímetros.

$$l_{e,teórico,d} = \sqrt{\left(\frac{z}{2}\right)^2 + h^2 + 100} \quad (15)$$

Novamente pode ser realizada a relação entre o comprimento real de flambagem e o comprimento teórico.

A Tabela 4 apresenta os resultados das treliças que apresentaram flambagem das diagonais em algum modelo ensaiado. Nesta tabela, são desprezadas as vigotas que não tiveram este modo de ruína em nenhum corpo de prova. Portanto, somente as treliças com alturas de 25 e 30 cm possuem seus resultados apresentados. Observou-se que as demais alturas não possuem flambagem das diagonais para o esquema estático proposto nos ensaios.

Ao ser observada a Tabela 4, verifica-se que o efeito de engastamento dos nós soldados e das diagonais na base de concreto diminui significativamente o comprimento de flambagem das diagonais.

4.3 Deslocamentos

O cálculo da flecha torna-se particularmente complexo na análise dos resultados, devido a parte da viga ensaiada possuir uma seção composta aço-concreto e uma região com apenas a treliça. Inicialmente foram obtidos os valores dos momentos de inércia da seção homogeneizada e da seção apenas da treliça através das Equações 16 a 22.

Características da seção homogeneizada aço-concreto

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}} \quad (16)$$

$$x = \frac{\left[\frac{\phi_{BS}^2}{4} \cdot \left(h - \frac{\phi_{BS}}{2} + c_{nom} \right) + \frac{\phi_{BL}^2}{2} \cdot \left(\frac{\phi_{BL}}{2} + c_{nom} \right) \right] \cdot \pi \cdot \alpha_e + \frac{h_s^2 \cdot b_s}{2}}{\left(\frac{\phi_{BS}^2}{4} + \frac{\phi_{BL}^2}{2} \right) \cdot \pi \cdot \alpha_e + h_s \cdot b_s} \quad (17)$$

$$I_H = \frac{\pi \cdot \phi_{BS}^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_{BL}^4}{32} +$$

$$\left[\frac{\phi_{BS}^2}{4} \cdot \left(h + c_{nom} - x - \frac{\phi_{BS}}{2} \right)^2 + \frac{\phi_{BL}^2}{2} \cdot \left(x - \frac{\phi_{BL}}{2} - c_{nom} \right)^2 \right] \cdot \pi \cdot \alpha_e + \frac{h_s^3 \cdot b_s}{12} + h_s \cdot b_s \cdot \left(x - \frac{h_s}{2} \right)^2 \quad (18)$$

As variáveis indicadas nas Equações 16 e 18 estão ilustradas na Figura 12: x é a posição do centro de gravidade da seção homogeneizada, em relação à base; I_H o momento de inércia da seção homogeneizada; ϕ_{BS} o diâmetro do fio do banzo superior; ϕ_{BI} o diâmetro dos fios do banzo inferior; h a altura da treliça; c_{nom} o cobrimento dos fios inferiores, sempre igual a 1,5 cm nos ensaios; b_s é a largura inferior da base de concreto, sempre igual a 12 cm nos ensaios; h_s a altura da base de concreto, sempre igual a 2,5 cm nos ensaios; α_e a razão entre módulos de elasticidade do aço E_s , estimado em 21000 kN/cm², e do concreto, módulo secante E_{cs} , estimado pela Equação 19.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \tag{19}$$

Sendo E_{ci} o módulo de elasticidade estático tangente na origem. Conforme comentado, este módulo é aproximadamente 20 a 40% menor do que o módulo de elasticidade dinâmico. Assim sendo, no presente artigo, os valores do módulo de elasticidade da Tabela 1 foram reduzidos em 30% para correlacionar o módulo dinâmico com o estático; α_i : um fator que depende da resistência característica à compressão do concreto f_{ck} (MPa), dado pela Equação 20.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \tag{20}$$

Características da seção somente composta pelos fios da treliça:

$$x_1 = \frac{\frac{\pi \cdot \phi_{BI}^3}{4} + \frac{\pi \cdot \phi_{BS}^2}{4} \cdot \left(h - \frac{\phi_{BS}}{2} \right)}{\frac{\pi \cdot \phi_{BI}^2}{2} + \frac{\pi \cdot \phi_{BS}^2}{4}} \tag{21}$$

$$I_s = \left[\frac{\pi \cdot \phi_{BS}^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_{BS}^2}{4} \cdot \left(h - x_1 - \frac{\phi_{BS}}{2} \right)^2 \right] + \tag{22}$$

$$2 \cdot \left[\frac{\pi \cdot \phi_{BI}^4}{64} + \frac{\pi \cdot \phi_{BI}^2}{4} \cdot \left(x_1 - \frac{\phi_{BI}}{2} \right)^2 \right]$$

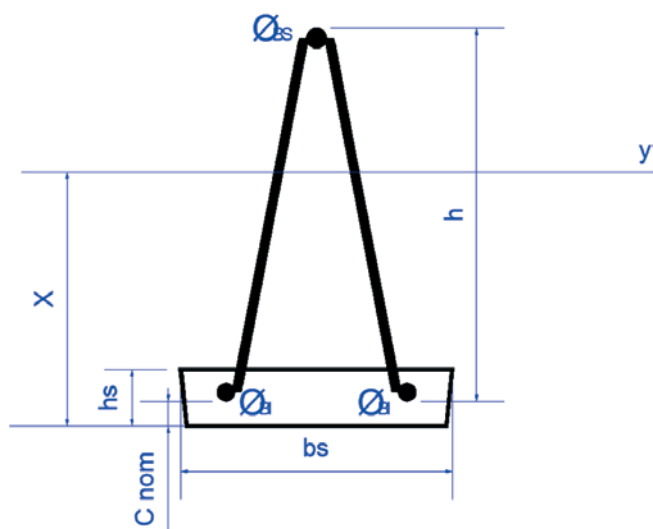


Figura 12
Seção transversal da vigota

Fonte: Autores

As variáveis indicadas nas Equações 21 e 22 estão ilustradas na Figura 13: x_1 é a posição do centro de gravidade da seção, em relação à base; I_s o momento de inércia da seção composta pelos fios de aço; ϕ_{BS} o diâmetro do fio do banzo superior; ϕ_{BI} o diâmetro dos fios do banzo inferior; h a altura da treliça. Tomando-se em consideração a Figura 10, observa-se que nos trechos a e b a inércia é I_H , já no trecho c a inércia vale I_s . A flecha experimental foi tomada nos pontos de aplicação da carga P. Assim, a Equação 23 apresenta o valor teórico da flecha nesse ponto.

$$a_p = - \frac{1}{(E_{cs} \cdot I_H)_{teórico}} \cdot \left(\begin{aligned} & - \frac{pp \cdot a^2 \cdot b^2}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b^3}{6} - \frac{pp \cdot b^4}{24} + \frac{R \cdot b^3}{6} + \\ & \frac{pp \cdot a^2 \cdot b}{2} + \frac{pp \cdot a \cdot b^2}{2} + \frac{pp \cdot b^3}{6} - \frac{R \cdot b^2}{2} + \\ & + b \cdot \left[\frac{(E_{cs} \cdot I_H)_{teórico}}{(E_s \cdot I_s)_{teórico}} \cdot \left(- \frac{pp \cdot c \cdot (a^2 + b^2)}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b \cdot c}{2} + \right. \right. \\ & \left. \left. - \frac{pp \cdot c^2 \cdot (a + b)}{8} - \frac{pp \cdot c^3}{48} + \right. \right. \\ & \left. \left. - \frac{F_{lim} \cdot c^2}{16} + \frac{R \cdot b \cdot c}{2} + \frac{R \cdot c^2}{8} \right) \right] \end{aligned} \right) \tag{23}$$

Reescrevendo, tem-se a Equação 24:

$$a_p = - \frac{1}{(E_{cs} \cdot I_H)_{teórico}} \cdot \left[\frac{pp \cdot a^2 \cdot b^2}{4} + \frac{pp \cdot a \cdot b^3}{3} + \frac{pp \cdot b^4}{8} - \frac{R \cdot b^3}{3} \right] + \tag{24}$$

$$- \frac{1}{(E_{cs} \cdot I_H)_{teórico}} \cdot \left(- \frac{pp \cdot b \cdot c \cdot (a^2 + b^2)}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b^2 \cdot c}{2} - \frac{pp \cdot b \cdot c \cdot (a + b)}{8} + \right.$$

$$\left. - \frac{pp \cdot b \cdot c^3}{48} - \frac{F_{lim} \cdot b \cdot c^2}{16} + \frac{R \cdot b^2 \cdot c}{2} + \frac{R \cdot b \cdot c^2}{8} \right)$$

$$R = \frac{F_{lim}}{2} + pp \cdot \left(a + b + \frac{c}{2} \right) \tag{25}$$

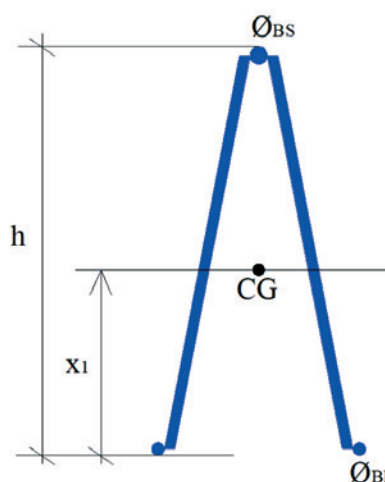


Figura 13
Posição do centro de gravidade da armadura treliça

Fonte: Autores

Em que $(E_{cs} \cdot I_H)$ é o produto de rigidez teórico da viga homogeneizada e $(E_s \cdot I_s)_{teórico}$ o produto de rigidez teórico da seção de aço. Se a flecha a_p for igualada com a flecha limite a_{lim} tem-se a Equação 26.

$$a_{lim} = \frac{l}{500} = \frac{2.100}{500} = 0,40cm = a_p$$

$$(E_{cs} \cdot I_H)_{real} = \frac{\left[-\frac{pp \cdot a^2 \cdot b^2}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b^3}{3} - \frac{pp \cdot b^4}{8} + \frac{R \cdot b^3}{3} \right]}{\left(-\frac{pp \cdot b \cdot c(a^2 + b^2)}{4} - \frac{pp \cdot a \cdot b^2 \cdot c}{2} - \frac{pp \cdot b \cdot c^2 \cdot (a + b)}{8} + \frac{pp \cdot b \cdot c^3}{48} - \frac{F_{lim} \cdot b \cdot c^2}{16} + \frac{R \cdot b^2 \cdot c}{2} + \frac{R \cdot b \cdot c^2}{8} \right)} \cdot \left(0,40 + \frac{1}{(E_s \cdot I_s)_{teórico}} \right) \quad (26)$$

Sendo $(E_{cs} \cdot I_H)_{real}$ o produto de rigidez médio da vigota ensaiada

Tabela 5

Resultados das análises das flechas

Modelo	Betonada	$(E_{cs} \cdot I_H)_{real}$	$\frac{(E_{cs} \cdot I_H)_{real}}{(E_{cs} \cdot I_H)_{teórico}}$	Média
VT 06 20 1	14	155321,61	0,68	0,67
VT 06 20 2	15	153670,84	0,67	
VT 06 20 3	15	153898,86	0,67	
VT 06 30 1	14 e 15	109085,05	0,48	0,47
VT 06 30 2	14	106071,52	0,46	
VT 06 30 3	14	106001,81	0,46	
VT 06 40 1	14	81921,97	0,36	0,35
VT 06 40 2	15	81117,07	0,36	
VT 06 40 3	13 e 14	76077,79	0,33	
VT 08 20 1	13	244466,56	0,64	0,63
VT 08 20 2	13	225608,62	0,59	
VT 08 20 3	13	246429,20	0,65	
VT 08 30 1	13	163054,65	0,43	0,42
VT 08 30 2	13	164707,40	0,43	
VT 08 30 3	13	156758,64	0,41	
VT 08 40 1	12	125388,10	0,33	0,32
VT 08 40 2	12	118529,19	0,31	
VT 08 40 3	12	118798,22	0,31	
VT 10 20 1	8	292534,04	0,51	0,51
VT 10 20 2	8	288632,99	0,50	
VT 10 20 3	8	302612,31	0,53	
VT 10 30 1	9	212033,91	0,37	0,36
VT 10 30 2	9	Descartado		
VT 10 30 3	9	211147,67	0,36	
VT 10 40 1	10	159338,07	0,27	0,28
VT 10 40 2	10	171124,24	0,29	
VT 10 40 3	10	161330,79	0,28	
VT 12 20 1	11	364945,36	0,44	0,45
VT 12 20 2	11 e 12	369795,56	0,45	
VT 12 20 3	12	364380,21	0,44	
VT 12 30 1	11	252972,47	0,31	0,33
VT 12 30 2	11	267979,65	0,33	
VT 12 30 3	11	280947,89	0,34	
VT 12 40 1	10	195258,00	0,24	0,23
VT 12 40 2	10 e 11	180423,56	0,22	
VT 12 40 3	10	180503,02	0,22	

que deverá ser utilizado para o cálculo da flecha. Este produto de rigidez médio é diferente do produto de rigidez teórico devido à fissuração do concreto. A Tabela 5 traz os resultados da análise das flechas. Observa-se pela Tabela 5 que o produto de inércia real $(E_{cs} \cdot I_H)_{real}$ é bem menor do que o teórico. A descontinuidade da base de concreto na abertura de concretagem e a fissuração do concreto explicam esta redução. Nos cálculos teóricos a posição da linha neutra resulta aproximadamente no meio da sapata de concreto, o que indica que o concreto sofre fissuração.

5. Aplicação dos resultados

Como comentado no item 1, na montagem de uma laje em balanço que possua abertura de concretagem sobre o apoio (geralmente uma viga), existe a necessidade de se conhecer a capacidade resistente da vigota treliçada durante a fase construtiva, na qual ela deverá resistir sozinha o peso do concreto fresco, dos operários e do equipamento de concretagem.

Modelo	Betonada	$(E_{cs} \cdot I_H)_{real}$	$\frac{(E_{cs} \cdot I_H)_{real}}{(E_{cs} \cdot I_H)_{teórico}}$	Média
VT 16 20 1	6	655614,76	0,35	0,34
VT 16 20 2	6	580841,79	0,31	
VT 16 20 3	6	650375,24	0,35	
VT 16 30 1	7	450662,25	0,24	0,25
VT 16 30 2	7	460356,94	0,25	
VT 16 30 3	7	472568,42	0,25	
VT 16 40 1	8	355565,70	0,19	0,19
VT 16 40 2	8	359303,44	0,19	
VT 16 40 3	7	369402,60	0,20	
VT 20 20 1	5	622823,28	0,21	0,21
VT 20 20 2	4	595495,63	0,20	
VT 20 20 3	5	616838,05	0,21	
VT 20 30 1	5	717295,38	0,24	0,21
VT 20 30 2	5	580981,72	0,20	
VT 20 30 3	5	577835,01	0,20	
VT 20 40 1	6	419473,45	0,14	0,13
VT 20 40 2	6	392026,70	0,13	
VT 20 40 3	6	352356,85	0,12	
VT 25 20 1	1	Descartado		0,18
VT 25 20 2	1	757046,84	0,16	
VT 25 20 3	1	885769,99	0,19	
VT 25 30 1	1	702880,20	0,15	0,16
VT 25 30 2	2	822666,67	0,18	
VT 25 30 3	1 e 2	657050,13	0,14	
VT 25 40 1	2	614253,09	0,13	0,13
VT 25 40 2	2	641758,34	0,14	
VT 25 40 3	2	573322,11	0,12	
VT 30 20 1	3	1052186,65	0,13	0,12
VT 30 20 2	3	972026,25	0,12	
VT 30 20 3	3	1036486,34	0,12	
VT 30 30 1	3	809006,88	0,10	0,10
VT 30 30 2	3	876744,26	0,10	
VT 30 30 3	4	932740,84	0,11	
VT 30 40 1	4	857489,47	0,10	0,10
VT 30 40 2	4	768769,84	0,09	
VT 30 40 3	4	778578,07	0,09	

Os modos de ruína observados visualmente nos ensaios foram: flambagem do banzo inferior devido ao momento fletor negativo e flambagem das diagonais por efeito de força cortante. Além destas duas formas, pode ainda ocorrer a ruína do nó soldado da treliça também pelo efeito da força cortante.

Quando uma vigota, minipainel ou painel treliçado é posicionado sobre os apoios e solicitado, surgem valores de momentos fletores e forças cortantes solicitantes. Para os casos de momentos fletores positivos, as equações resistentes podem ser encontradas em Sartorti *et al* [3]. No caso de momentos fletores negativos em regiões com abertura de concretagem, o presente artigo determina as equações para obter momento resistente negativo e força cortante resistente.

5.1 Flambagem do banzo inferior devido ao momento fletor negativo

Tomando-se por base a Figura 11 e o equacionamento já apresentado até o momento, pode-se deduzir as Equações 27 a 30 onde é apresentado o momento fletor resistente negativo.

$$M_{d,res} = P_{CR} \cdot h \tag{27}$$

$$P_{CR} = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,inf}}{l_{e,real}^2} \tag{28}$$

$$M_{d,res} = \frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,inf}}{l_{e,real}^2} \cdot h \tag{29}$$

$$l_{e,real} = l_{e,teórico} \cdot Média \tag{30}$$

Em que P_{CR} é a carga crítica de flambagem do banzo inferior; h é a altura da treliça; E_s é o módulo de elasticidade do aço, admitido com valor de 21000 kN/cm²; $I_{\phi,inf}$ é o momento de inércia da seção transversal do fio inferior da treliça; $l_{e,real}$ é o comprimento de flambagem real do banzo inferior na abertura de concretagem; $l_{e,teórico}$ é o comprimento de flambagem teórico do banzo inferior na abertura de concretagem que pode ser de 20, 30 ou 40 cm e $Média$ é o valor indicado na última coluna da Tabela 3.

A segurança é garantida quando respeitada a condição da Equação 31.

$$M_{d,res} \geq M_{Sd} \tag{31}$$

Sendo M_{Sd} o momento fletor negativo solicitante de cálculo.

5.2 Flambagem das diagonais devida à força cortante

O valor da força normal (Q), que comprime uma diagonal, é dado pela Equação 10. Substituindo-se $V_{máx}$ pela cortante solicitante de cálculo V_{Sd} , tem-se a Equação 32.

$$Q = \frac{V_{Sd}}{4 \cdot \cos \alpha \cdot \sin \beta} \tag{32}$$

A força normal crítica ($P_{CR,D}$) de flambagem de uma diagonal é dada pelas Equações 33 e 34.

$$P_{CR,D} = \frac{\pi^2 \cdot E_s \cdot I_{\phi,dig}}{l_{e,real,d}^2} \tag{33}$$

$$l_{e,real,d} = l_{e,teórico,d} \cdot Média \tag{34}$$

Sendo E_s o módulo de elasticidade do aço, admitido com valor de 21000 kN/cm²; $I_{\phi,dig}$ o momento de inércia da seção de cada diagonal; $l_{e,real,d}$ o comprimento efetivo de flambagem; $l_{e,teórico,d}$ o comprimento teórico e flambagem e $Média$ o valor indicado na última coluna da Tabela 4.

A segurança é garantida quando respeitada a Equação 35.

$$P_{CR,D} \geq Q \tag{35}$$

5.3 Ruína do nó soldado

A força cortante (V) relativa à resistência da solda do nó superior da treliça deve atender à Equação 36, adaptada da ABNT NBR 14862 [1].

$$V = \frac{15 \cdot \pi \cdot \phi_{BS}^2 \cdot h}{4 \cdot l_{nó}} \tag{36}$$

Sendo ϕ_{BS} o diâmetro do fio que constitui o banzo superior da treliça; h a altura da treliça; $l_{nó}$ o comprimento entre nós da treliça, igual a 20 cm; V_{Sd} a força cortante solicitante de cálculo na fase transitória, a segurança está garantida quando for respeitada a Equação 37.

$$V_{Sd} \leq V \tag{37}$$

5.4 Cálculo do deslocamento

Na fase transitória, é recomendável que o deslocamento máximo da vigota seja inferior ao valor do vão dividido por 500 ($l/500$). Os valores do produto de rigidez (EI) devem ser calculados como indicado na Equação 38, e utilizando as Equações 16 a 22.

$$(EI) = (EI)_{teórico} \cdot Média = E_{CS} \cdot I_H \cdot Média \tag{38}$$

Sendo E_{CS} o módulo de elasticidade secante do concreto, calculado com a resistência característica f_{ck} ; I_H o momento de inércia da seção homogeneizada e $Média$ o valor indicado na última coluna da Tabela 5.

6. Conclusões

Para facilitar a construção do tabuleiro da laje de pontes, marquises e beiras, podem ser utilizadas vigotas treliçadas autoportantes que funcionem como formas, capazes de sustentar na fase construtiva seu peso próprio, peso do concreto fresco, operários e equipamentos de concretagem.

O objetivo desta pesquisa foi estudar o comportamento de vigotas treliçadas ao serem solicitadas pela flexão negativa contendo interrupção do concreto da base na região do apoio, utilizando ensaios em laboratório.

Em vigotas com altura de até 20 cm a ruína foi caracterizada pela flambagem do banzo inferior. Nas vigotas com

altura de 25 cm e 30 cm contendo interrupção do concreto de 20 cm, a ruína deu-se pela flambagem das diagonais, as vigotas com altura de 25 cm e 30 cm com abertura no concreto de 30 cm e 40 cm ruíram pela flambagem no banzo inferior.

Para o cálculo do comprimento de flambagem real, esses dois modos de ruína foram analisados separadamente. Concluiu-se que as barras que compõem o banzo inferior e as diagonais são enrijecidas pelos nós eletrossoldados da treliça e pelo engaste na vigota de concreto, resultando na diminuição expressiva do comprimento de flambagem. Com o comprimento de flambagem real, é possível calcular o momento máximo resistente e a cortante máxima resistente, valores importantes para o dimensionamento adequado do vão máximo em balanço sem escoramento ou vão entre apoios.

Para o cálculo do deslocamento na fase de transição, o produto de rigidez (EI) precisa ser calibrado. Verificou-se que $(E_{CS} \cdot I_H)_{real}$ é menor que o teórico, decorrente da descontinuidade do concreto da base e da fissuração do concreto.

As equações para o cálculo do momento resistente, cortante resistente e deslocamento são indicadas no presente artigo, e delas é possível determinar o máximo vão em balanço ou máximo vão entre apoios de uma vigota treliçada com interrupção da concretagem.

Recomendam-se estudos em minipainéis e painéis treliçados para verificar possíveis alterações dos resultados. Entretanto, os resultados dos ensaios apresentados neste artigo indicam uma grande capacidade de carga das peças ensaiadas, fazendo com que as vigotas treliçadas com interrupção no concreto da base sejam indicadas para situações onde se deseja um monolitismo entre as lajes e as vigas otimizando o escoramento, como é o caso esperado em pontes. É ainda importante destacar que os resultados encontrados nesta pesquisa não devem ser extrapolados para alturas e bitolas de treliças não analisadas.

7. Referências

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14862. Armaduras treliçadas eletrossoldadas - Requisitos. Rio de Janeiro. 2002.
- [2] _____. NBR 14859-1. Laje pré-fabricada – Requisitos Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro. 2002.
- [3] SARTORTI, A. L.; FONTES, A. C.; PINHEIRO, L. M. Analysis of the assembling phase of lattice slabs. In: Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. Volume 6, Number 4 (August 2013) p. 623-660. São Paulo: IBRACON, 2013.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14859-2. Laje pré-fabricada – Requisitos Parte 2: Lajes bidirecionais. Rio de Janeiro. 2002.
- [5] _____. NBR 14860-1. Laje pré-fabricada – Pré-laje - Requisitos Parte 1: Lajes unidirecionais. Rio de Janeiro. 2002.
- [6] _____. NBR 14860-2. Laje pré-fabricada – Pré-laje - Requisitos Parte 2: Lajes bidirecionais. Rio de Janeiro. 2002.
- [7] _____. NBR 15696. Formas e escoramentos para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos. Rio de Janeiro. 2009
- [8] _____. NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.
- [9] SARTORTI, A. L.; VIZOTTO, I; PINHEIRO, L. M. Utilização de Minipainéis Treliçados para Construção de Tabuleiros de Pontes. Rio de Janeiro: IABSE, 2010.
- [10] GASPAR, R. Análise da segurança estrutural das lajes pré-fabricadas na fase de construção. São Paulo, 1997. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas)-Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- [11] TERNI, A. W.; MELÃO, A. R.; OLIVEIRA, L. E. A utilização do método dos elementos finitos na análise comportamental da laje treliçada na fase construtiva. Congresso Brasileiro do Concreto, 50. IBRACON. Salvador, 2008.
- [12] AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). ASTM E1876-1: Standard test method for dynamic Young's modulus, shear modulus, and Poisson's ratio by impulse excitation of vibration. Philadelphia, 2005.
- [13] SARTORTI, A. L. Comportamento dinâmico de lajes maciças de concreto leve com pérolas de EPS. 2015. 215p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia de Estruturas da escola de engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.
- [14] METHA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: microestrutura, propriedade e matérias. 2 ed. São Paulo: IBRACON, 2014.
- [15] FUSCO, P. B. Tecnologia do concreto estrutural: tópicos aplicados. São Paulo: Pini, 2008.